

Università degli Studi della Calabria

Facoltà di Ingegneria

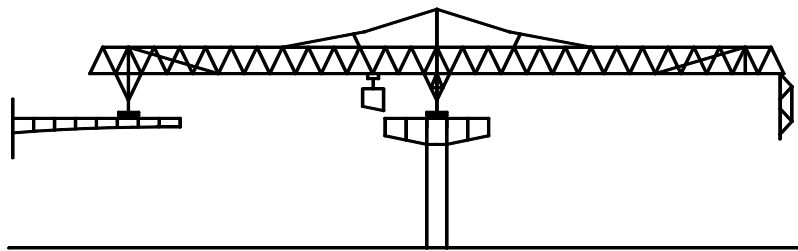
Corso di Laurea in Ingegneria Civile

Dipartimento di Strutture

Indirizzo Strutture

Tesi di Laurea

Balanced cantilever bridges:
tecnologie e metodi di calcolo



Relatore

Prof. Ing. Michele Contaldo

Candidato

Massimiliano Rubino

Matr. 27131

Anno Accademico 2003/2004

Ad Angela



“Il mercoledì albeggiava quando mi affacciai alla finestra. Le luci tremule sui ponti erano già impallidite, il sole nascente era come una palla di fuoco all’orizzonte. Il fiume, ancora buio e misterioso, era scavalcato da ponti che a poco a poco divenivano freddamente grigi, con qua e là una pennellata calda dell’incendio nel cielo. Mentre guardavo i tetti asserragliati, con campanili e torri sfreccianti nell’aria insolitamente chiara, il sole si levò, e un velo parve sollevarsi dal fiume, e milioni di scintille si accesero sulle acque. Anche da me sembrava che si fosse sollevato un velo, e mi sentii forte e sano.”

(Charles Dickens, Great Expectations, cap. 53)

INDICE

<i>Scopi e contenuti</i>	vii
--------------------------------	-----

Capitolo 1: INTRODUZIONE

1.1 Cenni storici	2
1.2 Vantaggi e svantaggi della costruzione di ponti a conci prefabbricati	4
1.3 Metodi di costruzione di ponti a conci prefabbricati	5
1.4 Applicazioni nel mondo di impalcati a conci prefabbricati	8
1.4.1 Il ponte sul fiume Torride a Bideford nel Devon (GB)	8
1.4.2 Il viadotto Vallone Marzo per l'autostrada Messina-Palermo nei pressi di Cefalù.....	10
1.4.3 Il viadotto Grangetown nel raccordo autostradale presso Cardiff nel Galles ...	12
1.4.4 Il viadotto a conci prefabbricati per l'Autostrada H-3 delle Hawaii	15
1.4.5 Il ponte "sdoppiato" Seabreeze a Daytona Beach in Florida, U.S.A.....	17
1.4.6 Superstrada sopraelevata di Bangkok.....	19
1.5 Moderne tecniche innovative a conci prefabbricati	21
1.5.1 Viadotto a Grenoble.....	22
1.6 Tecniche alternative della costruzione per conci	23
1.6.1 Conci gettati direttamente in opera.....	23
1.6.1.1 Ponte sul Danubio	25
1.6.2 Varo frontale progressivo (estrusione cadenzata).....	26
1.6.2.1 Ponte autostradale sul fiume Serio, Bergamo.....	31

Capitolo 2: CONSIDERAZIONI PRELIMINARI PER IL PROGETTO DEL CONCIO

2.1	Considerazioni generali.....	34
2.2	Dimensioni principali dei conci	34
2.3	Dimensioni dettagliate dei conci	38
2.4	Conci di pila e di spalla.....	39
2.5	Intervento del post-tensionamento durante la fase costruttiva e di esercizio	40
2.5.1	Post-tensionamento permanente	40
2.5.2	Post-tensionamento provvisorio durante la fase costruttiva	45
2.5.3	Post-tensionamento trasversale delle solette dell'impalcato	47
2.5.4	Andamento delle armature di post-tensionamento	48
2.5.5	Gabbia di armatura ordinaria	51
2.5.6	Le chiavi di taglio	52
2.5.7	Tipi di giunzione tra i conci.....	54
2.5.7.1	Giunzioni epossidiche.....	55

Capitolo 3: CONSIDERAZIONI NELLO STUDIO DELL'ANALISI LONGITUDINALI

3.1 Sviluppo dei dettagli preliminari dei ponti.....	58
3.1.1 Scelta della distribuzione della luce.....	58
3.2 Analisi longitudinale.....	60
3.2.1 Momenti di assemblaggio (<i>aspetto statico</i>).....	60
3.2.2 Analisi della viscosità (<i>aspetto deformativo</i>).....	61
3.2.2.1 Effetti della viscosità risultanti dal cambio dello schema statico dovuto alla chiusura del giunto centrale	64
3.2.2.2 L'effetto della viscosità sui momenti dovuti ai cedimenti degli appoggi.....	68
3.2.2.3 L'effetto della viscosità nel ridurre le forze ostacolanti dovute al ritiro.....	71
3.2.2.4 Determinazione del fattore di viscosità	73
3.2.2.5 L'influenza della viscosità sui momenti della sovrastruttura	74
3.2.3 Analisi della sovrapposizione del sovraccarico permanente e analisi dei sovraccarichi accidentali.....	77
3.2.4 Analisi degli effetti longitudinali della temperatura.....	78

Capitolo 4: EFFETTI TERMICI TRASVERSALI E CORREZIONE DELLE DEFORMAZIONI

4.1	Gli effetti trasversali della temperatura	88
4.2	Analisi e correzione delle deformazioni durante le fasi costruttive	90
4.2.2	Analisi.....	91
4.2.2.1	Fase A – Sbalzo libero	92
4.2.2.2	Fasi intermedie B, B'	93
4.2.2.3	Fase C – Schema continuo finale.....	96
4.3	Correzione della linea d'asse longitudinale	96
4.3.1	Correzione delle deformazioni.....	97
4.3.2	Correzione delle rotazioni.....	98
4.3.3	Esempio di calcoli di correzione della linea d'asse longitudinale	99

Capitolo 5: PRODUZIONE, TRASPORTO E ASSEMBLAGGIO DEI CONCI PREFABBRICATI

5.1	Produzione dei conci prefabbricati	103
5.1.1	Considerazioni generali	103
5.1.2	Metodi di getto	104
5.1.2.1	Il metodo <i>long-line</i>	104
5.1.2.2	Il metodo <i>short-line</i>	106
5.1.3	Casseforme	108
5.1.4	Calcestruzzo	110
5.1.5	Superfici della giunzione	111
5.1.6	Superfici di appoggio	112
5.2	Movimentazione e trasporto dei conci prefabbricati.....	112
5.3	Metodi di assemblaggio	113
5.3.1	Gru e verricello di sollevamento.....	113
5.3.2	Carro di varo	113
5.3.2.1	Considerazioni generali	113
5.3.2.2	Esempi applicativi del carro varo	118
5.3.2.2.1	<i>Superstrada sopraelevata di Bangkok (1998)</i>	118
5.3.2.2.2	<i>Il ponte “sdoppiato” Seabreeze a Daytona Beach in Florida, U.S.A. (1998)</i>	121
5.3.2.2.3	<i>La sopraelevata urbana di “Westgate” a Melbourne (1991)</i>	124
5.3.2.3	Particolare dispositivo di varo nel viadotto a conci prefabbricati per l’Autostrada H-3 delle Hawaii (1996)	126
5.3.3	Posizionamento progressivo	132
5.3.4	Progetto delle pile e stabilità durante la costruzione	134

Capitolo 6: ANALISI DELLE FASI COSTRUTTIVE DEL NORTH VERNON BRIDGE (U.S.A.)

6.1	Dimensioni strutturali	136
6.2	Sequenza di assemblaggio	139
6.3	Dettagli di post-tensionamento	140
6.4	Verifica delle tensioni in una fibra in termini di <i>momento equivalente</i>....	143
6.5	Procedura di progetto.....	145
6.5.1	<i>Fase 1</i> Sbalzo iniziale + Post-tensionamento a sbalzo iniziale Gruppo 1	147
6.5.2	<i>Fase 2</i> Completamento della campata di coda + Post-tensionamento di continuità Gruppo 2	153
6.5.3	<i>Fase 3</i> Completamento della campata centrale + Post tensionamento di continuità Gruppo 3a e 3b.....	159
6.5.4	<i>Fase 4</i> Somma dei sovraccarichi permanenti	166
6.5.5	<i>Fase 5</i> Applicazione del sovraccarico accidentale e dell'azione dovuta agli effetti termici trasversali	169
6.5.6	<i>Fase 6</i> Influenza del tempo.....	174
6.5.6.1	<i>Fase 6a</i> Ridistribuzione del momento relativo al peso proprio delle trave a cassone dovuta alla viscosità.....	175
6.5.6.2	<i>Fase 6b</i> Ridistribuzione del momento relativo al post-tensionamento dovuta alla viscosità.....	178
6.5.6.3	<i>Fase 6c</i> Effetti delle perdite di precompressione.....	182
6.5.7	<i>Fase 7</i> Verifica di tensione finale.....	186
	<i>Bibliografia</i>	188

**Capitolo 6: ANALISI DELLE FASI
COSTRUTTIVE DEL
NORTH VERNON BRIDGE
(U.S.A.)**

Scopi e contenuti

La costruzione di ponti e viadotti con la tecnica *balanced cantilever* prevede fasi costruttive, tecnologie operative e tempi di esecuzione caratterizzate da schemi strutturali statici, che cambiano a seconda della fase che si considera, sebbene questa variabilità si manifesti e si esaurisca in un transitorio temporale di breve durata. La conseguenza è l'insorgere di stati tensionali variabili nel tempo, che possono influenzare, in maniera sensibile, la risposta strutturale.

A questo scopo la tesi è stata articolata in sei capitoli.

Nel *primo capitolo* vengono analizzate le tre grandi famiglie delle tipologie costruttive che rientrano nella categoria della costruzione per conci. Nella fattispecie viene analizzata l'evoluzione nel tempo della tecnologia della costruzione a conci prefabbricati e i vantaggi e svantaggi di questo metodo. A fine capitolo vengono esposti sei esempi di applicazione di questo tipo di impalcato.

Il *secondo capitolo* è dedicato allo studio della sezione trasversale e del concio, tenendo conto sia di aspetti pratici e tecnologici che di criteri strutturali. Viene esaminato l'intervento della precompressione durante la fase costruttiva e di esercizio. Per quanto riguarda le giunzioni tra i conci, si esaminano le chiavi di taglio e la resina epossidica.

Il *terzo capitolo* tratta nei dettagli le problematiche del metodo costruttivo *balanced cantilever*. A tal scopo si esamina l'analisi longitudinale riguardo sia l'aspetto statico (regime di sollecitazione durante la fase di assemblaggio) che l'aspetto deformativo (viscosità); infatti, vengono studiati gli effetti della viscosità nel cambio dello schema statico, ai cedimenti degli appoggi e alle forze ostacolanti dovute al ritiro. Viene considerato un esempio per lo studio dell'effetto viscoso sui momenti dovuti al peso proprio. Infine, si analizzano gli effetti longitudinali della variazione termica trasversale differenziale per ponti a singola campata e per ponti continui.

Il *capitolo quarto* inizia con la trattazione dell'effetto trasversale della temperatura e termina con le correzioni delle deformazioni durante le fasi costruttive.

Il *quinto capitolo* è dedicato alla produzione dei conci tenendo presente anche il trasporto e l'assemblaggio. Viene spiegato nei dettagli il principio della giunzione *match-cast*. Inoltre, si esamina come il carro di varo abbia contribuito significativamente allo sviluppo della costruzione a conci prefabbricati. Infine, vengono mostrati cinque esempi applicativi di questa macchina speciale.

La tesi si conclude con il *sesto capitolo* analizzando le varie fasi costruttive di un ponte realizzato negli Stati Uniti. Vengono al riguardo verificate le tensioni per via indiretta tramite momenti flettenti equivalenti definiti nel capitolo stesso e questo tenendo presente tutte le fasi costruttive e l'influenza del tempo.

Concludendo possiamo affermare che la tecnologia nei ponti costruiti con la tecnica *balanced cantilever* è stata e sarà continuamente raffinata con il tempo. Dall'altra parte questa tesi vuole dimostrare come tale tecnologia costruttiva debba scontrarsi con problemi strutturali e con problemi legati ai fenomeni lenti come la viscosità.



Per la prima volta ad Hong Kong è stato adottato il sistema a conci prefabbricati assemblati in opera con avanzamento a sbalzo dalle pile, 1994 [F1].

Capitolo 1: INTRODUZIONE

1.1 Cenni storici

Nel periodo a partire dalla conclusione della seconda guerra mondiale, il cemento armato emerse in svariate forme come elemento importante nella costruzione di ponti a grande luce. Un certo numero di ponti a travata a cassone con luci raggiungenti i 210 metri, erano già stati completati oppure erano in via di completamento negli Stati Uniti o in Canada.

Nei tardi anni '40 e negli anni '50 molti metodi costruttivi innovativi, legati primariamente all'uso del cemento armato precompresso, furono sviluppati in Europa per la sostituzione dei ponti danneggiati dalla guerra. In particolare, la costruzione di ponti con conci con il metodo a sbalzo gettati in opera sviluppata dalla ditta Dyckerhoff & Widmann in Germania, aprì la strada alla costruzione dei ponti in calcestruzzo con luci superiori ai 210 m.

Il primo ponte in calcestruzzo a conci *gettati in opera* fu costruito sul fiume Lahn in Balduinstein, in Germania, nel 1950, mentre la prima applicazione conosciuta della costruzione di ponti a conci prefabbricati fu un ponte a campata singola costruito nello stato di New York nel 1952.

La tecnologia della costruzione a conci gettati in opera fu adattata ed estesa all'uso con conci prefabbricati nel ponte Choisy-le-Roi sulla Senna a Parigi nel 1962 (**fig. 1.1**). Il ponte Choisy-le-Roi fu progettato e costruito dall'Impresa Campenon Bernard. Molte altre strutture di questo tipo furono costruite nello stesso periodo.



Fig. 1.1: Il ponte Choisy-le-Roi, 1962 [F2].

A partire dalla metà degli anni '60, l'Organizzazione Freyssinet sviluppò in Francia una tecnologia, in seguito diffusa ai paesi di tutti il mondo, per l'uso dei ponti a travata a cassone a conci prefabbricati.

Con il trascorrere degli anni, le tecniche della prefabbricazione dei conci e del loro collocamento e montaggio nella struttura furono continuamente raffinate.

Una delle maggiori innovazioni per la costruzione di ponti a conci prefabbricati fu il carro varo che fu usato per la prima volta per il Viadotto Oleron, costruito tra il 1964 e il 1966 (**fig. 1.2**). Il carro varo permise il completamento del viadotto di Oleron con una media di 270 m di impalcato realizzato al mese.



Fig. 1.2: Il carro varo del viadotto Oleron, 1964-66 [F2].

Ulteriori esperienze con ponti di una certa importanza a conci prefabbricati permisero il raffinamento del processo di costruzione. Miglioramenti furono fatti nei metodi di prefabbricazione dei conci e nel progetto delle attrezzature di posizionamento e assemblaggio, in modo da permettere l'uso di conci più larghi e la costruzione di ponti a luci più grandi.

La tecnica della costruzione dei conci prefabbricati non solo ottenne una rapida accettazione in Francia ma si diffuse anche agli altri paesi, tra cui l'Olanda, la Svizzera, il Brasile e la Nuova Zelanda.

Negli Stati Uniti fu costruito un ponte a travata a cassone a conci prefabbricati vicino a Corpus Christi, in Texas, che fu aperto al traffico nel 1973, con luce centrale di 61 m e luci finali di 30,5 m.

1.2 Vantaggi e svantaggi della costruzione di ponti a conci prefabbricati

I vantaggi dell'uso delle tecniche di costruzione a conci prefabbricati per l'ingegneria dei ponti sono i seguenti:

1. L'economicità;
2. I conci possono essere fabbricati durante la costruzione della sottostruttura, e può essere così ottenuta una maggiore rapidità nella realizzazione della stessa;
3. Il metodo fa uso di tecniche di produzioni industrializzate ripetitive che permettono di ottenere un'alta qualità e una elevata resistenza del calcestruzzo;
4. E' eliminata la necessità di opere provvisorie e tutto il montaggio può essere realizzato dalle parti più alte delle porzioni completate del ponte. Questi aspetti possono essere particolarmente importanti nei casi dove è necessario minimizzare l'interferenza con l'ambiente intorno al ponte, o dove, durante la costruzione, deve essere mantenuto traffico intenso sotto il ponte.
5. La geometria della struttura può essere adattata ad ogni curvatura orizzontale o verticale o ad ogni pendenza trasversale della strada richiesta;
6. Gli effetti del ritiro e della viscosità del calcestruzzo possono essere sostanzialmente ridotti sia durante il montaggio e sia nella struttura completata, poiché i conci normalmente saranno già maturati per la resistenza richiesta del progetto prima dell'assemblaggio;
7. Ad eccezione delle limitazioni atmosferiche e di temperatura in riferimento alla preparazione e al posizionamento dell'epossidica, la costruzione a conci prefabbricati è relativamente insensibile alle condizioni meteorologiche;
8. Il potenziale estetico della costruzione in calcestruzzo;
9. L'aumento della durabilità degli impalcati di ponti attraverso la precompressione del calcestruzzo e l'eliminazione della fessurazione, e attraverso l'uso di calcestruzzo di alta qualità prodotto sotto condizioni che permettono un livello elevato di controllo della qualità.

Lo svantaggio principale della costruzione a conci prefabbricati è legato alla necessità di una tecnologia di progetto enormemente elevata, e alla necessità di un elevato grado di controllo dimensionale durante la produzione e l'assemblaggio dei

conci. La temperatura e altre restrizioni metereologiche dell'epossidiche di giunzione costituiscono anche un fattore limitante.

I problemi che si incontrano in fase costruttiva sono comuni ad altri tipi di costruzione e sono legate generalmente ai dettagli ed alle qualità della manodopera. Tra essi: i nidi di ghiaia, riparabili con la sostituzione della zona degradata; il danneggiamento delle chiavi di taglio; la non accurata finitura della superficie di estradosso; l'errato allineamento dei condotti dei cavi, con l'aumento delle perdite per attrito; le scorrette modalità di stoccaggio e quindi l'effetto dei cedimenti differenziali della base d'appoggio; la perdita dell'allineamento in verticale o in orizzontale, che risulta spesso rimediabile nelle realizzazioni; lo scorrimento degli apparecchi di ancoraggio; l'inadeguatezza dei dettagli costruttivi, per quanto riguarda soprattutto le interferenze delle armature.

In termini di costo, la costruzione a conci si rileva in molti casi più economica di quella in acciaio. Il progetto deve essere comunque organizzato al fine di garantire l'assemblaggio delle gabbie di armatura e il passaggio dei cavi di precompressione, di illustrare la sequenza di assemblaggio in opera e la disposizione dei sostegni provvisori, di definire le fasi di precompressione: particolare attenzione deve essere infine rivolta alla valutazione degli spostamenti a breve e lungo termine.

Le esperienze hanno dimostrato che queste tecnologie hanno raggiunto uno stadio di avanzata maturità e possono essere quindi applicate in modo capillare.

1.3 Metodi di costruzione di ponti a conci prefabbricati

I ponti in c.a. realizzati attraverso l'assemblaggio in opera, mediante cavi di post-tensionamento, di conci prefabbricati, rappresentano la naturale evoluzione dei ponti a conci post-tesi gettati direttamente in opera.

Nell'ambito di questa classe di strutture, sono distinguibili, in base al metodo di costruzione, due categorie di opere [1]:

1. *ponti realizzati solidarizzando una campata alla volta*, come il Long Key od il Seven Mile Bridge (**fig. 1.3**), entrambi realizzati in Florida. Gli impalcati delle strutture di questo tipo sono più leggeri;

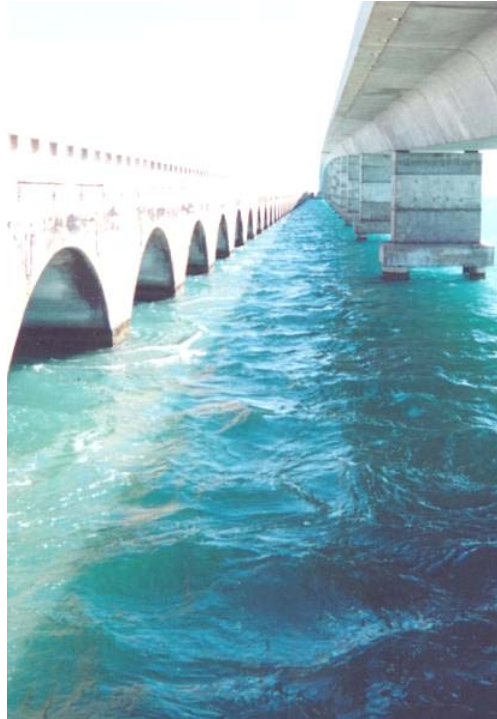


Fig. 1.3: Seven Mile Bridge [F2].

2. ponti costruiti a sbalzo dalle pile in modo bilanciato come il viadotto d'accesso Ramp I al Florida Turnpike I-75 Interchange, oppure procedendo sempre nella stessa direzione e quindi usufruendo di appoggi intermedi provvisori, come il viadotto Linn Cove (**fig. 1.4**) o il ponte Fontenoy in Francia. Le strutture realizzate con questa tecnologia richiedono fondazioni più massicce, sia per effetto delle luci maggiori che per l'intensità dei momenti ribaltanti trasmessi in fondazione durante la costruzione.



Fig. 1.4: Il ponte Linn Cove [F2].

Grazie a queste tecnologie, l'economia viene conseguita, soprattutto, perché si realizza un impalcato continuo e quindi un considerevole risparmio nell'entità dei carichi permanenti.

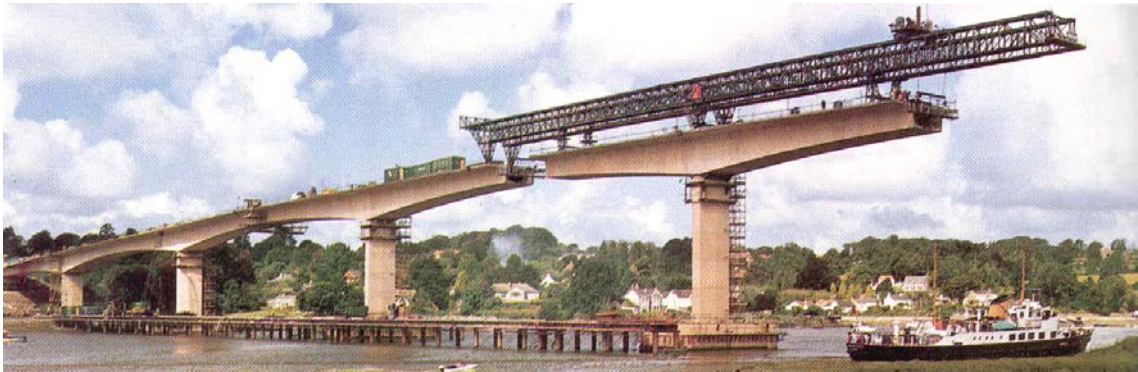
In generale, i conci sono prefabbricati direttamente dall'impresa appaltatrice, in un cantiere appositamente predisposto o già esistente, ad un ritmo a regime di un concio al giorno e di un concio di pila ogni due o tre giorni. In ogni modo, non è possibile evitare la presenza di conci danneggiati ed inutilizzabili: la loro entità è comunque ritenuta accettabile se compresa entro lo 0,5%.

Le cause principali dei dissesti sono da ricercare nella presenza di vuoti o nidi di ghiaia, nello spostamento dei condotti dei cavi di precompressione e nella cedevolezza dei casseri.

Il ritmo di costruzione di questi ponti risulta, comunque, estremamente notevole. Nei ponti del primo tipo infatti esso è compreso a regime tra tre e cinque campate per settimana, mentre nei ponti del secondo tipo, nonostante le maggiori difficoltà determinino una variabilità più elevata, la costruzione viene ultimata prima del previsto.

1.4 Applicazioni nel mondo di impalcati a conci prefabbricati

1.4.1 Il ponte sul fiume Torride a Bideford nel Devon (GB)



Il ritmo di avanzamento dell'assemblaggio dei conci prefabbricati è stato di quattro elementi al giorno [F3].

Il ponte ha una lunghezza complessiva di 650 m ed un'altezza massima sul pelo libero dell'acqua di 24 m, per consentire il transito delle imbarcazioni.

L'impalcato è costituito da una trave continua ad otto campate, di luci comprese tra 63,80 e 90 m, con sezione a cassone monoconesso in c.a.p.

La sezione trasversale ha anime verticali di 0,45 m di spessore, una larghezza di 6,00 m all'intradosso, ed all'estradosso sbalzi di 3,65 m di lunghezza. La larghezza complessiva della carreggiata è quindi di 13,30 m.

La soletta d'intradosso ha spessore compreso tra 0,50 m sulle pile e 0,25 m in mezzeria, mentre la soletta d'estradosso ha spessore costante di 0,30 m.

L'impalcato ha un profilo curvilineo all'intradosso, con altezza variabile da 5,70 m in corrispondenza delle pile a 3 m di mezzeria. L'impalcato è stato realizzato assemblando 251 conci, di 2,75 m di lunghezza e di peso variabile tra 55 e 100 t, prefabbricati in stabilimento e quindi solidarizzati in opera attraverso la precompressione.

Le facce a contatto dei conci adiacenti sono state rivestite con un collante a base di resine, immediatamente prima della posa in opera; tale prodotto, oltre a servire come

lubrificante nelle operazioni di varo, garantisce l'impermeabilità dei giunti e una buona aderenza dei conci durante il regolare esercizio del ponte.

Ciascuna campata è stata realizzata con la tecnica di avanzamento a sbalzo dalle pile, mentre i conci sono stati posti in opera al ritmo di 4 al giorno.

Per la realizzazione di una campata di 90 m di luce sono state impiegate tre settimane lavorative, mentre dieci giorni sono stati richiesti dalle operazioni di chiusura del concio di chiave e dall'avanzamento della trave di varo.

In stabilimento, i conci sono stati prodotti al ritmo di uno al giorno. Dei 251 conci prefabbricati, solo uno è stato eliminato perché di qualità non adeguata: il primo. L'intero impalcato è stato realizzato in soli otto mesi [2].

1.4.2 Il viadotto Vallone Marzo per l'autostrada Messina-Palermo nei pressi di Cefalù



L'assemblaggio dei conci di impalcato è avvenuto con l'ausilio di un carro di varo del peso di 240 t in grado di autovararsi con uno sbalzo di circa 62 m [F4].

Tipologicamente il viadotto è costituito da una trave continua a sezione scatolare monocellulare, realizzata tramite conci prefabbricati con il procedimento di coniugazione (segmentazione trasversale), assemblati con precompressione a cavi scorrevoli, successivamente resi solidali.

Il viadotto è costituito da due carreggiate distinte, ciascuna della larghezza strutturale di 11 m, completate da una veletta laterale integrate nel cordolo di sostegno della barriera di sicurezza. Entrambe le carreggiate realizzano una trave continua a tre campate di cui le laterali hanno una luce di 50 m e quella centrale di 100 m. La stampella tipo dell'impalcato è costituito da 36 conci di differente lunghezza.

L'altezza dell'impalcato è variabile con legge parabolica tra i conci 2 e 17 da un valore massimo di 4,55 m (concio di pila) ad un minimo di 2,45 m (mezzeria); rimane costante e pari a 4,55 m nei conci 0 (concio diaframma) ed 1 (conci di estremità del concio diaframma).

Gli spessori delle pareti costituenti la sezione scatolare sono costanti nelle anime (45 cm) e sulla soletta superiore (26 cm), risultano invece variabili con legge parabolica da 22 cm a 100 cm nella soletta inferiore, passando dalla mezzeria al concio 1. Ne consegue uno spessore equivalente di tutto l'impalcato pari a 78 cm.

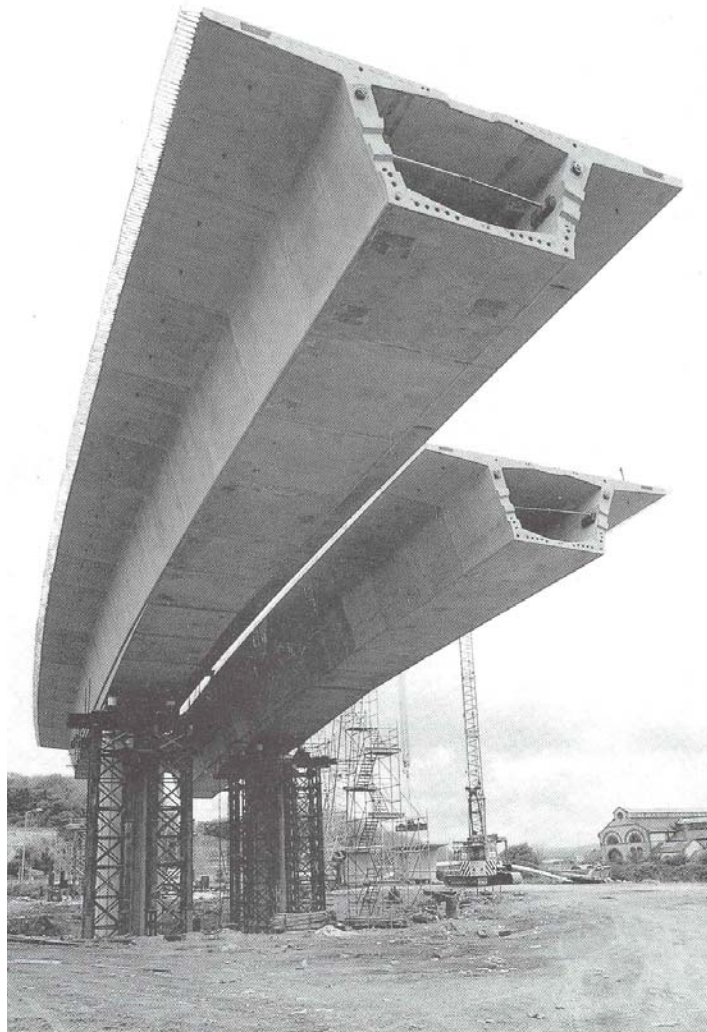
Lungo le facce coniugate dei conci, sia in corrispondenza delle anime che delle solette, sono state realizzate chiavi di taglio, necessarie sia in fase di montaggio che per garantire l'instaurarsi di un corretto meccanismo resistente allo stato ultimo, in presenza cioè di estese zone di giunti soggette a decompressione. Si è optato per la realizzazione di chiavi di taglio di seconda generazione e cioè diffuse nelle anime e solette e dotate di idonea armatura.

I conci costituenti l'impalcato del viadotto sono stati costruiti in un cantiere di prefabbricazione posto a qualche chilometro di distanza. Per il getto è stato impiegato un solo cassero metallico, per i conci ad altezza variabile, con produzione di un concio al giorno; i conci 0 ed 1 sono stati invece gettati con un cassero avente maschera interna in legno e la loro costruzione ha preceduto quella di tutti gli altri.

Il montaggio dei conci è avvenuto con un carro di varo del peso di 240 t in grado di autovararsi dalla stampella appena costruita con uno sbalzo di circa 62 m.

A viadotto ultimato si è proceduto alla stoccatura dei giunti, realizzata tramite "by-bridge" operante dalla soletta superiore, nonché all'iniezione di tutti i cavi di precompressione; sono state quindi posizionate le velette prefabbricate in c.a. ed è stato realizzato il getto del marciapiede [3].

1.4.3 Il viadotto Grangetown nel raccordo autostradale presso Cardiff nel Galles



In fase costruttiva ogni pila sostiene al massimo 21 conci, più il concio di testa pila [F5].

Si tratta del più lungo viadotto realizzato nel Regno Unito con la tecnica a sbalzo per conci successivi. L'impalcato risulta dall'assemblaggio di 641 conci a sezione trapezoidale cava aventi un peso compreso tra le 44 e le 74 tonnellate e una lunghezza di 3,15 m e 3,25 m per le carreggiate est ed ovest rispettivamente. Queste misurano nell'ordine 992,80 m e 1014,15 m di luce complessiva; la luce massima di una campata è di 72,0 m. La sezione corrente è alta 2,80 m, mentre vicino alle pile il profilo

longitudinale presenta 4 conci gradualmente ringrossati, il più alto dei quali misura 3,50 m di altezza.

La prefabbricazione dei conci di impalcato è avvenuta su una linea di prefabbricazione corta con metodo che viene definito a conci accoppiati o *match casting* (fig. 1.5). Detto metodo prevede che la cassaforma del concio stazioni sempre nella stessa posizione mentre il concio, dopo un giorno di maturazione, venga mosso di una lunghezza, in una posizione dove, prima di essere immesso nell'area di stoccaggio, funga da cassero frontale per il concio successivo, così da assicurare, poi, in fase di montaggio, una perfetta giunzione tra i segmenti.

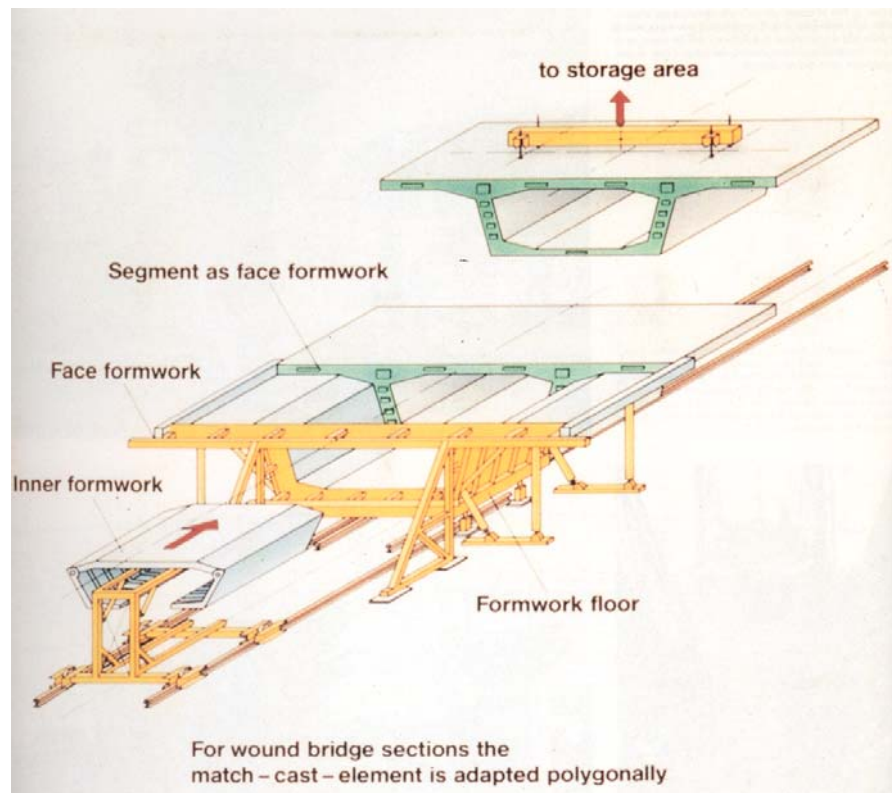


Fig. 1.5. Schema assonometrico del processo di prefabbricazione dei conci [F6].

Per rendere la fabbricazione dei conci indipendenti dalle condizioni atmosferiche, è stato costruito un capannone capace di produrre un concio al giorno.

Prima di rimuovere le casseforme, il mattino seguente è stato eseguito un sopralluogo per controllare di nuovo l'allineamento del concio. Man mano che venivano

prodotti, essi erano trasportati in apposite aree destinate allo stoccaggio e prossime al luogo di costruzione.

Durante la costruzione delle stampelle, un continuo monitoraggio dell'allineamento orizzontale e verticale è stato condotto al fine di apportare, se necessario, piccole correzioni durante la posa in opera dei conci, impiegando fibre di vetro per riempire i giunti o sabbia fine con le resine di incollaggio [4].

1.4.4 Il viadotto a conci prefabbricati per l'Autostrada H-3 delle Hawaii



Il sistema costruttivo adottato ha permesso di porre in opera in una giornata otto conci, compresa la saldatura dei giunti e la predisposizione della precompressione [F7].

Il viadotto si sviluppa fra le testate di quattro *tunnels*, compiendo due ampie spire di diverso raggio di curvatura, una di 480 m e l'altra di 510 m, per una lunghezza di 2016 metri.

Per quasi tutto il loro svolgimento, gli impalcati, sostenuti ciascuno da 23 pile poste mediamente ad un interasse di 87 m (solo in alcuni casi si notano luci di 92 m), avanzano costantemente affiancati per poi abbandonare la distanza di 21 m che li ha inizialmente separati, divergendo progressivamente in prossimità dei *tunnels* per consentire un più agevole raccordo con gli imbocchi delle gallerie.

L'impalcato è una struttura costituita da un cassone unico ottenuto disponendo in successione dei conci prefabbricati le cui altezze assumono un valore decrescente

all'aumentare della distanza dagli appoggi (4,88 m sulle pile e 2,44 m in chiave), conferendo al profilo inferiore dell'impalcato il caratteristico andamento parabolico.

La soletta inferiore dei conci, di dimensione costante pari a 6,70 m presenta uno spessore massimo di 0,41 m in prossimità delle pile e uno minimo di 0,23 in corrispondenza dell'elemento di chiave, mentre le anime verticali raggiungono spessore di 0,38 m. La soletta superiore, la cui larghezza oscilla tra i 12,52 m e i 15,83 m con uno spessore variabile tra 0,23 m e 0,28 m, è precompressa trasversalmente.

I conci sulle pile sono gettati in opera per superare le difficoltà di natura geometrica derivanti dal raccordo dei fusti delle pile con l'impalcato, le cui pendenze trasversali e longitudinali sono variabili. Inoltre per semplificare i problemi di realizzazione, il peso dei conci è stato contenuto entro le 70 t limitando la loro lunghezza. Generalmente in una semi-campata è possibile individuare sei conci di 2,44 m, cinque di 3,05 m e due di 3,36 m.

La prefabbricazione dei conci è avvenuta in un cantiere indipendente distante 10 Km dal viadotto e situato in prossimità di uno stabilimento di calcestruzzo.

Ad esclusione dei conci di testa pila in c.a. gettati in opera, il cantiere, organizzato con quattro linee di prefabbricazione per la realizzazione dei conci ordinari ed alcune linee speciali per la predisposizione dei conci di articolazione, ha garantito la produzione di 1324 conci ordinari, 10 conci di articolazione e 4 conci di testata [5].

1.4.5 Il ponte “sdoppiato” Seabreeze a Daytona Beach in Florida, U.S.A.



Le operazioni di varo del carro sono radiocomandate [F8].

L’opera consiste di due ponti separati per una lunghezza totale di 1404 m ed una superficie di 21000 mq. La luce della campata è di 75 m con stampelle tipo costituite da 21 conci così articolate: sulla pila, in corrispondenza dell’allineamento degli appoggi, è posizionato il conco diaframma (0) della lunghezza di 1,524 m; il testa pila è costituito da un diaframma centrale che permette un passaggio libero delle dimensioni di 2,13 x 2,13 m.

Alle due estremità del testa pila sono posizionati i conci della lunghezza di 3,66 m (1D, 1U). Seguono quindi le altre coppie di conci della stessa lunghezza, e chiavi di sutura di lunghezza variabile da 0,60 a 1,20 m. L’altezza dell’impalcato è variabile con legge parabolica da un valore massimo di 4,04 m ad uno minimo di 2,44 m.

Gli spessori delle pareti costituenti la sezione scatolare sono costanti nelle anime (256 mm), risultano invece variabili con legge parabolica da 457 mm a 216 mm nella soletta inferiore.

Per la costruzione dei conci dell'impalcato e delle pile è stato costruito un impianto di prefabbricazione a circa 3 Km di distanza dal cantiere. I conci sono stati fabbricati con la tecnica del *concio coniugato*.

Sono stati usati due casseri, coperti da capannone mobile per il riparo dalla pioggia, rendendo possibile la produzione di un concio per cassero al giorno [6].

1.4.6 Superstrada sopraelevata di Bangkok



Movimentazione del concio per la messa a dimora [F9].

La strada è formata, nei vari tronchi, da due carreggiate parallele, ciascuna con tre o due corsie. Il piano stradale corre, in generale, a quote variabili da 11 a 23 m sopra il terreno. Nelle zone di innesto delle rampe di accesso e di uscita, si trovano fino a quattro impalcati accostati, di cui quelli con lo stesso senso di marcia sono collegati fra loro mediante una soletta supplementare.

Le campate hanno luci variabili da un minimo di 24,85 m (n.8 conci) ad un massimo di 48,65 m (n.15 conci). Le sezioni degli impalcati hanno forma di cassone trapezio, con larghezza superiore da 7,00 a 15,60 m, comprese le solette laterali a sbalzo variabile, e larghezza inferiore di 3,70 e 5,50 m. L'altezza è costante ed è pari a 2,40 m.

La pendenza longitudinale massima dell'impalcato è del 6%, mentre quella trasversale massima è del 10%.

Le singole campate dell'impalcato sono composte da conci prefabbricati, in numero da 8 a 5 ciascuna, preparati nel cantiere di prefabbricazione situato a circa 55 Km da Bangkok. Esso è provvisto di due impianti di betonaggio, 50 postazioni per il getto ed un piazzamento di deposito, per 1500 elementi. La sua produzione media è di circa 750 elementi al mese, risultando con ciò il più grande cantiere per la produzione di prefabbricati di questo tipo esistente in tutto il mondo. Il peso massimo degli elementi è pari a circa 67 t.

Le superfici di testata dei singoli conci sono a semplice contatto fra di loro, senza materiale di collegamento. Per trasmettere le forze di taglio ed i momenti di torsione, tali superfici sono provviste di apposita dentatura, che sono state eseguite, naturalmente, con molta accuratezza.

Dopo il completamento delle sottostrutture, fondazioni e pile, si è dato luogo al montaggio delle campate ad elementi prefabbricati mediante incastellature in acciaio, o disposte inferiormente all'impalcato oppure scorrevoli superiormente [7].

1.5 Moderne tecniche innovative a conci prefabbricati

Il procedimento costruttivo mediante la prefabbricazione di conci di travi a cassone mono o multicellulare, dapprima associato alla posa dei conci a sbalzo dalle teste delle pile, ha permesso lo sviluppo della moderna tecnica di posa con stralli provvisori che permette di costruire le opere più diverse in condizioni e luoghi anche proibitivi e che rende economica la prefabbricazione anche per strutture di modesto sviluppo (**fig. 1.6**).

Si tratta sostanzialmente di disporre a sbalzo uno di seguito all'altro i singoli conci in cui viene suddivisa la trave a cassone, risolvendo con l'ausilio di stralli provvisori il problema del loro sostegno e mantenimento in posizione fino al raggiungimento del successivo appoggio. La precompressione permette poi di solidarizzare i conci e rendere portante la trave appena assemblata.

La procedura applicativa di questo metodo si è evoluta al punto che tutte le attrezzature provvisorie necessarie sono ridotte all'essenziale e sono anche facilmente riutilizzabili per lavori simili. Al momento attuale esse consentono la messa in opera di travi diritte fino a 55 metri di luce, composte da conci alti 3 m [8].

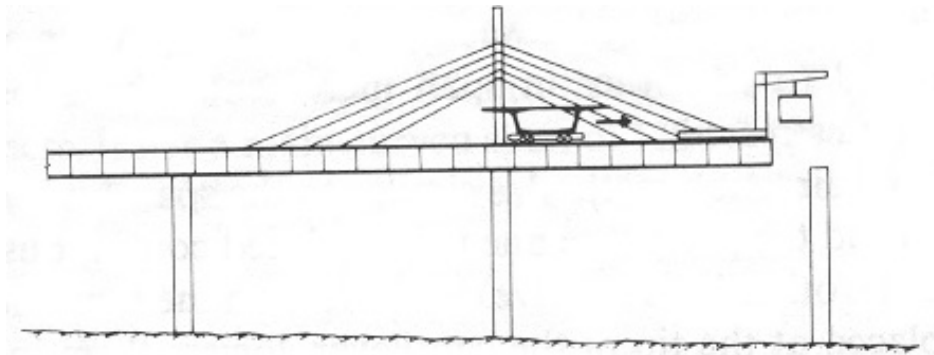


Fig. 1.6: Posa dei conci a sbalzo con stralli provvisori [F10].

1.5.1 Viadotto a Grenoble



L'impiego di stralli provvisori ha consentito una grande rapidità e facilità di posa [F11].

Il viadotto è realizzato per consentire sia alla linea tranviaria, sia ai ciclisti che ai pedoni di raggiungere la zona dell'Università, operando lo scavalco del fiume Isère, dell'autostrada e delle strade minori costeggianti il fiume.

I 246 m dello sviluppo totale da spalla a spalla sono coperti da 6 campate di luci diverse e variabili da un minimo di 34 m ad un massimo di 49 m.

L'impalcato è costituito da una trave a cassone monocellulare in c.a. precompresso, composta da 93 conci prefabbricati, dei quali 80 di tipo corrente da 2,88 m, del peso di 42 tonnellate, e 13 speciali di testa pila lunghi 1,44 m.

La sezione trasversale della trave ha un'altezza costante di 2,90 m, una larghezza di 4,75 m all'intradosso e di 7,75 m all'estradosso. Le pareti verticali, inclinate, hanno uno spessore di 0,35 m, mentre le solette inferiori e superiori hanno spessore variabile, al minimo pari rispettivamente a 0,21 e 0,25 m.

La precompressione è ottenuta in parte con cavi interni al calcestruzzo, aventi andamento rettilineo nel concio corrente, ed in parte con cavi esterni posti all'interno del cassone.

Questa soluzione è interessante in quanto permette di eliminare le concentrazioni di cavi in determinate zone della struttura, che di solito sono anche le più delicate, di evitare le interferenze con le armature lente, ed infine di rendere possibile il controllo periodico dei cavi e la loro eventuale sostituzione. Dal punto di vista costruttivo essa ha permesso di standardizzare al massimo la posizione dei fori e dei deviatori per i cavi di precompressione e di ridurre a solo nove le tipologie di concio corrente.

Gli ancoraggi sono disposti in zone particolarmente rinforzate ed atte a resistere a sforzi concentrati, nelle quali l'armatura viene integrata da ulteriori cavi di precompressione [8].

1.6 Tecniche alternative della costruzione per conci

Altre tipologie costruttive che rientrano nella categoria della costruzione per conci possono essere raggruppate in due grandi famiglie [1]:

1. La costruzione per conci successivi gettati direttamente in opera;
2. Il varo frontale progressivo (estrusione cadenzata).

1.6.1 Conci gettati direttamente in opera

Una delle prime fra le moderne tecniche realizzanti strutture in c.a. e c.a.p. per la viabilistica, ed attualmente ancora fra le più utilizzate ed affidabili, è quella che fa capo alla adozione di getti in opera entro casseri scorrevoli (**fig. 1.7**).

Ad esclusione dei problemi relativi alla perfetta compatibilità delle superfici di connessione al fine di garantire la geometria longitudinale e trasversale dell'opera insieme alla corretta distribuzione degli sforzi di contatto nonché la sicurezza nei riguardi dello stato limite di decompressione, questa procedura, presenta le stesse

problematiche della tecnica operativa dell'assemblaggio mediante precompressione di conci prefabbricati.

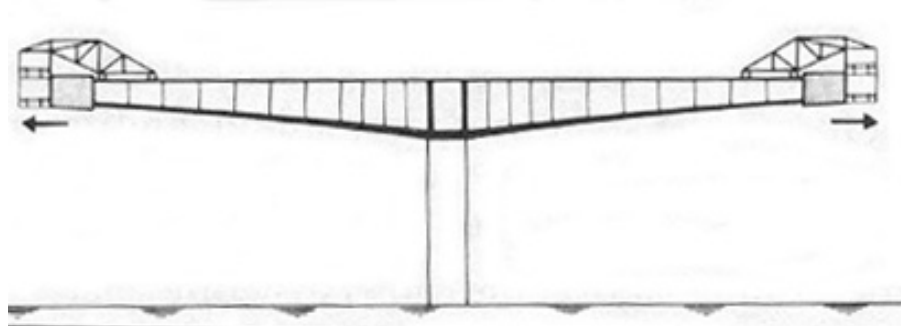


Fig. 1.7: Bilanciamento a sbalzo con casseri scorrevoli [F10].

Difatti questa procedura ha permesso di risolvere in maniera soddisfacente i problemi relativi alla costruzione delle alte pile nonché, accoppiata alla tecnologia della precompressione in fasi successive, ha consentito di sviluppare il procedimento di costruzione delle strutture di ponti e viadotti in avanzamento a sbalzo, eliminando completamente ogni onere relativo a centine o sostegni provvisori.

Poiché si deve procedere nella costruzione partendo da due opposte pile, avanzando verso la mezzeria in modo simmetrico, assume notevole importanza il problema di garantire l'eguaglianza degli spostamenti trasversali delle parti in costruzione per poter procedere correttamente alla loro unione e in particolare per evitare di generare intollerabili sollecitazioni flessionali nelle pile stesse.

Questo requisito può essere convenientemente soddisfatto solo se si è in grado di controllare con accuratezza le deformazioni differite che si manifestano in maniera cospicua nei calcestruzzi sollecitati in giovane età, altrimenti possono evidenziarsi dislivelli intollerabili fra le due parti. Il problema è assai complesso in quanto occorre tenere conto dell'interazione fra le deformazioni viscosse prodotte dalle azioni esterne e quelle generate dalla precompressione, il cui regime è variabile nel tempo per effetto del rilassamento del calcestruzzo, distribuito in modo non omogeneo, quale conseguenza delle differenti età di getto delle varie parti [9].

1.6.1.1 Ponte sul Danubio



Fase della costruzione dell'impalcato del ponte principale, procedendo simmetricamente a sbalzo dalle pile [F12].

L'opera, interamente realizzata in cemento armato precompresso, si compone di due viadotti di accesso e del ponte principale: quest'ultimo è composto da cinque campate di luce variabile da un minimo di 72,50 metri ad un massimo di 105 metri.

Lo sviluppo longitudinale del ponte sul fiume misura circa 460 m, la sezione trasversale ha ampiezza massima pari a 13,45 m ed è sostenuta da una trave continua a sezione scatolare di ampiezza trasversale pari a 7,00 m e altezza variabile tra 6,00 m in corrispondenza degli appoggi e 3,00 m in mezzeria. Lo scatolare, in corrispondenza degli appoggi, ha soletta di base di spessore costante pari a 0,50 m, spessore delle pareti verticali pari a 0,65 m e spessore della soletta superiore pari a 0,25 m (che aumenta sino a 0,40 m in corrispondenza dei due incastri con le pareti verticali).

Lo scatolare, in corrispondenza della mezzeria, ha soletta di base di spessore pari a 0,20 m (che aumenta sino a 0,35 m in corrispondenza dei due incastri con le pareti verticali), spessore delle pareti verticali pari a 0,50 m e spessore della soletta superiore

pari a 0,25 m (che aumenta sino a 0,40 m in corrispondenza dei due incastrati con le pareti verticali).

L'impalcato è stato costruito procedendo per conci successivi a sbalzo dalle pile. Per la realizzazione di ognuno dei conci è stato formulato un ciclo costruttivo della durata di una settimana.

L'impalcato è stato realizzato procedendo, simmetricamente dalle pile, con nove conci verso Sud e nove conci verso Nord per pila. In mezzeria, tra due pile adiacenti, di seguito alla realizzazione dei nove conci per pila, si è proceduto alla realizzazione del concio di chiave [10].

1.6.2 Varo frontale progressivo (estrusione cadenzata)

La tecnica prevede la realizzazione di impalcato da ponte in c.a.p. operando in una postazione fissa a tergo di una spalla per cicli costruttivi alternati al varo frontale dell'intero tratto di impalcato via via realizzato, in un processo a prima vista assimilabile ad un'estrusione cadenzata (**fig. 1.8**).

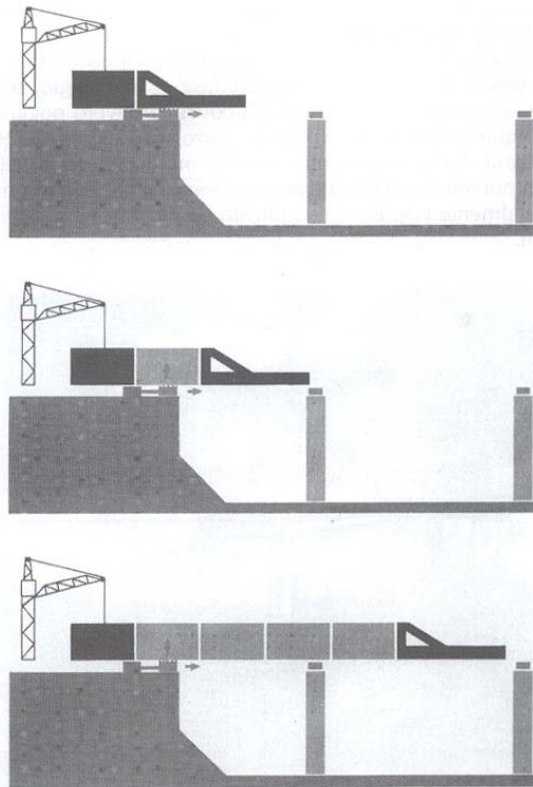


Fig. 1.8: Schema di costruzione "a spinta" [F13].

A confronto con l'unica alternativa che impieghi procedure altrettanto industrializzate, la prefabbricazione a conci, questa tecnologia ne elimina tutti i punti deboli: le dimensioni dei conci non sono più vincolate da esigenze di movimentazione e risultano quindi ben maggiori, il numero dei giunti è drasticamente ridotto, la loro fragilità risolta dall'uso di armature passante.

Altrettanto interessanti risultano i vantaggi rispetto al getto in opera: drastiche riduzione delle tempistiche e dell'incidenza di manodopera, a sostanziale parità di investimenti, rispetto alle centine fisse; drastica riduzione degli investimenti a pari, se non inferiore, incidenza di manodopera rispetto a casseri autovaranti.

Il raggiungimento di elevati livelli qualitativi a condizioni economiche competitive spiega l'adozione sempre più frequente di questa tecnica costruttiva sui più agguerriti mercati esteri, in un esteso campo di luci, 30-60 m, e per lunghezze di impalcati anche di poche centinaia di metri.

La problematica progettuale più caratteristica della costruzione per varo frontale progressivo consiste nell'assorbimento delle sollecitazioni derivanti dalle configurazioni provvisorie di appoggio via via assunte dall'impalcato durante la sua movimentazione.

Ogni sezione dell'impalcato transita infatti ciclicamente sia nelle mezzerie delle campate che sulle pile, e viene dunque sottoposta sia al massimo momento positivo che al massimo momento negativo ed al massimo taglio.

Seppur sotto il solo peso proprio, ma in presenza comunque di coazioni termiche e di cedimenti differenziali degli appoggi che complicano la situazione, ogni sezione dovrà così sopportare sollecitazioni transitorie che risultano non solo assai ingenti, ma anche sensibilmente differenti da quelle di esercizio.

La situazione evolve tra le due condizioni limiti della seguente figura (**fig. 1.9**).

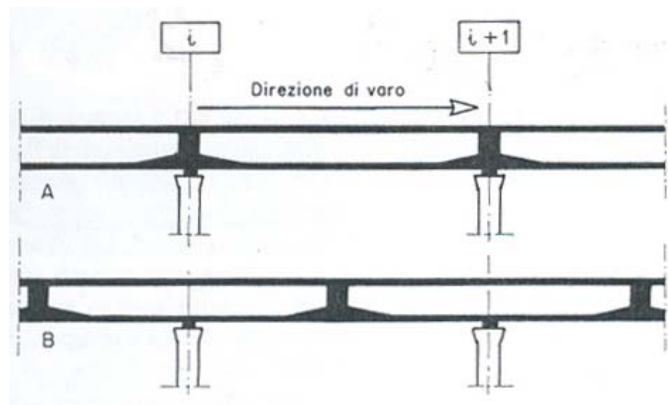


Fig. 1.9 [F14].

Considerando due pile successive ed una campata tipo della trave continua, la prima di queste è la posizione “A” di esercizio, con le sezioni definitive di appoggio ubicate in corrispondenza delle pile, la seconda è la posizione “B”, con l’impalcato avanzato di mezza campata rispetto alla prima, e quindi appoggiato su quelle che, a varo ultimato, diventeranno sezioni di mezzeria.

Poiché durante il varo ogni sezione dell’impalcato transita sulle pile, le sollecitazioni transitorie imporranno una spiccata uniformità longitudinale del momento di inerzia della sezione e dello spessore delle sue anime (uniformità che impedisce di alleggerire le sezioni che alla fine del varo cadranno in campata, intervento che, con le altre tecniche costruttive, risulta via via più frequente ed efficace all’aumentare della luce, specie in sezioni ad altezza costante) e propaga all’intero impalcato i sovradimensionamenti rispetto alle esigenze di esercizio, causando, al contrario, un certo appesantimento strutturale.

Inoltre i ciclici cambi di segno di momento e taglio impediscono di ondulare il *cavo risultante* della precompressione di varo, che mantiene un andamento più o meno assiale lungo l’impalcato, limitando il proprio apporto alla compressione uniforme di tutte le sezioni.

Ultimato il varo, la compressione uniforme residua risulta non solo insufficiente all’assorbimento delle trazioni derivanti dai carichi di esercizio, e quindi da integrare con ben più efficienti cavi ondulati, ma anche controproducente, andando inevitabilmente ad aggravare le sollecitazioni nelle fibre della trave già naturalmente compresse dal diagramma del momento.

Problematiche ancora più rilevanti nascono nelle prime due campate dell’impalcato. Considerando infatti una trave continua composta da numerose campate di uguale luce e sottoposta al solo peso proprio costante, lontano dalle estremità le sezioni sugli appoggi rimangono verticali e lo schema statico della singola campata è quello della trave perfettamente incastrata.

Invece, durante il varo, appena prima di raggiungere l’appoggio successivo, la parte anteriore dell’impalcato affronta a sbalzo l’intera luce, e pertanto, senza particolari accorgimenti, il momento negativo nella sezione in corrispondenza del primo appoggio risulta sei volte superiore a quello sugli appoggi posteriori, il taglio doppio, come mostrato in figura (**fig. 1.10**).

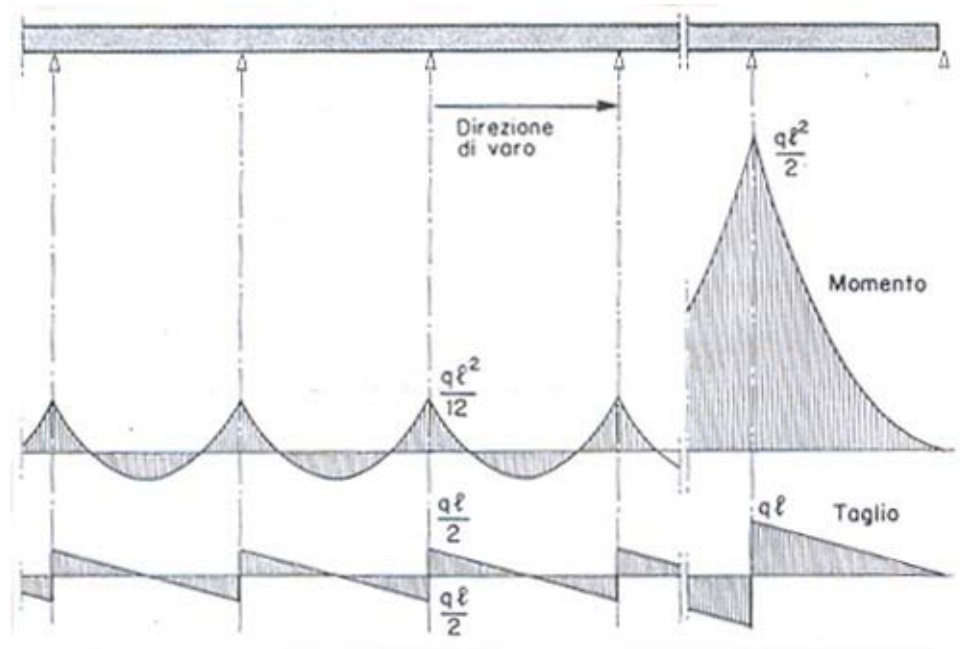


Fig. 1.10 [F14].

Ragionando necessariamente in termini di geometria cilindrica del solido da “estrudere”, un dimensionamento condotto per le sollecitazioni di varo del tratto anteriore appesantirebbe l'intero impalcato, un dimensionamento ottimizzato per il tratto posteriore risulterebbe inadeguato nelle prime campate.

Tre le possibili soluzioni:

1. contenere diffusamente le sollecitazioni di varo riducendo le luci, ossia aumentando il numero degli appoggi integrando con pile provvisorie lo schema statico finale;
2. contenere il divario tra le sollecitazioni di varo nel tratto anteriore dell'impalcato e quelle nella zona retrostante sostenendo lo sbalzo con una strallatura solidale all'impalcato;
3. riducendo il peso con un avambecco metallico.

Fra le tre soluzioni, quella di più frequente utilizzo è sicuramente l'ultima: adottando un avambecco, le sollecitazioni nel tratto anteriore all'impalcato risulteranno sempre superiori a quelle del tratto corrente, ma il dimensionamento potrà essere condotto per queste ultime, per poi risolvere le specifiche problematiche del tratto

anteriore incrementando la resistenza del calcestruzzo o rinforzando localmente gli spessori e/o la precompressione di varo.

L'avambecco rappresenta una soluzione “passiva” forse meno elegante dello schema strallato, ma ben più semplice, sicura, rapida ed economica, al punto che la sua adozione è diventata pressoché di norma nel varo frontale a luce piena. Nei quarant'anni di vita di questa tecnica si sono utilizzati avambecchi di tutti i tipi, più o meno rigidi, reticolari o a parete piena, metallici o in calcestruzzo, con slitte anteriori o sistemi idraulici di recupero della freccia elastica, talvolta concepiti e dimensionati in funzione delle abitudini e dell'esperienza, spesso già disponibili, e dunque semplicemente da riutilizzare [11-12].

1.6.2.1 Ponte autostradale sul fiume Serio, Bergamo



L'avambecco per l'avanzamento dell'impalcato [F15].

Un ponte spinto in c.a.p. lungo quasi 800 metri si colloca tra le maggiori opere realizzate con questa tecnica costruttiva, applicata per la prima volta in Italia ad una sezione bicellulare.

Lo schema statico è a trave continua, composta da 17 campate di 42,60 m di luce e da due campate laterali di 36,40 m, con sezione trasversale a cassone di 2,30 m di altezza. L'adozione della tecnica del varo frontale progressivo ha consentito di superare le problematiche che sarebbero insorte, a causa delle particolari caratteristiche dell'alveo, adottando centine o supporti simili.

L'impalcato è stato realizzato in un'area di lavoro altamente industrializzata collocata a tergo della spalla orientale.

E' stato raggiunto il ciclo produttivo di un concio di 21,3 m di impalcato a settimana.

Il movimento dell'impalcato, del peso finale di 16600 t, è stato prodotto da un unico varatore ad attrito, collocato in posizione assiale sul plinto di fondazione della spalla.

La movimentazione dell'impalcato è avvenuta su appoggi provvisori collocati a contatto del cassero, tra questo e la spalla e su tutte le pile.

Per il contenimento delle sollecitazioni di varo nelle prime due campate dell'impalcato è stato usato un avambecco metallico piuttosto lungo e pesante, 30 m per 80 t di peso, costituito da due travi accoppiate con il medesimo interasse delle slitte di varo per evitare l'utilizzo di appoggi specifici [13].

**Capitolo 2: CONSIDERAZIONI
PRELIMINARI PER IL
PROGETTO DEL CONCIO**

2.1 Considerazioni generali

La maggior parte dell'economia dei ponti a conci prefabbricati risulta dalla standardizzazione e industrializzazione del processo di produzione dei conci. Quando i dettagli costruttivi permettono la ripetizione di azioni giornaliere, la produzione dei conci richiede poco lavoro.

Per raggiungere questo grado di produzione, è importante evitare cambiamenti nelle forme, standardizzare le gabbie di armatura, e utilizzare una disposizione ripetitiva delle armature di post-tensionamento. Ad esempio, è indispensabile, l'aumento dello spessore della soletta inferiore dei conci vicino alla pila; una variante del genere, anche se minima, può disturbare in qualche modo i tempi di programmazione della produzione dei conci.

2.2 Dimensioni principali dei conci

Le principali dimensioni dei conci sono:

- la larghezza della soletta superiore W
- l'altezza effettiva D
- la larghezza della soletta inferiore B
- l'interasse delle anime s
- la lunghezza dei conci L .

Queste dimensioni sono mostrate nel concio tipo in **fig. 2.1**.

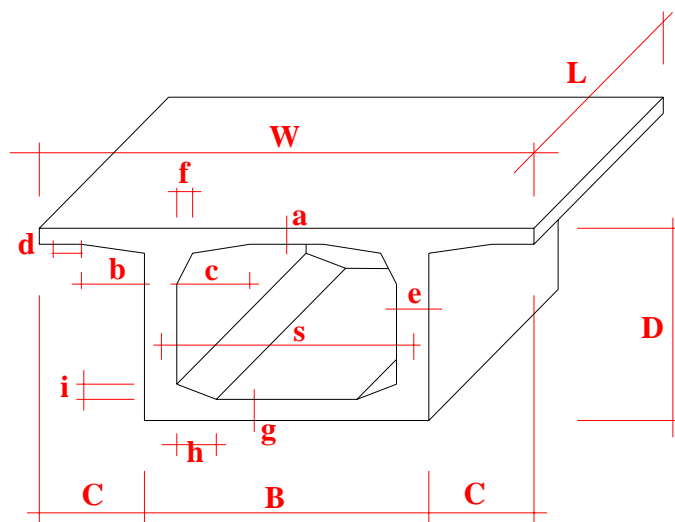


Fig. 2.1: Dimensione del concio.

Nel caso più semplice, la larghezza del concio W è scelta pari alla larghezza del ponte. Quando la larghezza del ponte eccede i 12 m, o quando è necessario minimizzare il peso del concio o la dimensione, la larghezza della struttura può essere divisa in un multiplo della larghezza del concio, come mostrato nella **fig. 2.2**.

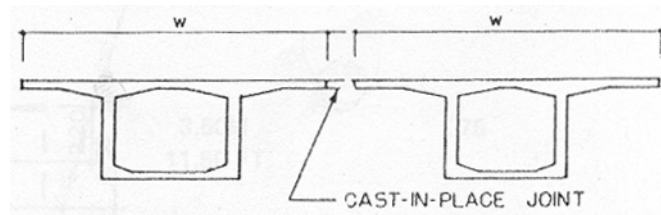


Fig.2.2: Sovrastruttura con conci paralleli e giunzioni gettati in opera

In alternativa all'uso di cassoni multipli per strutture più larghe di 12 m, sono stati usati cassoni singoli con anime multiple solo per larghezze superiori a 21 m. Per larghezze intermedie, possono essere usati sezioni a cassoni singoli a sbalzo (vedi Viadotto Chillon).

Queste alternative sono illustrate nella **fig. 2.3**, che in aggiunta, mostra l'evoluzione della dimensione e del peso del concio in diversi ponti europei.

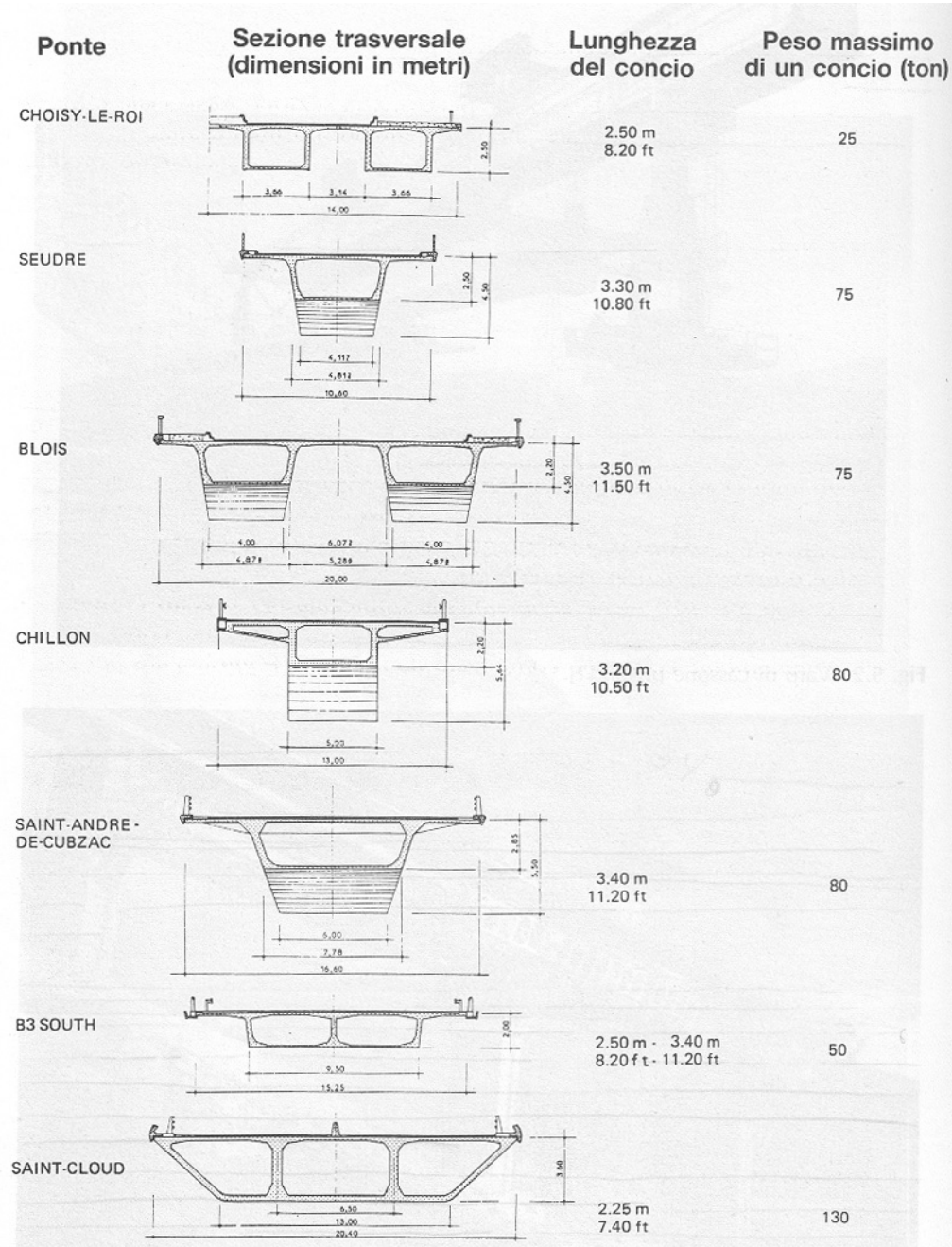


Fig. 2.3: Dettagli del concio di diversi ponti europei [F17].

L'altezza effettiva D è determinata dalle luci. Molti ponti sono stati costruiti con rapporti *luce/altezza* di $18 \div 20$. Comunque, rapporti di $20 \div 30$ sono considerati flessibili e strutturalmente soddisfacenti. I rapporti *luce/altezza* per le luci finali sono solitamente inferiori di quelli per le luci interne. Le strutture con altezze più piccole, richiedono materiali di post-tensionamento con resistenza maggiore. Per luci che oscillano tra 75 e 90 m, invece, sono necessarie strutture dall'altezza variabile. In questo caso, i rapporti *luce/altezza* sono solitamente scelti, per strutture continue, di $18 \div 20$ all'appoggio e di $40 \div 50$ in campata.

Quando le anime sono verticali, la larghezza della soletta inferiore B è determinata dalla larghezza W e la lunghezza strutturalmente accettabile dello sbalzo C è circa $\frac{1}{4}$ di W .

Le anime oblique non presentano problemi quando l'altezza della trave scatolare è costante, ma richiedono significativi aggiustamenti di dimensione per la produzione di conci di altezza variabile a causa della variazione della larghezza della soletta inferiore.

Al fine di ridurre il peso del concio è preferibile una soletta inferiore più stretta, dato che la superficie di quest'ultima costituisce solitamente un fattore strutturale solo nella zona di momento negativo adiacente alle pile.

La lunghezza del concio L incide particolarmente sull'economia del ponte. La scelta della lunghezza del concio determina il numero totale dei conci che devono essere prodotti e assemblati. Dato che la maggioranza dei costi di produzione e di assemblaggio è primariamente stabilita per elemento, l'economia del ponte scaturisce dall'uso di un numero minore di conci, conforme con i requisiti di trasporto e la capacità delle attrezzature di assemblaggio.

Dato che il costo di trasporto e assemblaggio aumenta con la L , è necessario fare uno studio, in *situ*, dei costi in riferimento a conci con lunghezza variabile, al fine di determinare il massimo valore economico.

Quando i conci devono essere trasportati sopra la strada, le limitazioni del peso e delle dimensioni determinano il valore di L .

L'interasse delle anime s è, generalmente, determinato puramente da criteri strutturali, utilizzando, se necessario, tecniche di analisi molto sofisticate.

2.3 Dimensioni dettagliate dei conci

Le dimensioni del calcestruzzo della soletta superiore, delle anime, della soletta inferiore e dei ringrossi sono determinate da considerazioni strutturali e da numerosi fattori pratici legati alla produzioni dei conci.

Lo spessore della soletta superiore (a in **fig. 2.1**) solitamente oscilla tra 18 e 25 cm. Due fattori strutturali da considerare nella scelta dello spessore della soletta superiore sono:

1. I momenti flessionali nella direzioni trasversale causati dal peso proprio della soletta, dai sovraccarichi permanenti e dai sovraccarichi accidentali;
2. Per strutture con luci di 110 m o più, devono essere considerati i requisiti della zona di compressione per i momenti flessionali longitudinali.

In aggiunta, lo spessore della soletta superiore deve essere adeguata per alloggiare più strati di armatura ordinaria (*armatura o.*) longitudinale e trasversale, le armature da precompressione (*armature p.*) trasversale e longitudinale, e un copriferro minimo in calcestruzzo di 5 cm superiormente e 2,5 cm inferiormente.*

Le dimensione dei ringrossi b , c e d (**fig. 2.1**) sono determinati dai momenti flessionali trasversali e dallo spazio richiesto per gli ancoraggi delle armature di post-tensionamento longitudinali. Esso è di solito necessario per alloggiare almeno due strati di armature p . longitudinali. Per l'ancoraggio dei trefoli longitudinali, è richiesto uno spessore di calcestruzzo di 35 cm, mentre 25 cm di spessore sono sufficienti per le barre da precompresso.

Nonostante sia essenziale provvedere uno spazio adeguato nella soletta superiore e nelle dimensioni dei ringrossi per le considerazioni precedenti, si deve tenere presente che la soletta superiore è la parte più pesante della trave a cassone, e per questo motivo è necessario mantenere queste dimensioni più contenute possibili per ragioni di praticità.

Lo spessore delle anime e è generalmente di 35 cm o più per provvedere spazio per le apparecchiature di ancoraggio dei trefoli. I requisiti di spazio di ancoraggio

* Per semplicità, l'armatura ordinaria e l'armatura da precompressione saranno indicate come **armatura o.** e **armatura p.**, rispettivamente.

minimo per le barre è circa 25 cm. Questo spessore può essere ridotto quando le armature p. sono ancorate nelle costole o nei blocchi di ancoraggio.

L'anima è un elemento di rinforzo nella sezione scatolare e provvede un solido incastro alla soletta superiore. L'aumento dello spessore del calcestruzzo, ottenuto dal ringrosso dell'anima f (**fig. 2.1**), riduce la quantità di armatura richiesta. Bisogna dare particolare attenzione alla piegatura di armatura in questa zona per evitare discontinuità nella zona dei momenti elevati.

Una situazione differente esiste nelle zone di momento negativo e positivo relativi allo spessore della soletta inferiore g . Il significato strutturale della soletta inferiore nella zona di momento positivo, riguarda solo il contributo di essa sulle proprietà della sezione. Di conseguenza, lo spessore della soletta inferiore è di solito ridotto nella zona di momento positivo ai requisiti minimi per sopportare il peso proprio, e lo spazio richiesto per l'intraferro e per il copriferro. Lo spazio necessario per un livello di armature p., per le armature o. e per il copriferro richiede uno spessore minimo della soletta inferiore di circa 18 cm. Nella zona di momento negativo, lo spessore della soletta inferiore è regolato dalle elevate tensioni di compressione.

L'aumento dello spessore della soletta inferiore vicino alle pile è quasi sempre richiesto per mantenere le tensioni di compressione entro i limiti consentiti. Dalle pile tale spessore deve andare riducendosi allo spessore minimo richiesto nella distanza più corta possibile al fine di facilitare la fabbricazione dei conci.

2.4 Conci di pila e di spalla

I conci di pila e di spalla differiscono dagli altri, poiché essi normalmente richiedono un diaframma per aiutare le anime nella distribuzione delle forze di taglio elevate agli appoggi.

Come illustrato in **fig. 2.4** attraverso il diaframma, il post-tensionamento verticale e trasversale può essere usato per trasferire il taglio dalle anime agli appoggi. Il grado di post-tensionamento utilizzato per questo scopo dipende delle forze di taglio nelle anime. In aggiunta alle armature di post-tensionamento, i diaframmi dei conci di pila e di spalla sono armati con armature o.

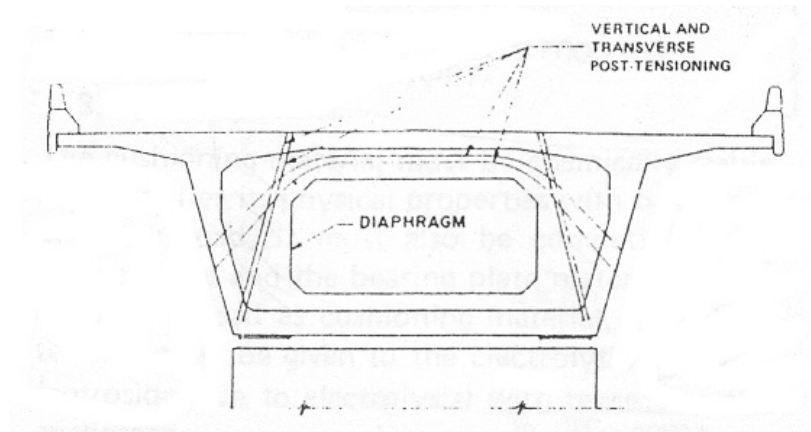


Fig. 2.4: Conci di pila e di spalla

Un'analisi precisa delle tensioni nei diaframmi richiede l'uso degli elementi finiti o di altre simili tecniche analitiche, anche se un'analisi approssimata è di solito sufficiente. Come mostrato in **fig. 2.4** è essenziale che un'apertura sufficientemente larga sia mantenuta in entrambi i diaframmi dei conci di pila e di spalla, al fine di permettere il movimento di personale e attrezzature.

2.5 Intervento del post-tensionamento durante la fase costruttiva e di esercizio

Le armature di post-tensionamento sono usate per applicare sia forze precomprese permanenti che provvisorie ai ponti a conci prefabbricati

2.5.1 Post-tensionamento permanente

Le armature di post-tensionamento permanenti sono richieste per l'armatura longitudinale primaria. Le armature p. permanenti possono essere usati per il post-tensionamento trasversale sulla soletta superiore, per post-tensionamento verticale sulle anime, e per provvedere una connessione verticale permanente tra la sovrastruttura e le pile.

La capacità e le dimensioni delle armature di post-tensionamento da usare dipendono dall'applicazione e dalle dimensioni dei conci. Comunque, l'uso delle armature p. con capacità finale maggiore di 3000 kN non è consigliata a causa dello schiacciamento, della rottura e della fessurazione che possono risultare dall'applicazione di elevate forze concentrate su sezioni di calcestruzzo relativamente piccole.

Le armature p. sono generalmente installate poco prima della tesatura. I condotti sono comunemente fatti da strisce di lamierino metallico galvanizzato o nero di 0,61 o 0,45 mm formate a spirale nel diametro richiesto.

La piastra di ancoraggio è un componente dell'armatura di post-tensionamento che trasmette la forza precompressa dall'apparecchio di ancoraggio direttamente al calcestruzzo. La sua funzione principale è, difatti, la distribuzione della forza concentrata dall'apparecchio di ancoraggio ad una zona più larga di appoggio del calcestruzzo. La piastra di ancoraggio deve essere di dimensioni e forma tali da limitare gli sforzi di appoggio a quelli specificati dalla normativa. In molti casi, le armature p. sono ancorate nelle anime o in speciali costole o blocchi di ancoraggio attaccati alle anime o alle solette superiori o inferiori. Le piastre di ancoraggio dell'armatura p. sono normalmente gettate nei conci precompressi. Dietro le piastre di appoggio, il calcestruzzo deve essere vibrato per evitare i vuoti o nidi di ghiaia propri del calcestruzzo.

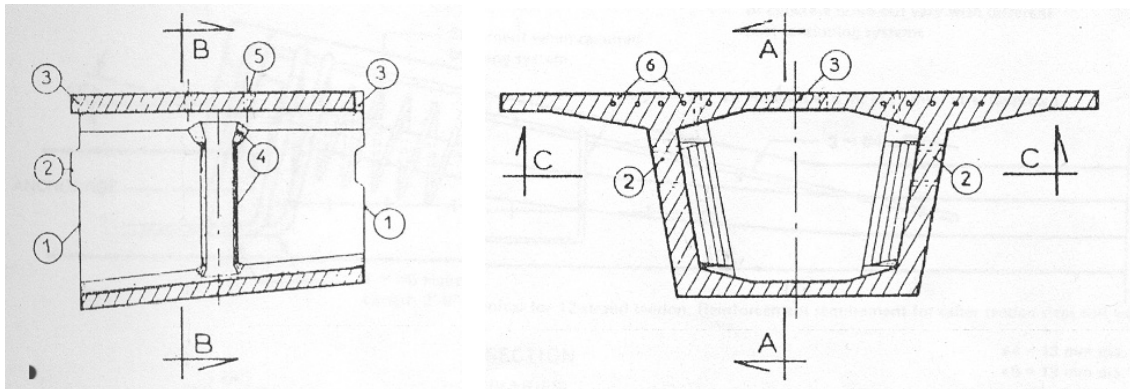
Le piastre di ancoraggio, che non sono annegate ma poste direttamente contro il calcestruzzo, devono essere posizionate contro il materiale di cuscinetto per creare una più grande distribuzione di tensioni uniforme tra la piastra di appoggio e il calcestruzzo.

Il materiale di cuscinetto può essere costituito di resina sintetica e deve essere chimicamente stabile, non deve alterare le sue proprietà fisiche con il tempo e/o sotto carico ed essere compatibile con il calcestruzzo e il materiale della piastra di appoggio.

Le armature di post-tensionamento longitudinali permanenti possono essere convenientemente raggruppati in armature a sbalzo da essere tesate durante l'assemblaggio dei conci o in armature di continuità che sono tesate dopo l'assemblaggio.

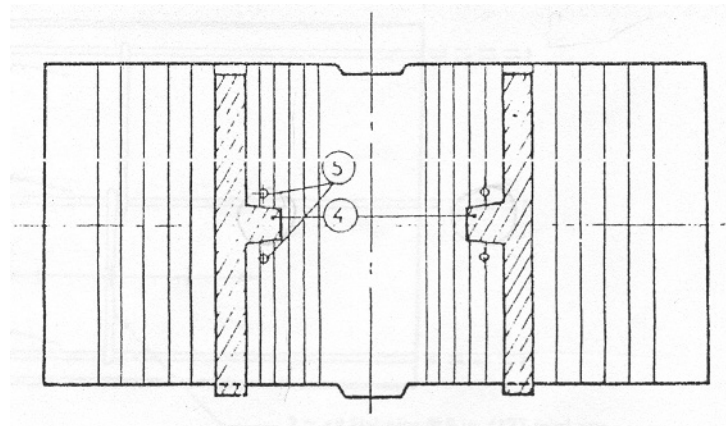
Gli ancoraggi per le armature longitudinali permanenti da essere tesati durante l'assemblaggio possono essere posizionati o nelle anime alla faccia del concio, o in speciali irrigidimenti delle anime (**fig. 2.5**) costruiti allo scopo di provvedere una sede

per l'ancoraggio delle armature permanenti e provvisorie che non interferisca con il processo di assemblaggio. Bisogna tenere presente, comunque, che conci con costole interne sono molto difficili da realizzare, e la scelta dei dettagli del concio necessita la considerazione di tutti gli aspetti di costruzione, assemblaggio e, installazione, tesatura e iniezione delle armature.



Sezione longitudinale A-A

Sezione trasversale B-B



Sezione orizzontale C-C

Fig. 2.5: Dettagli del concio con irrigidimento dell'anima

- (1) Giunzione
- (2) Chiave dell'anima
- (3) Chiave della soletta per l'allineamento
- (4) Possibile irrigidimento dell'anima per l'ancoraggio delle armature p.
- (5) Fori o inserti per il trasporto e l'assemblaggio
- (6) Condotti longitudinali per le armature di post-tensionamento.

Le armature di continuità sono normalmente disposte e tesate dopo il processo di assemblaggio e dopo la chiusura delle giunzioni gettate in opera. I dettagli di ancoraggio delle armature di continuità nella soletta superiore sopra le anime sono presentate in **fig. 2.6**.

Questo dettaglio di ancoraggio ha l'inconveniente che sporcia, acqua e materiale estraneo penetrino nei condotti delle armature e di conseguenza causare il bloccaggio e altri problemi.

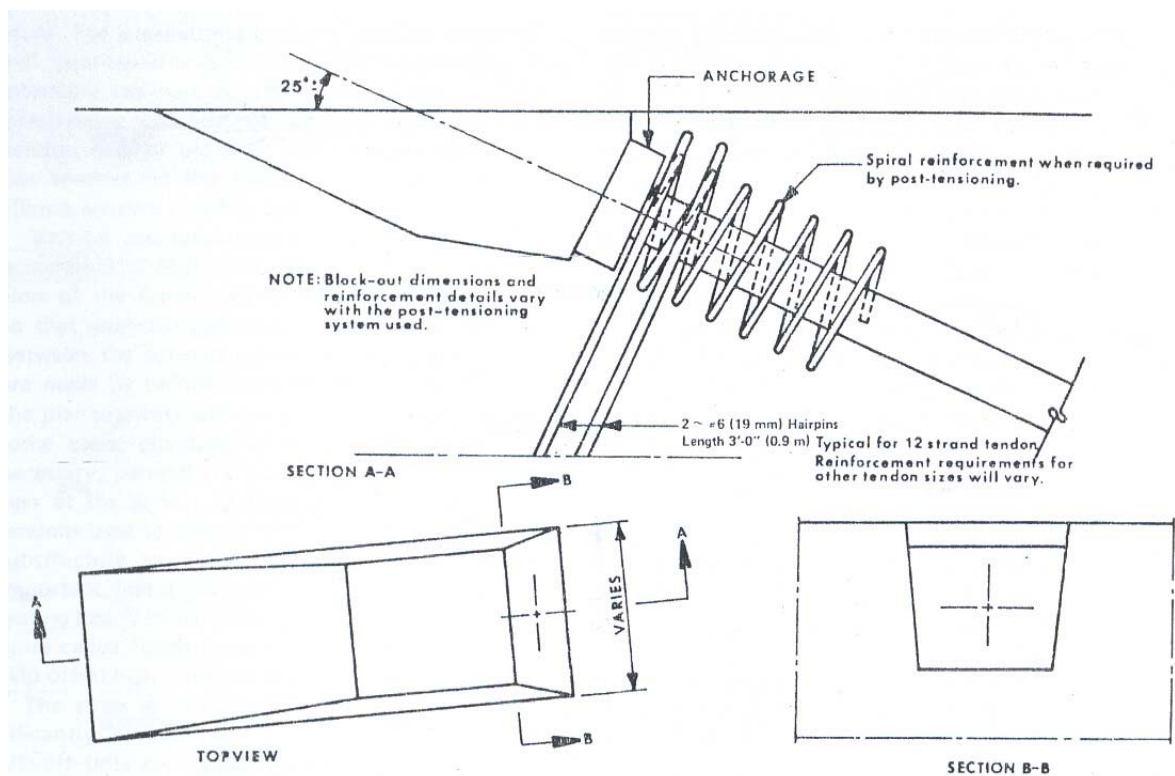


Fig. 2.6: Dettagli di ancoraggio delle armature di continuità nella soletta superiore.

I dettagli di ancoraggio della armature di continuità nella soletta inferiore sono mostrati in **fig. 2.7**.

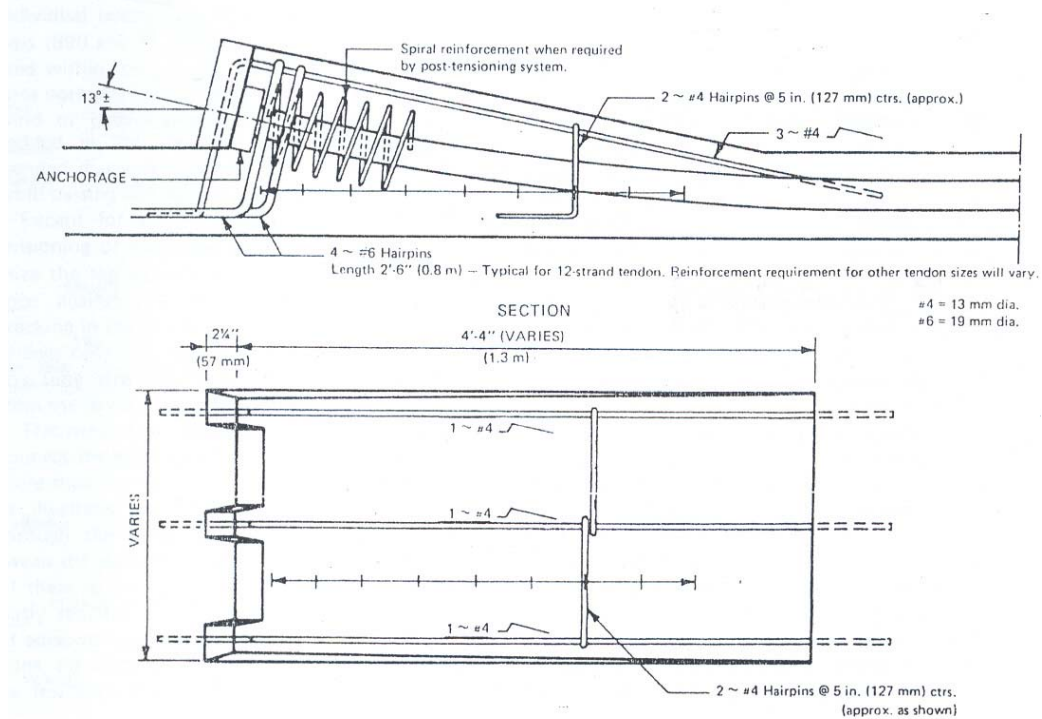


Fig. 2.7: Dettagli di ancoraggio nella soletta inferiore.

Le armature di continuità possono essere ancorate anche negli irrigidimenti delle anime come illustrato in **fig. 2.5**. Le sedi di tesatura per gli ancoraggi nella soletta superiore devono essere mantenute più piccole possibili per minimizzare i contrasti con l'armatura o. e le armature trasversale di post-tensionamento.

Il post-tensionamento verticale è a volte usato per assorbire le sollecitazioni elevate di taglio, e per la connessione della sovrastruttura alle pile o alle spalle così da permettere la trasmissione dei momenti. Le connessioni tra la sovrastruttura e la sottostruttura sono realizzate da armature verticali che passano attraverso i conci di pila e sono ancorate nella pila. Si preferisce che le armature dell'anima siano installate verticalmente per evitare il passaggio attraverso le giunzioni.

Ad eccezione per conci più piccoli, il post-tensionamento trasversale delle solette superiori è raccomandato per minimizzarne lo spessore e per evitare lo sviluppo di fessurazione longitudinale. Le armature p. trasversali possono essere tesate solo in un concio per volta, dopo che i segmenti sono stati rimossi dalle forme.

Il post-tensionamento trasversale può essere usato per connettere le solette superiori della sovrastruttura costituita da più di un concio nella direzione trasversale, come illustrato in **fig. 2.2**. Queste armature percorrono le giunzioni gettati in opera longitudinali tra i conci. Posizionamento, tesatura o iniezione di queste armature è fatta dopo l'assemblaggio e ovviamente richiede un attento controllo delle frecce di flessioni degli sbalzi adiacenti. Per facilitare il posizionamento delle armature, la larghezza della giunzione longitudinale non deve essere minore di 0,6 m.

Nei conci di pila e in quelli adiacenti ad esse, a causa della presenza di un gran numero di armature p. longitudinali e trasversali, occorre prestare attenzione ai particolari e al posizionamento di queste ultime, per provvedere spazio sufficiente per il corretto posizionamento e la vibrazione del calcestruzzo. Per questa ragione, è di solito raccomandato che le armature p. trasversali siano posizionati sopra le armature p. longitudinali.

2.5.2 Post-tensionamento provvisorio durante la fase costruttiva

La maggior parte delle strutture a conci con giunzioni epossidiche sono assemblate a sbalzo. Dato che il post-tensionamento a sbalzo permanente è applicato dopo che un concio è stato assemblato a fine sbalzo, durante il suo posizionamento, esso deve essere fissato allo sbalzo per mezzo di post-tensionamento provvisorio.

Il post-tensionamento provvisorio provvede una compressione non minore di 0,35 MPa nelle giunzioni, per essere sicuri che le giunzioni siano correttamente chiuse e che l'eccesso di epossidica venga espulso. E' necessario che la tensione di compressione uniformemente distribuita sia applicata attraverso le giunzioni per evitare piccole differenze nello spessore delle giunzioni epossidiche che potrebbero influenzare la geometria della struttura. Il post-tensionamento provvisorio consiste, solitamente, in barre, a motivo della corta lunghezza delle armature (circa due volte la lunghezza dei conci), come illustrato nella **fig. 2.8**.

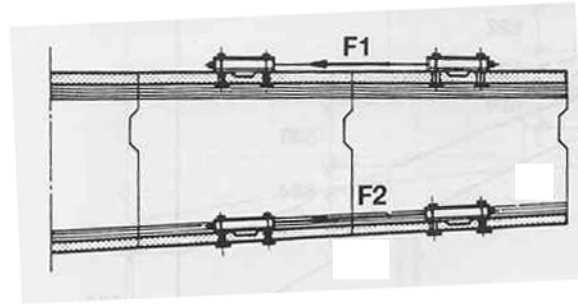


Fig. 2.8. [F16]

Comunque, il post-tensionamento longitudinale permanente può servire anche a provvedere la compressione provvisoria durante l'assemblaggio. Questo facilita il processo di costruzione con l'eliminazione delle operazioni di tesatura provvisorie.

Le armature provvisorie, quando richieste, possono essere localizzate dentro o fuori i conci. Spesso è più semplice posizionare le barre nelle solette superiori e inferiori dei conci. Gli ancoraggi possono essere posizionati nelle nicchie in corrispondenza delle giunzioni o, in alternativa, tramite l'uso di attacchi provvisori in acciaio. Poiché le barre provvisorie vengono riusate, è raccomandato che la forza di precompressione sia limitata a circa il 55% della resistenza alla rottura delle barre. I fori e le nicchie per le armature provvisorie e per gli ancoraggi dovrebbero essere riempite dopo che il post-tensionamento permanente è stato tesato.

Al posto del post-tensionamento verticale permanente tra i conci di pila e le pile, per provvedere solo una momentanea connessione durante l'assemblaggio a sbalzo può essere impiegato il post-tensionamento provvisorio. Dopo che l'assemblaggio è stato completato e le armature di continuità sono state posizionate e tesate, il post-tensionamento provvisorio verticale alle pile può essere rimosso. Questo permette l'utilizzo di appoggi scorrevoli alle pile nella struttura finita per consentire le variazioni di volume dovuti alla temperatura, ritiro e viscosità.

2.5.3 Post-tensionamento trasversale delle solette dell'impalcato

Il post-tensionamento trasversale delle solette dell'impalcato, in confronto con l'armatura o. trasversale, offre i seguenti vantaggi:

1. Lo spessore della soletta dell'impalcato è ridotto, con riduzioni risultanti nelle quantità del calcestruzzo e nei momenti e nei tagli dovuti al peso proprio;
2. Possono essere ottenute campate con solette più lunghe, in modo da permettere la riduzione nel numero delle anime richieste in strutture larghe;
3. E' provveduto un alto livello di sicurezza contro lo sviluppo della fessurazione longitudinale nella soletta dell'impalcato. Questo determina una maggiore durabilità dell'impalcato con costi di mantenimento potenzialmente minimali;
4. Nella zona degli ancoraggi della soletta superiore la compressione trasversale aiuta a contrastare le tensioni di trazioni nella soletta, risultanti dalle forze concentrate di ancoraggio;
5. Per conci larghi, l'uso del post-tensionamento trasversale nelle solette dell'impalcato, generalmente, porta ad una riduzione del costo totale della struttura.

Le solette dell'impalcato post-tese trasversalmente hanno anche, solitamente, armatura o. trasversale e longitudinale nella parte superiore ed inferiore della soletta. Questo contribuisce a provvedere la necessaria capacità flessionale per permettere la rimozione dell'elemento dai casseri ed il trasporto prima della tesatura della armature p. trasversale.

Un fattore aggiuntivo da considerare quando viene usato il post-tensionamento trasversale della soletta dell'impalcato, è l'effetto dell'accorciamento elastico trasversale della soletta dell'impalcato nel generare momenti e sforzi trasversali addizionali. Questi sforzi diventano più elevati vicino alle pile dove gli elementi del telaio trasversale sono i più spessi. Una verifica di progetto dovrebbe essere fatta per assicurarsi che gli sforzi risultanti dal post-tensionamento trasversale della soletta dell'impalcato, in unione con gli sforzi trasversali di temperatura, non siano eccessivamente elevati da causare la fessurazione allo spigolo esterno inferiore, come

illustrato **fig. 2.9**. L'intensità di questi sforzi e il potenziale dello sviluppo di fessure sono minimizzati dall'uso di sezioni di calcestruzzo più sottili possibili conforme ai requisiti di resistenza e con le indicazioni del progetto del concio.

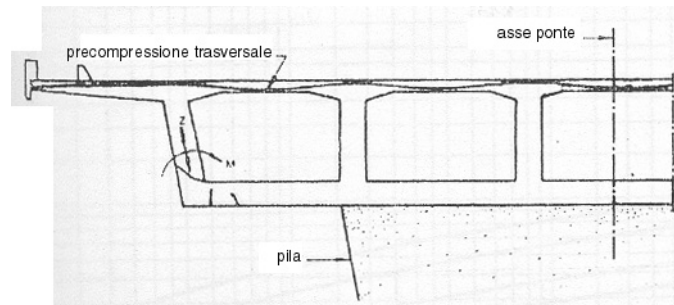


Fig. 2.9..

2.5.4 Andamento delle armature di post-tensionamento

Una disposizione pratica delle armature da precompresso richiede sempre un processo di progetto iterativo. Nella fase preliminare di progetto, sono stabilite le sezioni in calcestruzzo e sono calcolati i momenti flessionali e le forze di taglio. Di seguito, è determinato un numero iniziale di armature p . e di eccentricità necessarie per assorbire le tensioni flessionali, insieme al numero e all'inclinazione delle armature p . che assorbiranno le forze di taglio. Infine, si determina l'armatura o . richiesta.

I risultati del progetto preliminare devono poi essere valutati, per verificare se le assunzioni possano essere tradotte o meno nella pratica. Questo non avviene al primo tentativo e dovranno esserci ulteriori iterazioni.

I dettagli delle armature di post-tensionamento richiedono l'attenta valutazione del raggio minimo di curvatura, dei requisiti di interferro e l'evitare dei contrasti con le armature o . Inoltre, a causa delle limitazione di cassaforma, le armature sono sempre posizionate e ancorate allo stesso posto in corrispondenza delle giunzioni dei conci.

Nello sviluppare l'andamento delle armature che si conformi ai requisiti sopracitati, la considerazione progettuale più importante è il numero delle armature richieste. Alcuni suggerimenti pratici relativi al posizionamento e ai dettagli della disposizione delle armature sono i seguenti:

1. L'interferro deve essere sufficiente per permettere il posizionamento e la vibrazione del calcestruzzo senza sviluppo di vuoti e nidi di ghiaia. Una distanza netta di 38 mm è necessaria tra le armature p. durante l'iniezione, per minimizzare la possibilità di trasmissione di malta tra i condotti adiacenti alle giunzioni fra i conci. Una disposizione tipo dei condotti soddisfacente questi requisiti è presentata in **fig. 2.10**;

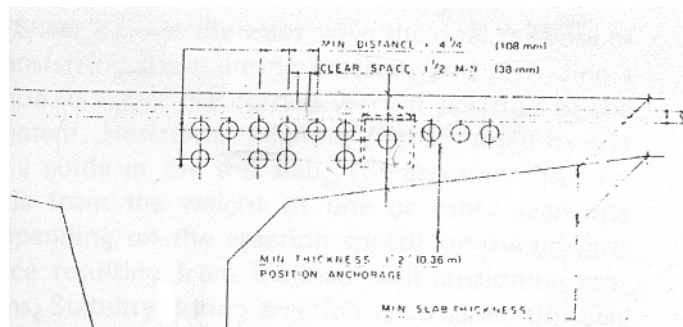


Fig. 2.10: Intraferro delle armature p. e dettagli di ancoraggio dell'armatura dei trefoli.

2. Il raggio di curvatura delle armature è determinato largamente dal materiale del condotto. E' preferibile un condotto semirigido di metallo corrugato, e il raggio minimo di curvatura di condotti di questo tipo è di circa 4,6 m. Brusche curvature sono indesiderabili da un punto di vista dell'installazione delle armature, delle perdite di attrito, e delle elevate forze concentrate risultanti sul calcestruzzo;
3. Un franco libero di 12,7 cm dovrebbe essere provveduto tra le armature da precompressione posizionate sopra le anime dei conci, per il corretto posizionamento e vibrazione del calcestruzzo;
4. L'incrocio di armature longitudinali nella parte più stretta dell'anima dovrebbe essere evitato;
5. Le eccentricità dell'armatura dovrebbero essere realizzate più grandi possibili. Le armature p. a sbalzo possono essere estese lateralmente nella soletta superiore e un secondo strato di armature può essere alloggiato negli ingrossamenti della soletta superiore come mostrato nella **fig. 2.10**. Le armature

p. ancorate nei primissimi conci rimangono entro il ringrossamento dell'anima a causa della limitazione del raggio di curvatura; questo dà luogo a qualche perdita di eccentricità. Le armature di continuità di mezzeria sono posizionate nella soletta inferiore.

I trefoli a sbalzo sono ancorati nelle anime e nei ringrossi delle solette superiori, o sugli irrigidimenti dell'anima, le barre a sbalzo nella soletta, le armature p. di taglio nelle anime. Le armature di continuità sono ancorate come descritto nella sezione **2.5.1**.

6. Le lunghezze dell'armatura dovrebbero essere più corte possibili. Comunque, l'uso di armature molto corte richiede un'attenta considerazione della diffusione della precompressione nella sezione e delle perdite di precompressione dovute al rientro degli apparecchi d'appoggio. Da un punto di vista strutturale, la disposizione dell'armatura può essere conforme al diagramma del momento flettente. Comunque, la procedura di assemblaggio e le posizioni di ancoraggio disponibili richiedono, solitamente, sostanziali aggiustamenti alla disposizione dell'armatura risultante dai soli requisiti di momento strutturali.

2.5.5 Gabbia di armatura ordinaria

La quantità di armatura o. longitudinale e trasversale richiesta è determinata dai calcoli di progetto o dalle quantità minime nominali richieste per provvedere duttilità durante la maturazione, il trasporto e l'assemblaggio dei conci. Durante la produzione dei conci, l'armatura è assemblata e legata con fili metallici al di fuori del cassero per formare una gabbia solida che può essere sollevata nel cassero senza danneggiamento, come mostrato nella **fig. 2.11**.

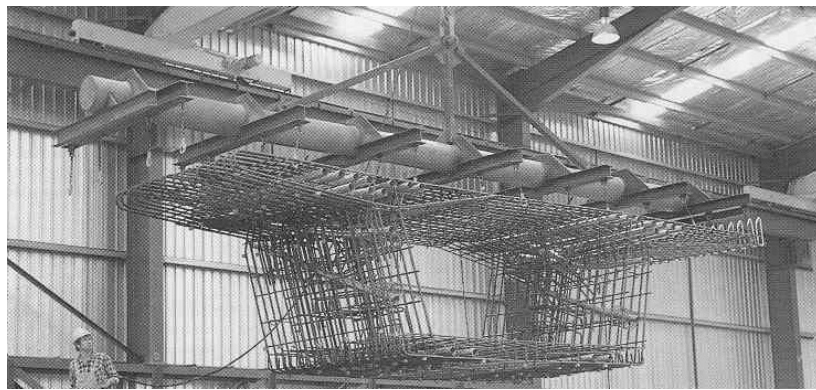


Fig. 2.11 [F18].

I condotti di armatura p. passano frequentemente attraverso gli strati dell'armatura o. I dettagli dovrebbero essere sviluppati per accogliere la traiettoria dell'armatura p. senza tagliare l'armatura o. La **fig. 2.12** mostra una possibile soluzione per il caso in cui le armature da p. sono localizzate nella soletta superiore e ancorate nell'anima. I ringrossi della soletta superiore e delle anime permettono l'uso di due tipi di ripiego di barre, "a" e "b", che permettono alle armature da precompressione di passare facilmente.

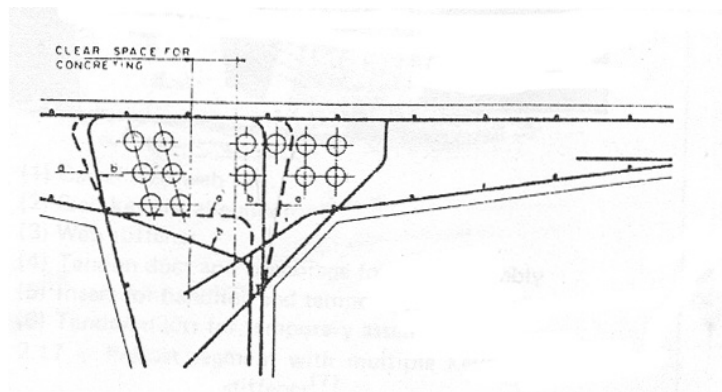


Fig. 2.12: Dettagli dell'armatura ordinaria per permettere l'ancoraggio dell'armatura p. della soletta superiore nell'anima.

2.5.6 Le chiavi di taglio

Le chiavi di taglio nelle anime servono al duplice scopo di trasferire il taglio durante l'assemblaggio e di provvedere una guida per assicurare la corretta posizione verticale del concio. L'allineamento orizzontale è ottenuto dall'uso di una guida nella soletta superiore, mentre la stabilità durante l'assemblaggio è ottenuta mediante l'azione combinata delle chiavi di tagli e del post-tensionamento provvisorio (o permanente) nella soletta superiore e inferiore. Come indicato nella sezione 2.5.2, il post-tensionamento provvisorio è dosato per provvedere una compressione uniforme di non meno di 0,35 MPa da una parte all'altra dell'intera giunzione. Le forze R_2 , che agiscono sulla chiave di taglio e la giunzione, dovute al peso del concio e al post-tensionamento provvisorio sono illustrate in **fig. 2.13a**, mentre le forze dovute al peso del concio e al post-tensionamento a sbalzo finale in **fig. 2.13b**.

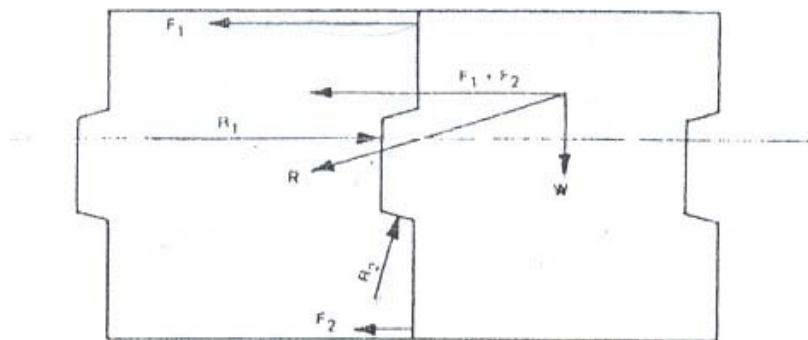


Fig.2.13a: Forze sulle chiavi di taglio dovute al post-tensionamento e al peso del concio

W: Peso del concio

F1: Precompressione provvisoria nella soletta superiore

F2: Precompressione provvisoria nella soletta inferiore

R1: Forza sulla giunzione

R2: Forza della chiave di taglio

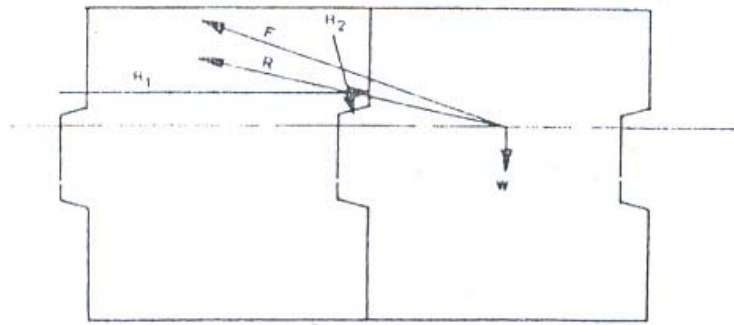


Fig.2.13b Forze sulle chiavi di taglio nell'anima

F: Forza nell'armatura p. permanente

R2: Forza della chiave di taglio

R1: Forza nella giunzione

L'uso delle chiavi di taglio in una singola anima richiede particolare attenzione ai dettagli dell'armatura o., sia nelle chiavi di taglio che nella superficie dell'anima adiacente alle chiavi. Nell'unione con i casi di carico in **fig. 2.13a** e **fig. 2.13b**, l'armatura o. dovrebbe essere provveduta nelle anime per contenere lo sviluppo della potenziale fessurazione in entrambe le direzioni, verso l'alto e verso il basso, come mostrato in **fig.2.14**.

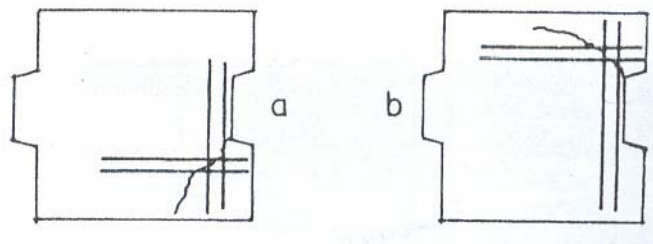


Fig. 2.14: Requisiti di armatura ordinaria vicino alle chiavi di taglio dell'anima

Ponti recenti hanno utilizzato chiavi di taglio multiple nelle anime. La chiave multipla elimina la necessità di rinforzare la chiave di taglio e la superficie dell'anima adiacente, e ha il significativo vantaggio ulteriore di ridurre la funzione di trasmissione di taglio da parte dell'eopossidica. Il grande numero di chiavi di ingranamento nelle anime trasmette tutto il taglio da una parte all'altra della giunzione senza alcuna

sostegno da parte dell'eopossidica. Inoltre, le chiavi da una parte all'altra della soletta superiore provvedono aiuto per ottenere l'allineamento del concio durante l'assemblaggio e possono anche provvedere il trasferimento del taglio dovuto ai carichi concentrati sull'impalcato.

L'uso di un'anima con chiave multipla è associato con un irrigidimento dell'anima, che contiene il condotto dell'armatura p. e gli ancoraggi per il post-tensionamento permanente e provvisorio. La soletta superiore ha fori verticali adiacenti all'irrigidimento che permettono un attacco per il trasporto del concio.

L'uso di chiavi multiple nell'anima richiede una sostanziale superficie di anima libera per le sedi di ancoraggio e per i fori per l'armatura p. che ridurrebbero la superficie di taglio disponibile per le chiavi. Questo porta all'uso di dettagli di irrigidimento dell'anima, che implicano un lavoro addizionale durante la produzione del concio.

2.5.7 Tipi di giunzione tra i conci

Le giunzioni si classificano in:

- GIUNZIONI TIPO A: includono giunti in calcestruzzo gettati in opera, giunti in calcestruzzo umido o giunzioni eopossidiche.
- GIUNZIONI TIPO B: consistono in giunti a secco tra gli elementi prefabbricati

Alcuni ponti a conci in passato costruiti con il metodo campata per campata negli U.S.A., utilizzarono giunti di TIPO B tra gli elementi prefabbricati, primariamente, per ridurre i costi, ridurre i tempi di costruzione ed eliminare i potenziali problemi relativi all'utilizzo delle applicazioni eopossidiche. Dopo che i primi ponti furono completati, iniziarono ad essere notati vari effetti indesiderati, che causarono l'apertura dei giunti sotto alcune condizioni di carico come quello sismico, gradiente termico, temperatura, viscosità, ritiro e sovraccarichi. Dopo che gli effetti furono resi noti, alcuni paesi proibirono l'uso dei giunti di TIPO B. Ad esempio, mentre nelle prime edizioni della normativa americana per il progetto e la costruzione di ponti da parte dell'AASHTO, le disposizioni per l'utilizzo di giunture di TIPO B erano presentate come semplice

opzione, da usare cioè a discrezione del committente o del progettista, nel 2002 ci fu un sostanziale cambiamento normativo, in modo da eliminare le disposizioni relativi a tali tipi di giunture. Infatti, le specifiche correnti americane non includono disposizioni per le giunzioni di TIPO B per la costruzione a conci e richiedono l'utilizzo esclusivamente di giunti tra gli elementi prefabbricati per mezzo di chiusure gettate in opera o *match cast* con le epossidiche (TIPO A). Per quanto riguarda la costruzione di ponti a conci prefabbricati utilizzando giunzioni di TIPO A, le resine epossidiche sono da preferirsi all'utilizzo del calcestruzzo gettato in opera. Infatti, un certo numero di ponti a conci prefabbricati sono stati costruiti usando giunzioni in opera da 76 a 102 mm di larghezza tra i conci. Questa tecnica elimina la necessità della procedura *match-casting* e riduce la precisione dimensionale richiesta nel getto dei conci, ma ha maggiori svantaggi incluso la necessità di opere provvisorie da supporto ai conci mentre avviene la maturazione del getto in opera delle giunzioni, e riduce in modo sostanziale la velocità di costruzione. Per questo motivo l'uso delle giunzioni gettate in opera generalmente non si preferisce.

2.5.7.1 Giunzioni epossidiche

Come indicato nella sezione 2.5.6, la funzione della giunzione epossidica è, fino ad un certo punto, dipendente dal progetto delle chiavi di taglio. Comunque, in tutti i casi, l'epossidica servirà ai seguenti scopi:

1. Durante il posizionamento dei conci, l'epossidica agisce come un lubrificante che, in unione con le chiavi nell'anima e nella soletta superiore, aiuta a condurre il concio nell'esatto allineamento;
2. Lo strato di epossidica agisce come materiale di distribuzione degli sforzi durante l'assemblaggio e il post-tensionamento. Questo è illustrato dal fatto che lo strato sottile di epossidica non può essere interamente spinto fuori dalla giunzione. In aggiunta, è riempita qualsiasi piccola cavità o poro nelle facce dei conci;
3. L'epossidica può ristabilire la resistenza al taglio e alla trazione del calcestruzzo da una parte all'altra della giunzione;

4. L'epossidica è necessaria come sigillante di giunzione per prevenire che l'acqua entri nei condotti dell'armatura da precompressione, e anche per prevenire perdite di malta alle giunzioni.

L'applicazione dell'epossidica alla superfici della giunzione è sistemata a mano, immediatamente prima dell'applicazione del post-tensionamento provvisorio. Prima dell'applicazione dell'epossidica, le superfici di giunzione, sono pulite mediante sabbiatura o spazzolate con fili di acciaio per rimuovere qualsiasi efflorescenza di superficie. Questo avviene mentre i conci sono depositati in attesa dell'assemblaggio.

Lo spessore della giuntura epossidica è circa 0,8 mm. L'uso di una giuntura epossidica necessita un'unione perfetta tra le parti terminali dei conci adiacenti. Questa è ottenuta gettando ogni concio contro la faccia terminale del precedente (procedura *match-casting*) e poi assemblando i conci nello stesso ordine in cui sono stati prodotti.

**Capitolo 3: CONSIDERAZIONI NELLO
STUDIO DELL'ANALISI
LONGITUDINALE**

3.1 Sviluppo dei dettagli preliminari dei ponti

Come in ogni progetto di ponti, prima di fare un'analisi è necessario assumere le dimensioni della sezione trasversale e le lunghezze di luce di un ponte a conci prefabbricati. La scelta della sezione trasversale della sovrastruttura, del rapporto luce/altezza, e altri aspetti pertinenti del progetto della sovrastruttura sono state discusse nel capitolo 2. Anche il metodo di assemblaggio ha un effetto sul progetto della sovrastruttura e della sottostruttura, e dovrebbe essere tenuto in considerazione nella scelta dei dettagli preliminari del ponte.

3.1.1 Scelta della distribuzione della luce

Nella scelta della disposizione delle campate per un ponte a conci prefabbricati, è necessario considerare il metodo di costruzione. Quando è usata la *costruzione a sbalzo*, i conci sono assemblati a sbalzo bilanciato a partire da una pila e vengono disposti su entrambi i lati in modo simmetrico. Questo metodo di assemblaggio comporta sovrastrutture tipo composte da una metà della lunghezza della luce principale a sbalzo dalle pile. Se la luce finale è scelta come 65÷70% della luce interna come in **fig. 3.1**, la porzione piccola della sovrastruttura adiacente alla spalla richiederà l'uso di opere provvisorie o di un'altra procedura di assemblaggio.

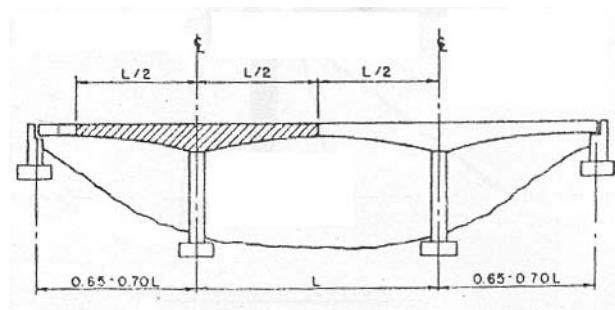


Fig.3.1: Distribuzione delle campate in corrispondenza della spalla.

Per provvedere una relazione tra le lunghezze di luci L_1 e L_2 , come ad esempio per la relazione tra gli accessi e le luci principali in un viadotto, una luce intermedia di lunghezza media ottimizzerà l'uso del concetto a sbalzo, come illustrato in **fig. 3.2**.

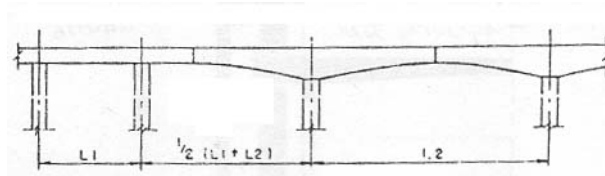


Fig.3.2: Distribuzione delle campate in corrispondenza dei viadotti d'accesso.

Ponti continui oltre i 610 m di lunghezza sono stati costruiti senza cerniere permanenti o giunti di dilatazione nella sovrastruttura. E' preferibile mantenere il numero delle giunzioni al minimo per ridurre i costi di manutenzione e migliorare la qualità di viaggio. Questo può essere ottenuto dall'uso di pile che permettano il cambio di volume longitudinale della sovrastruttura o dall'uso di dettagli di appoggio che permettano il movimento sostanziale.

3.2 Analisi longitudinale

3.2.1 Momenti di assemblaggio (*aspetto statico*)

Durante l'assemblaggio, i momenti sopra le pile aumentano con l'aggiunta di ogni paia di conci, come illustrato in **fig. 3.3**. Il momento addizionale causato aggiungendo conci di n. 8 ad ogni fine dello sbalzo è mostrato dall'area tratteggiata in figura.

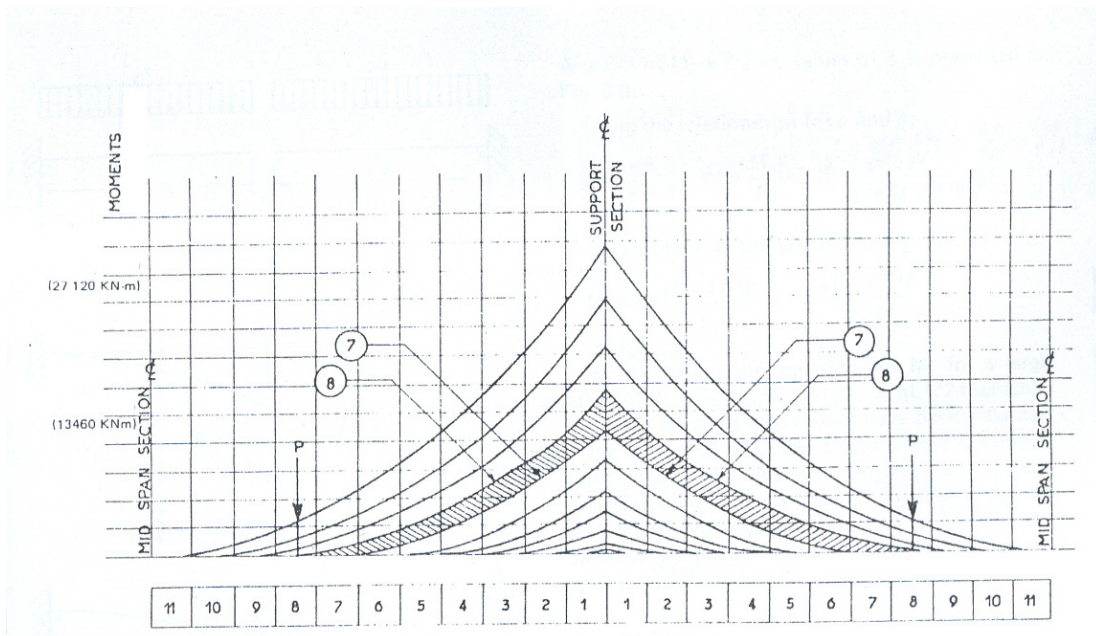


Fig. 3.3.

Questi momenti sono assorbiti dall'armatura di post-tensionamento nella soletta superiore che può essere ancorata alla faccia dei conci o nei rinforzi dentro la sezione a cassone. L'uso dei rinforzi rende possibile posizionare i conci e tesare le armature in due operazioni separate, ma complica il processo di produzione dei conci.

Il grado di post-tensionamento richiesto per mantenere nulla la tensione di trazione nella soletta superiore sotto i momenti di assemblaggio (incluso il peso di ogni attrezzatura di assemblaggio) è calcolato dalla semplice formula:

$$\frac{M_A}{W_s} = \frac{P}{A} + \frac{P \cdot e}{W_s}$$

dove M_A = momento di assemblaggio;
 W_s = modulo resistenza rispetto alla fibra superiore;
 P = forza di post - tensionamento;
 A = area della sezione trasversale del concio di pila;
 e = eccentricità della forza di post - tensionamento.

L'area di calcestruzzo nella soletta inferiore alla pila deve essere sufficiente per mantenere le tensioni di compressione al valore permesso dalla normativa. La tensione f_{ci} è calcolata come segue:

$$f_{ci} = \frac{M_A}{W_i} + \frac{P}{A} - \frac{P \cdot e}{W_i}$$

dove W_i = modulo di resistenza rispetto alla fibra inferiore.

3.2.2 Analisi della viscosità (*aspetto deformativo*)

I momenti esistenti negli sbalzi dei ponti a conci prefabbricati durante l'assemblaggio sono modificati dal cambio del schema statico dovuto all'accoppiamento degli sbalzi e al post-tensionamento usato per collegare gli sbalzi in una struttura continua. Successivamente al getto del giunto di chiusura e alla tesatura delle armature p. continue, l'influenza della viscosità del calcestruzzo modifica sia lo sbalzo che i momenti di continuità, come sarà illustrato nei paragrafi seguenti.

La deformazione viscosa del calcestruzzo ε_{cr} è quella parte della deformazione anelastica non causata dal ritiro. Le deformazioni viscosse sono un risultato della risposta anelastica del calcestruzzo ai carichi a lunga durata come il peso proprio, le forze di post-tensionamento e gli spostamenti permanenti. L'ostacolo delle deformazioni viscosse causa la redistribuzione dei momenti. Questo accade, ad esempio, quando gli schemi statici sono cambiati dal passaggio di una struttura a sbalzo in una struttura continua. L'effetto delle deformazioni permanenti dovute a cause esterne è ridotto dalla viscosità. Questo capita nel caso dei cedimenti degli appoggi.

La relazione tra le deformazioni viscosse ε_{cr} e le deformazioni elastiche ε_e è lineare: il rapporto è chiamato coefficiente di viscosità Φ . La seguente relazione può essere espressa per Φ :

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_e \cdot \Phi = \frac{\sigma}{E} \cdot \Phi$$

dove ε_{cr} = deformazione viscosa;

ε_e = deformazione elastica;

σ = tensione;

E = modulo di elasticità del calcestruzzo all'età di 28 giorni

Il rapporto tra la deformazione totale ϵ_{tot} del calcestruzzo e la deformazione di riferimento ϵ_e a 28 giorni di età del calcestruzzo sottoposto a carico a breve durata è illustrata in **fig. 3.4**.

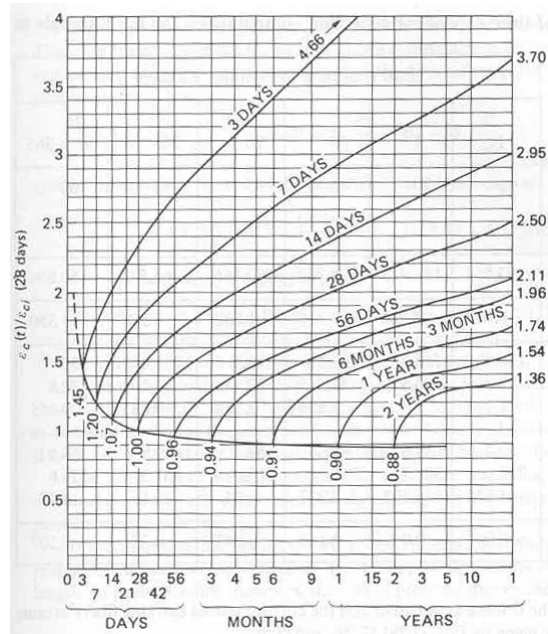


Fig. 3.4 [F19].

Il valore di Φ può essere stimato da questa figura per varie età del calcestruzzo sottraendo semplicemente 1 dalle ordinate.

3.2.2.1 Effetti della viscosità risultanti dal cambio dello schema statico dovuto alla chiusura del giunto centrale

La **fig. 3.5** mostra uno sbalzo doppio con giunto aperto in B. La freccia elastica è δ e l'angolo di rotazione alla fine degli sbalzi è α come mostrato in figura.

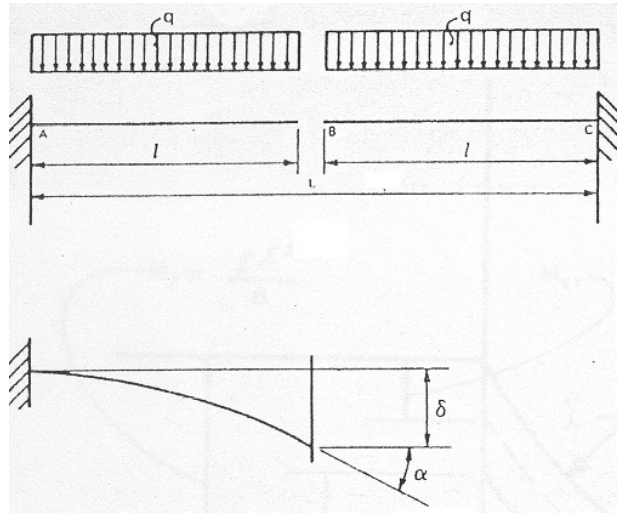


Fig. 3.5.

Se il giunto rimane aperto, la freccia al tempo t aumenterà a $\delta(1 + \phi_t)$ e l'angolo di rotazione a $\alpha(1 + \phi_t)$, dove ϕ_t è il coefficiente di viscosità al tempo t . Per un carico uniformemente distribuito q applicato quando il calcestruzzo ha 28 gg di età, e una lunghezza dello sbalzo l :

$$\alpha = \frac{q \cdot l^3}{6EI}$$

dove I = momento d'inerzia della sezione a sbalzo;
 E = modulo di elasticità del calcestruzzo a 28 gg.

Se il giunto in B è chiuso dopo l'applicazione del carico, l'incremento nell'angolo di rotazione $\alpha\phi_t$ è ostacolato. Come risultato, si sviluppa il momento flettente M_t come mostrato in **fig. 3.6**.

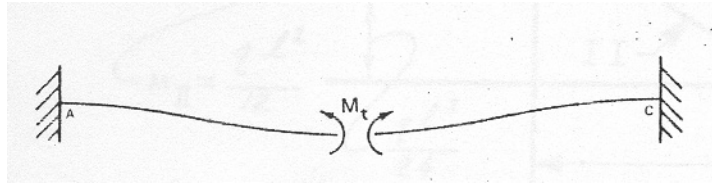


Fig. 3.6.

Il momento M_t , se agente nello sbalzo, causa rotazione in B definita come β . L'intensità di β può essere calcolata nel seguente modo:

$$\beta = \frac{M_t \cdot l}{EI}$$

Il momento ostacolante M_t produce sia deformazioni elastiche che viscosi. Durante un intervallo di tempo dt , il fattore di viscosità si incrementa a $d\phi_t$. Come risultato α si incrementa a $\alpha d\phi_t$ e β si incrementa di $\beta d\phi_t$ (viscosità) e $d\beta$ (elastica). Da queste relazioni e dal fatto che non c'è un incremento netto nella discontinuità dopo che la giunzione è stata chiusa, si può scrivere la compatibilità generale dell'espressione di deformazione angolare:

$$\begin{aligned} \alpha d\phi_t - d\beta - \beta d\phi_t &= 0 \\ -d\phi_t &= -\frac{d\beta}{(\alpha - \beta)} \end{aligned}$$

Integrando questa espressione:

$$-\phi_t = \ln(\alpha - \beta) + C$$

Valutando la costante di integrazione:

Quando $\phi_t = 0$, $\beta = 0 \Rightarrow C = -\ln\alpha$

$$\frac{\beta}{\alpha} = (1 - e^{-\phi_t})$$

Un confronto tra il grafico di $(1 - e^{-\phi_t})$ e i valori Φ è presentato nella **fig. 3.7**.

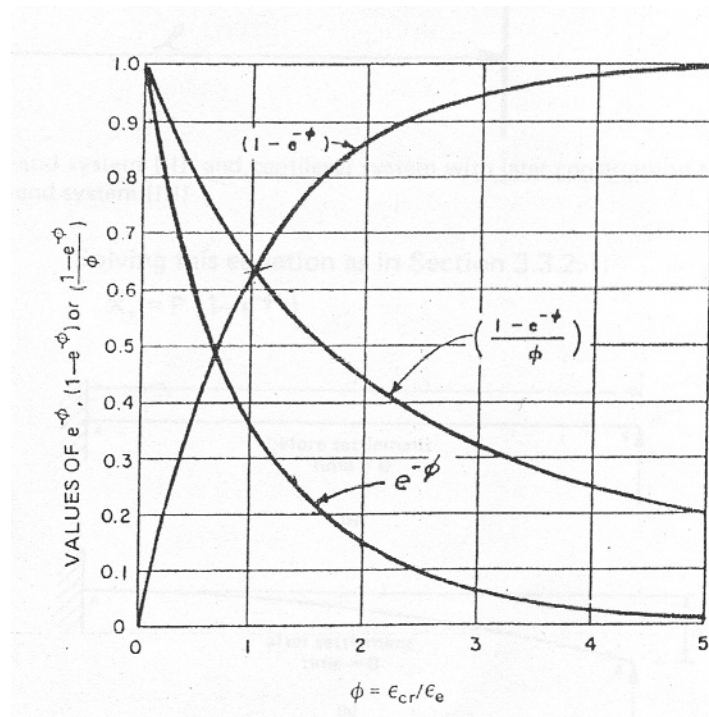


Fig. 3.7.

Usando le relazioni di α e β :

$$\alpha = \frac{q \cdot l^3}{6EI} \quad \beta = \frac{M_t \cdot l}{EI}$$

Sostituendo sopra notiamo che $2l = L$

$$M_t = ql^2 \frac{(1 - e^{-\phi_t})}{6} = qL^2 \frac{(1 - e^{-\phi_t})}{24}$$

Valutando l'equazione per M_t , per un grande valore di Φt , si trova che $M_t \cong qL^2/24$, che è lo stesso momento che si sarebbe ottenuto se il giunto in B si fosse chiuso prima che il carico q fosse applicato. Questo illustra il fatto che le ridistribuzioni dei momenti dovute alla viscosità conseguente ad un cambio dello schema statico, tende ad avvicinarsi alla distribuzione del momento relativa allo schema statico ottenuto dopo il cambio.

In riferimento alla **fig. 3.8**, la relazione generale può essere stabilita:

$$M_{cr} = (1 - e^{-\phi t}) \cdot (M_{II} - M_I)$$

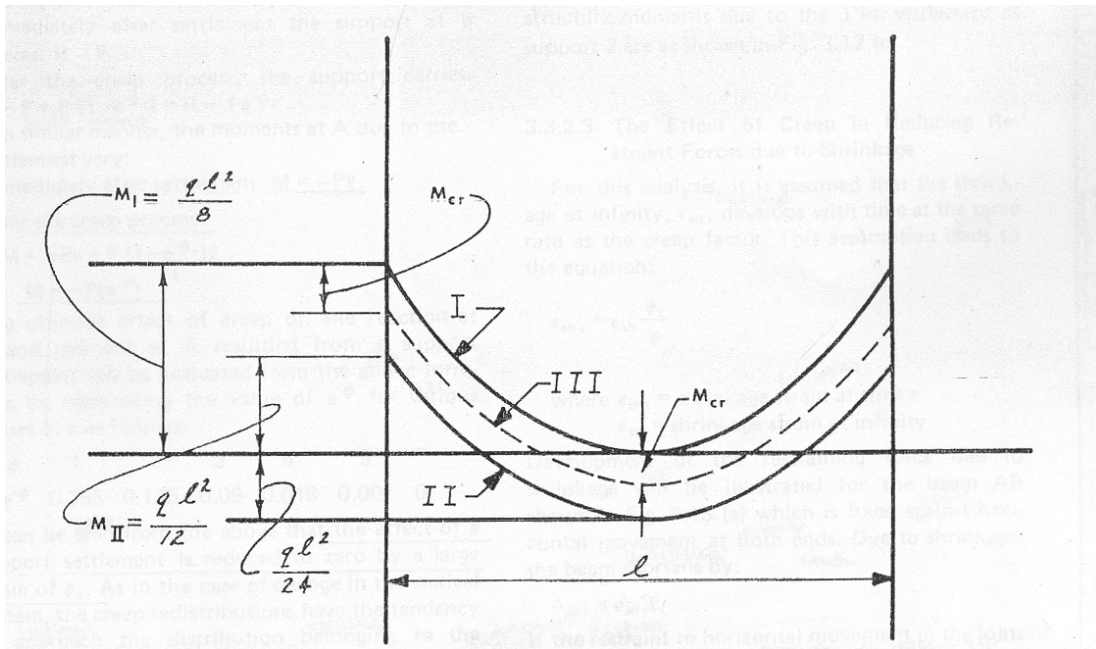


Fig. 3.8.

dove M_{cr} = momento di viscosità risultante dal cambio di schema statico;
 M_I = momento dovuto ai carichi prima del cambio di schema statico;
 M_{II} = momento dovuto agli stessi carichi applicati sullo schema statico cambiato.

3.2.2.2 L'effetto della viscosità sui momenti dovuti ai cedimenti degli appoggi

La **fig. 3.9a** mostra una trave incastrata all'estremità A e appoggiata all'estremità B.

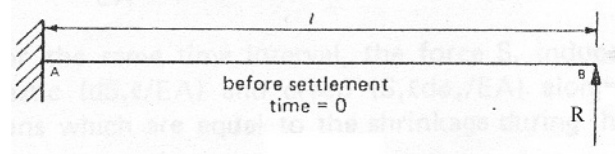


Fig. 3.9a.

In **fig. 3.9b**, la trave è assunta per cedere bruscamente in B di δ .

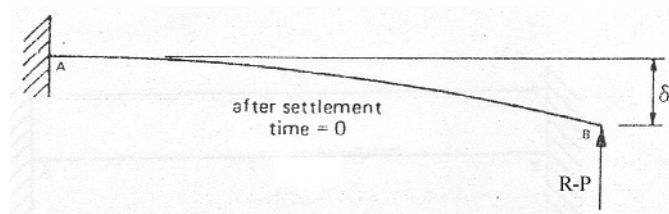


Fig. 3.9b.

L'effetto di questo cedimento è un momento addizionale in A che può essere calcolato come:

$$M = -P \cdot l$$

$$\text{dove } P = \frac{3EI}{l^3} \delta$$

In **fig. 3.10**, l'appoggio è stato rimosso in B e la trave è caricata con un carico equivalente a P. La freccia d'inflexione risultante dal carico P nell'intervallo di tempo dt incrementa di $\delta d\phi_t$.

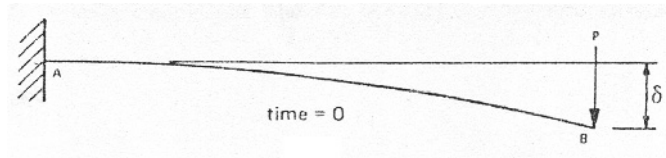


Fig. 3.10.

In **fig. 3.11**, l'appoggio è di nuovo applicato in B e, l'incremento dell'inflexione $\delta d\phi_t$ risultante dal carico P, si ritiene venga eliminato da uno spostamento diretto verso l'alto causato da un incremento nella reazione d'appoggio in una quantità di X_t .

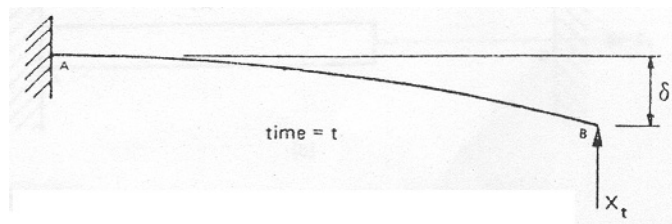


Fig. 3.11.

Il piano di appoggio B non cambia tra la **fig. 3.9b** e **3.11**. L'incremento nella reazione di appoggio X_t , induce sia deformazioni elastiche (con dX_t) che viscose (con $X_t d\phi_t$). Dal momento che non c'è ulteriore inflessione dopo la **fig. 3.9**, le deformazioni elastiche e viscose dovute alla reazione X_t , possono essere uguali alla deformazione viscose dovute a P. Questo dà la seguente espressione:

$$(dX_t + X_t d\phi_t) = P \cdot d\phi_t$$

Risolviendo questa equazione come nel paragrafo precedente:

$$X_t = P \cdot (1 - e^{-\phi_t})$$

Le reazioni di appoggio in B variano come di seguito:

- immediatamente dopo il cedimento l'appoggio in B riporta: $R - P$;
- dopo il processo viscoso, l'appoggio riporta:
- $R - P + P \cdot (1 - e^{-\Phi t}) = R - P \cdot e^{-\Phi t}$;
- in maniera simile, i momenti in A dovuti al cedimento riporta:
 - o immediatamente dopo il cedimento: $M = - P l$
 - o dopo il processo viscoso: $M = -P \cdot l + P \cdot (1 - e^{-\Phi t}) \cdot l = -P \cdot l \cdot e^{-\Phi t}$

L'effetto ultimo della viscosità sulla reazione in B e sul momento in A risultante da un cedimento dell'appoggio, può essere valutato dalle formule sopraccitate considerando dalla **fig. 3.7** il valore di $e^{-\Phi}$ per vari valori di Φ .

Si può notare che l'effetto di un cedimento dell'appoggio è ridotto a zero da un grande valore di Φt . Come nel caso del cambio nello schema statico, la ridistribuzione della viscosità ha la tendenza a raggiungere la distribuzione appartenente allo "schema" ottenuto dopo il cambio.

Per illustrare l'applicazione di sopra, la **fig. 3.12a** mostra una sovrastruttura a tre campate soggetta ad un cedimento di 2,5 cm, all'appoggio 2; la figura **fig. 3.12b** mostra il diagramma di momento risultante. Per un valore di $\Phi = 1,0$, il valore di $e^{-\Phi} = 0,368$, e i momenti finali della sovrastruttura dovuti al cedimento di 2,5 cm al supporto 2 sono mostrati in **fig. 3.12c**.

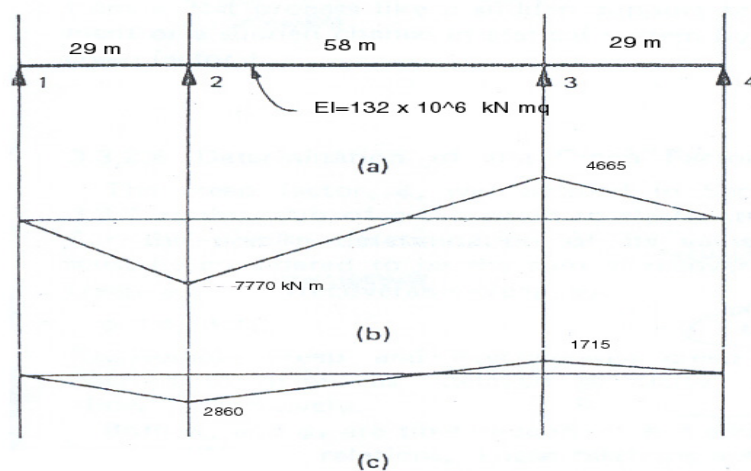


Fig.3.15.

3.2.2.3 L'effetto della viscosità nel ridurre le forze ostacolanti dovute al ritiro

Per questa analisi, è assunto che il ritiro all'infinito, ε_{sh} , si sviluppi con il tempo alla stessa velocità di variazione del coefficiente di viscosità. Questa assunzione porta all'equazione:

$$\varepsilon_{sh,t} = \varepsilon_{sh} \frac{\phi_t}{\phi}$$

dove $\varepsilon_{sh,t}$ = deformazione di ritiro al tempo t ;

ε_{sh} = deformazione di ritiro all'infinito.

Lo sviluppo delle forze ostacolanti dovute al ritiro sarà illustrato per la trave AB mostrata in **fig. 3.13**, la quale è incastrata contro il movimento orizzontale ad entrambe le estremità. A causa del ritiro, la trave si accorcia di:

$$\Delta_{sh,t} = \varepsilon_{sh,t} \cdot l$$

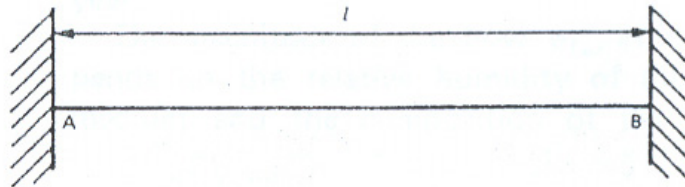


Fig.3.13.

Se la restrizione al movimento orizzontale nel giunto in B è temporaneamente rilasciata, la trave, si accorcerebbe a causa del ritiro.

Applicando una forza assiale S_t alla trave in B come mostrato in **fig. 3.14**, la trave si allunga di:

$$\Delta S_t = \frac{S_t \cdot l}{EA}$$

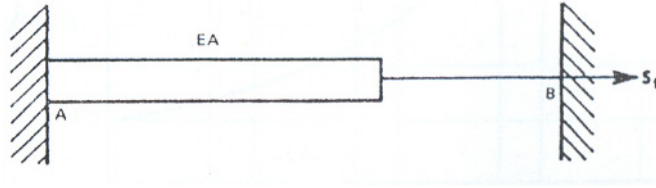


Fig. 3.14.

Per lo stesso intervallo di tempo, la forza S_t induce allungamenti elastici $\left(\frac{dS_t \cdot l}{EA}\right)$ e viscosi $\left(\frac{S_t \cdot l \cdot d\phi_t}{EA}\right)$, la cui somma è uguale all'accorciamento del ritiro durante lo stesso intervallo di tempo. Questo porta alla seguente espressione:

$$\varepsilon_{sh} \cdot l \cdot \frac{d\phi_t}{\phi} = \frac{S_t \cdot l \cdot d\phi_t}{EA} + \frac{dS_t \cdot l}{EA}$$

$$-d\phi_t = \frac{-\frac{dS_t}{EA}}{\left(\frac{\varepsilon_{sh}}{\phi} - \frac{S_t}{EA}\right)}$$

Integrando questa espressione come nella paragrafo **3.2.2.1** si ha:

$$S_t = \varepsilon_{sh} \cdot EA \cdot \frac{(1 - e^{-\phi})}{\phi}$$

La quantità $\varepsilon_{sh} \cdot EA$ è la forza richiesta se tutto il ritiro fosse calcolato elasticamente. Ponendo questa quantità uguale a S_0 , l'equazione di sopra diventa:

$$S_t = S_0 \frac{(1 - e^{-\phi})}{\phi}$$

dove $\phi = \phi_{\infty}$

Un grafico dei valori di $\frac{(1-e^{-\phi})}{\phi}$ è presentato in **fig. 3.7**. Questo grafico mostra la riduzione delle forze ostacolanti di ritiro per effetto della viscosità. Il valore di $\frac{(1-e^{-\phi})}{\phi}$ per $\phi = 2,0$ è circa 0.43. Questo indica che le forze ostacolanti di ritiro dovrebbero essere ridotte del 57% per $\Phi=2.0$. In generale, la riduzione dell'effetto di un lento processo, come il ritiro, per effetto della viscosità può essere valutata dividendo i risultati ottenuti da un processo veloce, come un cedimento improvviso degli appoggi o un improvviso cambio nello schema statico, con il coefficiente di viscosità Φ .

3.2.2.4 Determinazione del fattore di viscosità

Il fattore di viscosità Φ , è stato definito nel paragrafo 3.2.2 come il rapporto della deformazione viscosa con quella elastica. Per una precisa determinazione del suo valore, Φ deve essere considerato come la somma di viscosità recuperabile, ϕ_d , e la viscosità irricuperabile, ϕ_f :

$$\phi = \phi_d + \phi_f$$

La viscosità recuperabile e la viscosità irricuperabile sono detti rispettivamente “elasticità ritardata” (delayed elasticity) e “fluida” (flow).

Sia ϕ_d che ϕ_f , sono dipendenti dal tempo, ma secondo differenti relazioni, dipendenti dai loro propri valori all'infinito, dalla loro variazione con il tempo, dall'età del calcestruzzo al carico e dal tempo dopo il getto.

La natura recuperabile di questa parte del fattore di viscosità avrà conseguenze solo per i carichi temporanei agenti sulla struttura, come quelli applicati durante la costruzione dalle travi di varo o dalle attrezzature di assemblaggio provvisorio. Per il peso proprio, le forze di post-tensionamento e gli altri carichi permanente, ϕ_d è aggiunto al valore di ϕ_f .

L'intensità della "fluida" (flow), $\phi_{f\infty}$, all'infinito dipende dall'umidità relativa dell'ambiente e dalla composizione del calcestruzzo. $\phi_{f\infty}$ dipende anche dallo spessore teorico h_{th} dell'elemento strutturale in combinazione con l'umidità relativa dell'atmosfera. Lo spessore teorico, h_{th} , è valutato da:

$$h_{th} = \frac{\lambda \cdot 2 \cdot A_c}{\mu}$$

dove

λ = coefficiente dello spessore teorico dipendente dall'umidità relativa dell'ambiente;

A_c = area della sezione di calcestruzzo;

μ = perimetro della sezione di calcestruzzo a contatto con l'atmosfera.

A causa dell'importanza del fattore di viscosità nei calcoli progettuali per ponti a conci prefabbricati e dell'incertezza intrinseca nella determinazione del fattore di viscosità, è raccomandato che i calcoli siano fatti usando valori del fattore di viscosità incrementati e decrementati del 15% rispetto al valore teorico.

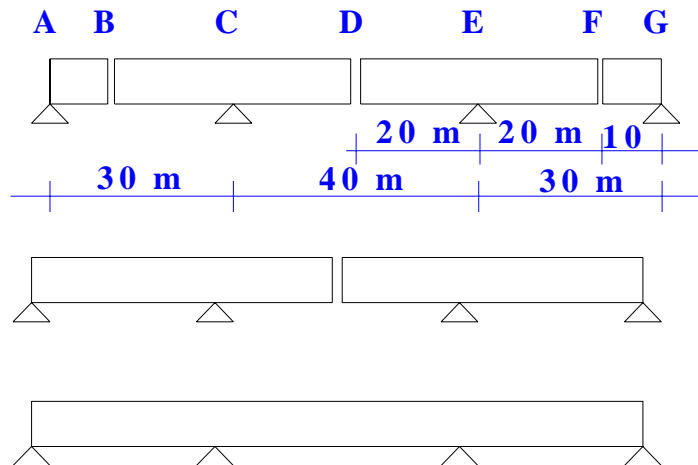
3.2.2.5 L'influenza della viscosità sui momenti della sovrastruttura

In questo paragrafo, le considerazioni teoriche dell'influenza della viscosità nella redistribuzione dei momenti presentate nel paragrafo **3.2.2.1** sono applicate su un esempio di un ponte per la condizione di carico dovuta al peso proprio.

La procedura generale è la seguente:

- Fase 1: I momenti flessionali sono determinati durante la fase di assemblaggio;
- Fase 2: I momenti flessionali sono determinati nella condizione di continuità (la distribuzione elastica del momento che si avrebbe avuto se la struttura fosse stata costruita in una sola fase);
- Fase 3: E' calcolata la differenza tra i momenti della fase 1 e fase 2. Questa differenza è sempre un diagramma di momento lineare, dato che è, semplicemente, il risultato della modifica degli incastri;
- Fase 4: Il diagramma ottenuto nella fase 3 è moltiplicato per il coefficiente $(1 - e^{-\phi})$, e si ottengono così i "momenti di viscosità";
- Fase 5: I momenti flessionali della fase 1 e fase 4 sono addizionati per trovare la distribuzione del momento all'infinito.

Dovrebbe essere notato che ad ogni tempo tra l'assemblaggio e l'infinito, i momenti flessionali nella struttura saranno tra i valori calcolati nella fase 1 e nella fase 5. Si consideri il seguente esempio per analizzare l'effetto della viscosità sui momenti dovuti al peso proprio:



Procedura di costruzione

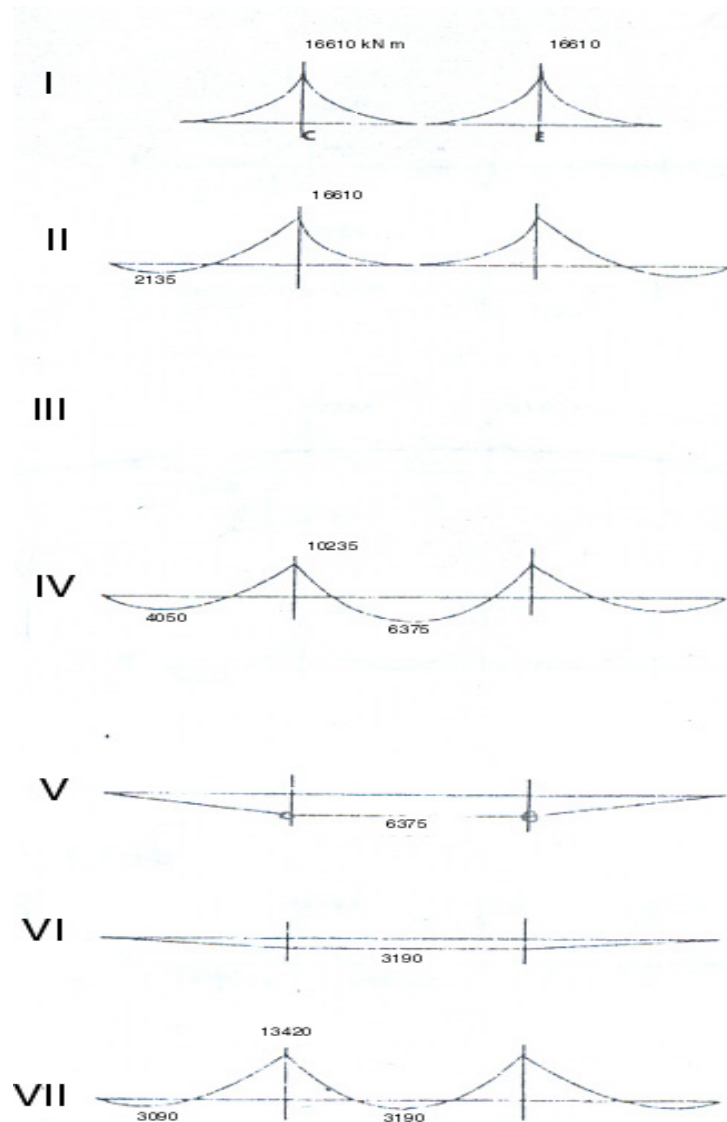
Struttura del peso di 70 kN/m.

Fase 1: Assemblaggio degli sbalzi sopra gli appoggi C ed E;

Fase 2: Assemblaggio dei conci rimanenti tra A-B e F-G sulle opere provvisorie, chiusura dei giunti B e F, e disarmo dei ponteggi;

Fase 3: Solidarizzazione del giunto di chiave in D.

Calcoli dei momenti:



- I- I momenti flessionali in C e in E risultanti dalla fase 1;
- II- I momenti flessionali in C,E e B,F risultanti dalla fase 2;
- III- Getto del concio di chiave in mezzeria completato alle giunzioni B e F.
I momenti flessionali alla fine della fase 3 sono come quelli della fase 2;
- IV- Distribuzione elastica di III (concio di chiave in mezzeria completato in D).
I momenti flessionali nella struttura continua $M_B = M_F$, $M_C = M_E$;
- V- Differenza tra i diagrammi IV e II;
- VI- Momenti di viscosità ottenuti dalla moltiplicazione del diagramma IV
con $(1 - e^{-\phi})$ (assunto in questo caso 0,5);
- VII- Momenti dovuti al peso proprio all'infinito ottenuto dai diagrammi 2 e 6;
I momenti flessionali finali dovuti al peso proprio nella struttura dipendono dall'ordine in cui i giunti sono chiusi nella struttura. L'intensità della distribuzione del momento dovuta alla viscosità, dipende anche dalla sequenza di costruzione e dal numero delle campate nella struttura.

3.2.3 Analisi della sovrapposizione del sovraccarico permanente e analisi dei sovraccarichi accidentali

I carichi principali su un ponte a travata a cassone a conci prefabbricati, cioè il peso proprio della sovrastruttura a travata a cassone e la forza di compressione esercitata dalle armature p. di post-tensionamento, sono stati discussi nella sezione 3.3.2, mostrando particolare attenzione alla distribuzione del momento risultati dalla viscosità. Dopo che la struttura è stata assemblata e il post-tensionamento completato, la risposta della sovrastruttura all'aggiunta della sovrapposizione del sovraccarico permanente e dei sovraccarichi accidentali, è considerata nello stesso modo per qualsiasi ponte continuo. La risposta della struttura a questi carichi è elastica. La sovrapposizione del sovraccarico permanente è soggetta a deformazione viscosa addizionale, ma questa deformazione non causa in modo significativo la ridistribuzione dei momenti.

3.2.4 Analisi degli effetti longitudinali della temperatura

Gli effetti della temperatura sulla sovrastruttura di un ponte a conci prefabbricati sono simili agli effetti della temperatura su qualsiasi sovrastruttura del ponte nella direzione longitudinale.

Gli effetti longitudinali della temperatura fanno sì che la lunghezza totale della struttura incrementi o decresca; inoltre, quando c'è una differenza di temperatura tra la soletta superiore e la parte rimanente della sezione a cassone, si determinano momenti flessionali longitudinali e tagli. La variazione nella lunghezza complessiva della struttura può essere assorbita dai giunti di dilatazione, dai dettagli dell'appoggio di dilatazione, e/o dalla flessione delle pile.

Gli effetti della variazione termica trasversale differenziale tra le solette superiori e inferiori sono illustrate per ponti a campata singola o ponti continui. Per la considerazione di questi effetti in senso longitudinale su un ponte a travata a cassone semplicemente appoggiata, la **fig. 3.15** mostra una struttura dove la temperatura della soletta superiore è incrementata di Δt gradi rispetto alla parte inferiore della sezione. La normale dilatazione della soletta superiore è ostacolata dalle anime e dalla rimanente parte della sezione a cassone. Per l'analisi, si può considerare che la deformazione della sezione a cassone venga ostacolata dalle forze esterne esistenti, P , al baricentro del livello della soletta superiore come mostrato in **fig. 3.15**.

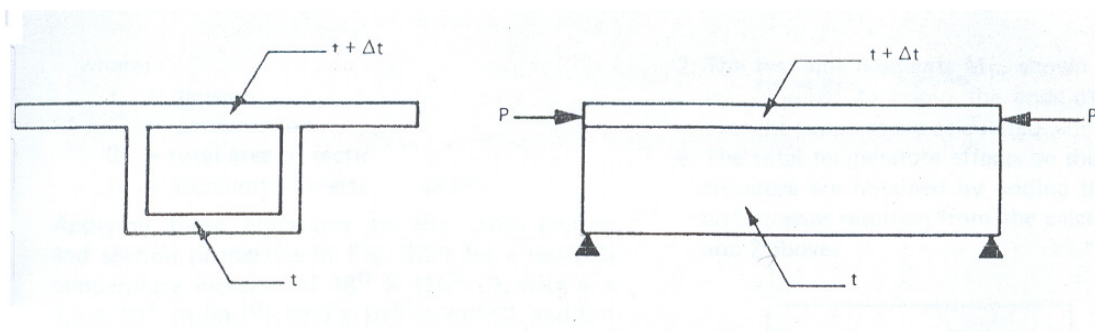


Fig. 3.15.

Le tensioni del calcestruzzo nella soletta superiore saranno:

$$f_c = E \cdot \alpha \cdot \Delta t$$

dove

E = modulo di elasticità del calcestruzzo

α = coefficiente lineare della dilatazione termica

Sotto la condizione di carico in **fig. 3.15** le tensioni nelle anime e nella soletta inferiore rimangono nulle. Se l'area della soletta superiore è A , la forza richiesta P sarà:

$$P = f_c \cdot A$$

In **fig. 3.16**, l'equilibrio esterno è ripristinato dalle forze di rimozione P con le forze sovrapposte P' che sono equivalenti in intensità ma opposte nelle direzioni ($P=P'$).

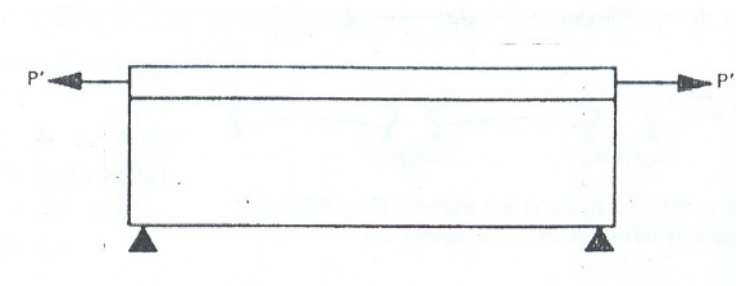


Fig. 3.16.

La forza P' può essere considerata come agente al baricentro della sezione trasversale totale, come mostrato in **fig. 3.17**, introducendo il momento:

$$M = P' \cdot (c_t - e)$$

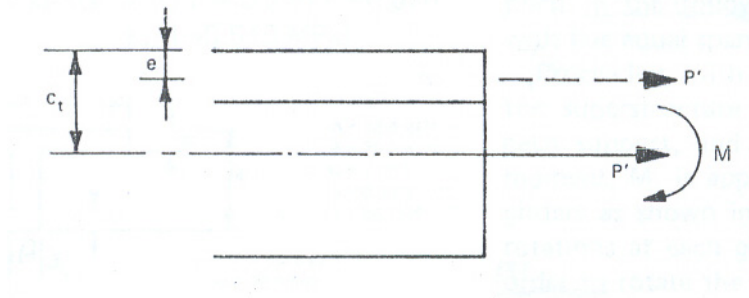


Fig. 3.17.

Le tensioni del calcestruzzo risultanti dalla forza termica e dal momento equivalente sono mostrati in **fig. 3.18**:

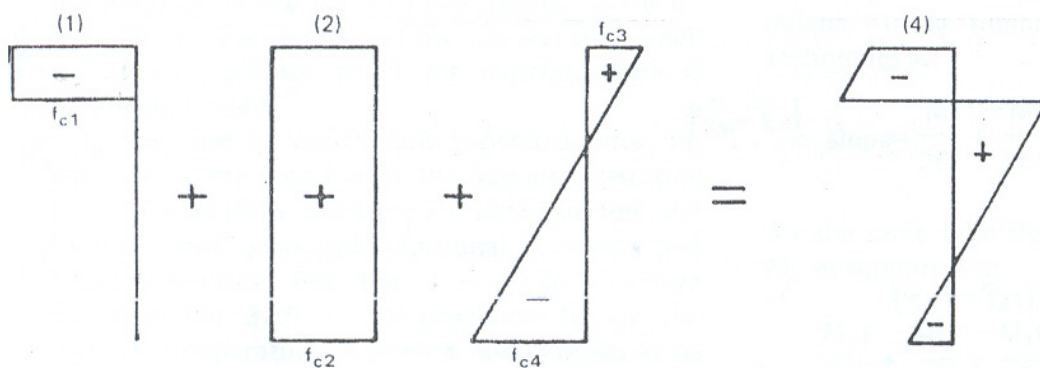


Fig.3.18.

$$f_{c1} = -E \cdot \alpha \cdot \Delta t$$

$$f_{c2} = +E \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot \frac{A}{B}$$

$$f_{c3} \text{ (fibra superiore)} = +E \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot A \cdot (c_t - e) \cdot \frac{c_t}{I}$$

$$f_{c4} \text{ (fibra inferiore)} = -E \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot A \cdot (c_t - e) \cdot \frac{c_b}{I}$$

dove:

+ = trazione

- = compressione

B = area totale della sezione

I = momento d'inerzia della sezione

Applicando queste equazioni alla sezione trasversale e alle proprietà della sezione indicate in **fig. 3.19**, per un incremento della soletta superiore di 10°C, con $\alpha = 9,9 \cdot 10^{-6} \frac{\text{m}}{\text{m} \cdot ^\circ\text{C}}$, e $E = 27,6 \cdot 10^3 \text{ MPa}$ [34,5 MPa calcestruzzo], le tensioni diventano:

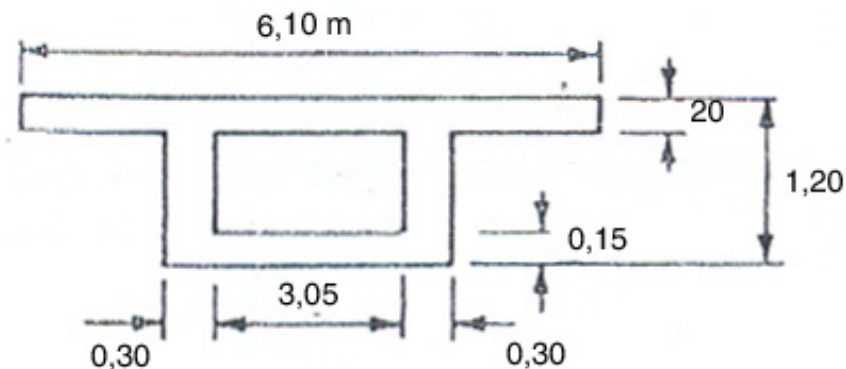


Fig. 3.19.

$$\begin{aligned}f_{c1} &= -2,73 \text{ MPa}; \\f_{c2} &= +1,46 \text{ MPa}; \\f_{c3t} &= +1,24 \text{ MPa}; \\f_{c3b} &= -1,97 \text{ MPa};\end{aligned}$$

Tensione totale alla fibra superiore: -0,035 MPa;

Tensione totale alla fibra inferiore: -0,518 MPa.

Da questi calcoli si vede che un incremento di temperatura nella soletta superiore rispetto alla parte rimanente della sezione, causa tensioni di compressione modeste quando la sovrastruttura è semplicemente appoggiata.

Nel caso di sovrastrutture continue, la resistenza alla rotazione agli appoggi risultante dalle variazioni termiche differenziali tra le solette superiori e inferiori, genera momenti (e tensioni) flessionali aggiuntivi. Per una struttura a tre campate mostrate in **fig. 3.20**, la procedura di calcolo dei momenti (e tensioni) di temperatura è la seguente:

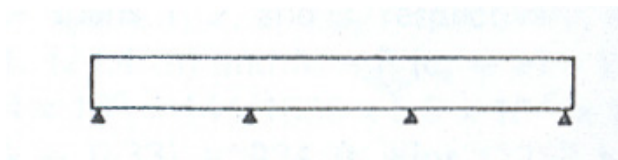


Fig. 3.20.

1. La continuità della sovrastruttura è considerata essere tagliata sopra gli appoggi in tre campate semplicemente appoggiate, come illustrato in **fig. 3.21**. Le tensioni e le rotazioni di temperatura agli appoggi possono essere calcolati tramite una forza e un momento termico equivalente, come per ponti a campata semplice come descritto sopra;

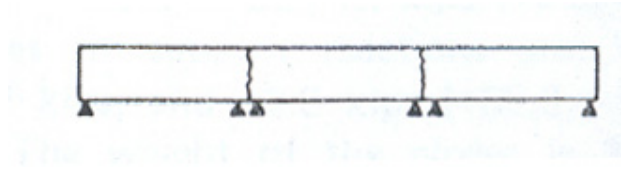


Fig.3.21.

2. Sono calcolati i momenti flessionali ostacolanti M_1 , mostrati in **fig. 3.22**, richiesti per ripristinare la congruenza alle estremità delle travi sopra gli appoggi;

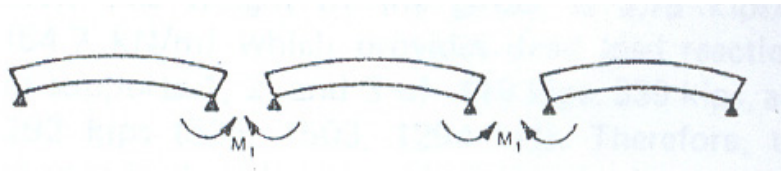


Fig. 3.22.

3. Gli effetti della temperatura totale sulla struttura continua sono ottenuti addizionando i momenti (e le tensioni) risultanti dai calcoli in 1 e 2 sopra indicati.

La procedura di calcolo per sovrastrutture continue descritta sopra in termini generali è applicata di seguito ad un ponte continuo con 5 campate uguali, mostrate in **fig. 3.23**.

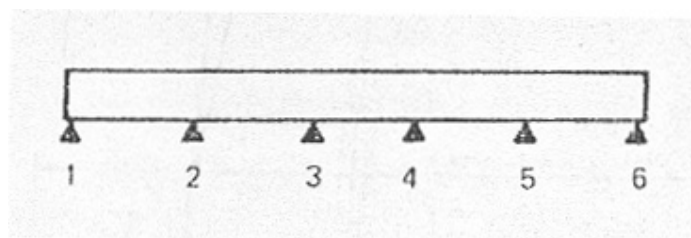


Fig. 3.23.

Procedendo con la prima fase nell'analisi, la sovrastruttura è considerata essere tagliata sopra ad ogni appoggio, e un momento termico equivalente costante, M , è applicato sulla lunghezza totale di tutte le travi, come mostrato in **fig. 3.24**.

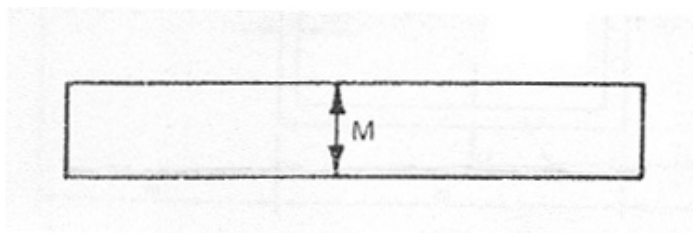


Fig. 3.24.

M causa rotazioni uguali ad ogni trave e sopra gli appoggi. Affinché si abbiano le stesse inclinazioni agli appoggi, i momenti flessionali M_1 e M_2 devono essere applicati come risulta dal diagramma di momento mostrato in **fig. 3.25**.

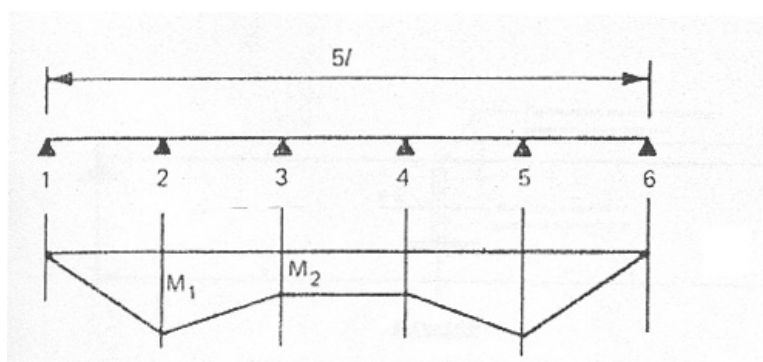


Fig. 3.25.

L'inclinazione totale all'appoggio 2, risultante dal momento termico costante M agente sulle campate semplici 1-2 e 2-3, può essere calcolato come:

$$|\varphi_{21} - \varphi_{23}| = \frac{M \cdot l}{2EI} + \frac{M \cdot l}{2EI} = \frac{M \cdot l}{EI}$$

Mentre l'inclinazione dovuta a M_1 e M_2 all'appoggio 2 è:

$$|\varphi_{23} - \varphi_{21}| = \frac{M_1 \cdot l}{3EI} + \frac{M_1 \cdot l}{3EI} + \frac{M_2 \cdot l}{6EI} = \frac{2M_1 \cdot l}{3EI} + \frac{M_2 \cdot l}{6EI}$$

Ponendo l'inclinazione dovuta al momento di temperatura uguale all'inclinazione risultante da M_1 e M_2 si arriva alla seguente:

$$\frac{2M_1 \cdot l}{3EI} + \frac{M_2 \cdot l}{6EI} = \frac{M \cdot l}{EI}$$

Una equazione simile è sviluppata per l'appoggio 3.

$$\frac{M_1 \cdot l}{6EI} + \frac{5M_2 \cdot l}{6EI} = \frac{M \cdot l}{EI}$$

Risolvere queste due equazioni simultaneamente per M_1 e M_2 dà:

$$\begin{cases} M_1 = \frac{24}{19}M \\ M_2 = \frac{18}{19}M \end{cases}$$

Il diagramma del momento flessionale totale è, quindi, la somma dei diagrammi nelle **figg. 3.26a e 3.26b**, come mostrato in **fig. 3.26c**.

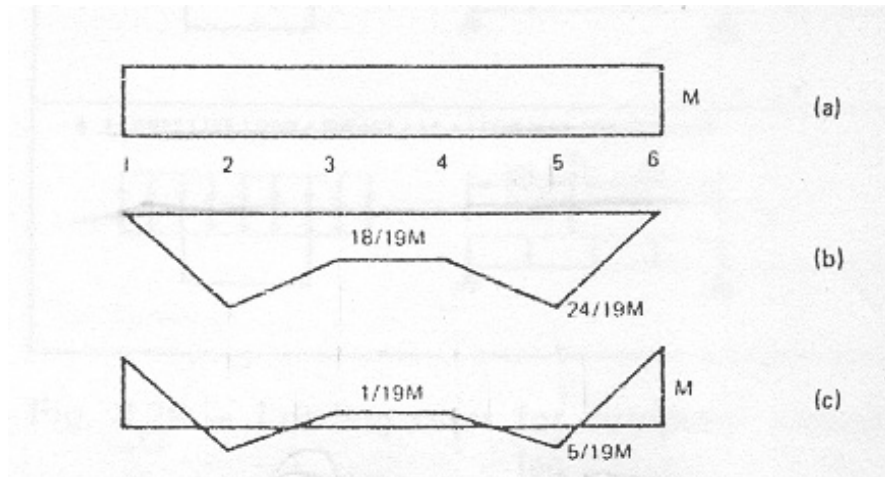


Fig. 3.26.

Le tensioni dovute a questo diagramma di momento e alle forze assiali dovute alla variazione termica differenziale, sono calcolate nel seguente modo per la campata 3-4:

$$\begin{aligned}
 f_{c1} &= -2,73 \text{ MPa}; \\
 f_{c2} &= +1,46 \text{ MPa}; \\
 f_{c3t} &= +0,07 \text{ MPa}; \\
 f_{c3b} &= -0,10 \text{ MPa};
 \end{aligned}$$

Le tensioni combinate per la campata 3-4 sono mostrate in **fig. 3.27**.

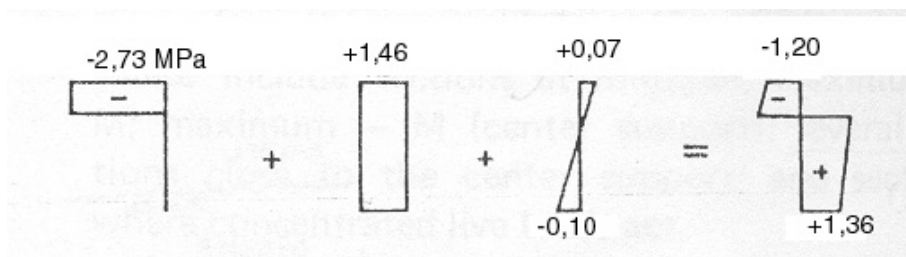


Fig. 3.27.

La tensione di compressione di 0,52 MPa calcolata per un caso di campata semplice, diventa una tensione di trazione di 1,36 MPa nel caso continuo.

I momenti M_1 e M_2 causano un cambio nelle reazioni d'appoggio. Per l'esempio di sopra il cambio nelle reazioni d'appoggio 1, 2 e 3 saranno rispettivamente $+24 \cdot \frac{M}{19 \cdot l}$, $-30 \cdot \frac{M}{19 \cdot l}$, e $+6 \cdot \frac{M}{19 \cdot l}$.

Per le campate 1, 2 e 3, rispettivamente, e per $l = 24$ m e $M = P' \cdot (c_t - e) = E \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot (c_t - e) = 1253$ kN m. I cambi nelle reazioni d'appoggio sono: +65,0, -80,9, +16,0 kN. Il peso della travata è 55 kN/m, che provvede reazioni dovute al peso proprio agli appoggi 1,2 e 3 di 525, 1505, e 1295 kN. Quindi, il cambio delle reazioni relative al peso proprio dovute alla variazione termica differenziale è, per questa struttura, nell'ordine del 12% per gli appoggi esterni e da 1.2 a 5.4% per gli appoggi interni.

**Capitolo 4: EFFETTI TERMICI
TRASVERSALI E
CORREZIONE DELLE
DEFORMAZIONI**

4.1 Gli effetti trasversali della temperatura

Oltre agli effetti longitudinali della temperatura esaminate nel capitolo precedente, si devono considerare anche gli effetti nella sezione trasversale.

Le tensioni di trazione nella sezione trasversale della trave a cassone possono essere generati dai seguenti effetti della temperatura:

1. Alle sezioni vicino agli appoggi, la soletta superiore relativamente sottile può raffreddarsi più rapidamente rispetto alla soletta inferiore più spessa. Questo causerà tensioni di trazione all'esterno della sezione trasversale;
2. Con una radiazione del sole forte e prolungata sulla superficie del ponte, l'aria nell'interno della cavità della trave a cassone può essere riscaldata fino a più di 38° C. Quando l'aria all'esterno si raffredda durante la notte, la differenza di temperatura tra l'aria interna ed esterna produce momenti flettenti trasversali nelle anime e nelle solette i quali causano tensioni di trazione all'esterno della sezione trasversale. La **fig. 4.1** e **tab. 4.1** mostra i momenti flessionali trasversali e le tensioni in una trave a cassone monocellulare in mezzeria e all'appoggio per una differenza di temperatura di 15° C tra l'aria dentro e fuori il cassone;
3. Gli elementi spessi in calcestruzzo esposti ad intensa radiazione solare sono soggetti a tensioni di trazione notevoli, quando le superfici esterne si raffreddano.

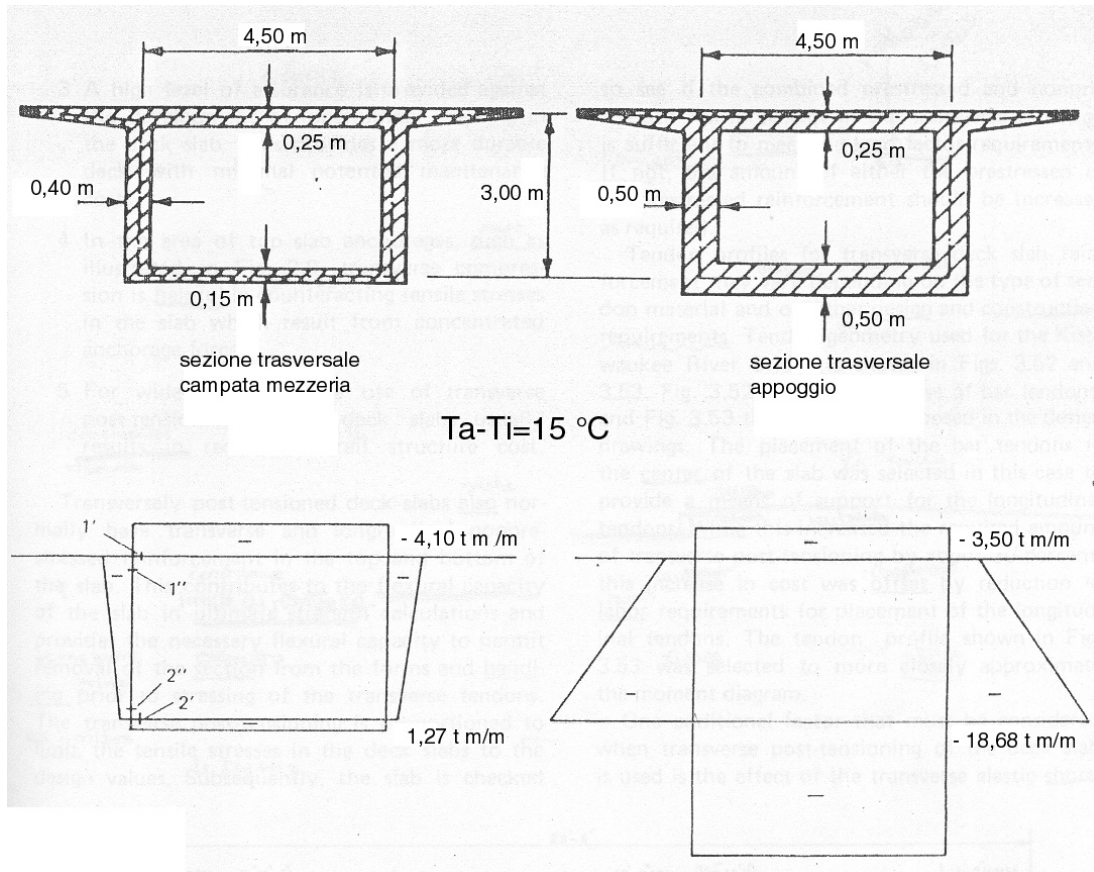


Fig. 4.1: Momenti trasversali dovuti a una differenza di temperatura di 15° C tra le superfici esterne e interne di una trave a cassone.

Tensioni di spigolo corrispondenti (Mpa)	Punto	1'	1''	2'	2''
	Campata		± 3,89	± 1,52	± 3,35
Appoggio		± 3,33	± 0,58	± 3,08	± 3,08

Tab. 4.1.

Le tensioni di trazione significative mostrate per la sezione del ponte in **fig. 4.1** e **tab. 4.1** illustrano la preferenza di evitare l'uso di anime e solette di calcestruzzo spesse. Questo fattore diventa più significativo quando le tensioni trasversali di temperatura sono combinate con le tensioni di trazione trasversali nelle anime che risultano dal post-tensionamento trasversale delle solette. La giunzione tra l'anima e la soletta inferiore vicino agli appoggi è un punto dove le tensioni di trazione combinate possono diventare alte, e, in questo punto, è particolarmente importante

che ogni fessura che può risultare da vari effetti sia prevista nel progetto. Queste tensioni di trazione e fessure potenziali possono essere assorbite dall'uso di un progetto dettagliato di armatura da taglio non-precompresso o dall'uso di staffe precomprese. L'ultima opzione ha il vantaggio di provvedere un più alto grado di sicurezza contro la fessurazione nelle anime.

4.2 Analisi e correzione delle deformazioni durante le fasi costruttive

4.2.1 Considerazioni generali

Lo sviluppo della costruzione a conci si è rivelato economico nella realizzazione di ponti in calcestruzzo snelli con lunghe luci. Di conseguenza, l'entità delle deformazioni e delle frecce di inflessione possono risultare incrementate al punto che esse richiedono più attenzione e di solito necessitano di aggiustamenti durante la costruzione. L'entità di deformazione è ulteriormente incrementata se la struttura è assemblata a sbalzo libero. Le deformazioni richiedono la correzione della geometria della struttura durante la produzione dei conci che può essere solamente basata su una previsione effettiva delle deformazioni.

L'assemblaggio di una campata tipo in un ponte a multi-campate parte, generalmente, da una pila, con il posizionamento dei conci alternativamente su entrambi i lati a sbalzo libero finché non è raggiunta la mezzeria. Lo sbalzo appena assemblato è poi unito alla parte completata della struttura gettando il concio di chiave. Questa procedura è ripetuta per ogni campata aggiuntiva, ma in ogni caso, con deformazioni risultanti differenti, dato che tali deformazioni dipendono dallo schema statico in cui avviene l'aggiunta di campata e, ovviamente, questo schema statico cambia numerose volte durante il processo di costruzione. L'analisi delle

deformazioni, inoltre, implica la somma delle deformazioni in tutte le fasi intermedie successive.

4.2.2 Analisi

Importanti contributi alle deformazioni, sia elastiche che viscosi, sono provocate dal peso proprio, dalla precompressione (a sbalzo, di continuità e relative perdite), e dal sovraccarico permanente. Come menzionato sopra, le deformazioni totali sono ottenute sommando i contributi di ogni fase intermedia di costruzione. Vengono, anche, sommati i cambi dello schema statico che si verificano dopo il completamento la struttura. Le varie fasi sono:

Fase A: Condizione dello sbalzo libero

Fase B, B': Fasi intermedie (connessione di uno nuovo sbalzo alla struttura completata)

Fase C: Struttura completata.

Le deformazioni possono essere calcolate sia in modo analitico che automatico. Nell'ultimo caso, l'influenza delle proprietà dipendenti dal tempo come il modulo di elasticità del calcestruzzo, influenza delle perdite di viscosità, di ritiro, e di rilassamento sugli sforzi di armatura p_s , e le differenze nei coefficienti di viscosità dei conci singoli, possono essere completamente integrati nei calcoli. Nel caso di calcoli analitici questo non è fattibile e sono necessarie delle semplificazioni.

I paragrafi seguenti sono basati sulle assunzione di deformazioni calcolate analiticamente. E' una pratica comune considerare solo le deformazioni dovute ai momenti flessionali, dato che quelle dovute agli sforzi tangenziali e normali sono generalmente trascurabili.

4.2.2.1 Fase A – Sbalzo libero

Le condizioni di carico sono:

1. Inflessione elastica dovuta al peso proprio;
2. Inflessione elastica dovuta alla precompressione iniziale a sbalzo;
3. Deformazione viscosa di 1 e 2 per la durata di questa fase.

La forma inflessa dello sbalzo completato può essere facilmente calcolata. Il modulo elastico E può essere assunta costante per conci prefabbricati dopo che il concio ha raggiunto un'età di 28 gg.

La forza di precompressione che si usa per il calcolo è il totale delle forze di armatura p. iniziale, ridotte solo dalla perdita di attrito e dalla perdita di rilassamento dell'acciaio. Quest'ultima viene valutata da curve di rilassamento-tempo basate sui risultati di prove dei fornitori dell'acciaio, o dalle curve di rilassamento tipiche.

Nonostante la viscosità inizi progressivamente dall'assemblaggio del primo concio, una ragionevole approssimazione si ottiene considerando che lo sbalzo completato si deformi viscosamente durante un intervallo di tempo che inizia quando lo sbalzo è completato a metà e finisce quando è effettuata la connessione con la struttura completata. Questo intervallo di tempo è differente per ogni braccio dello sbalzo.

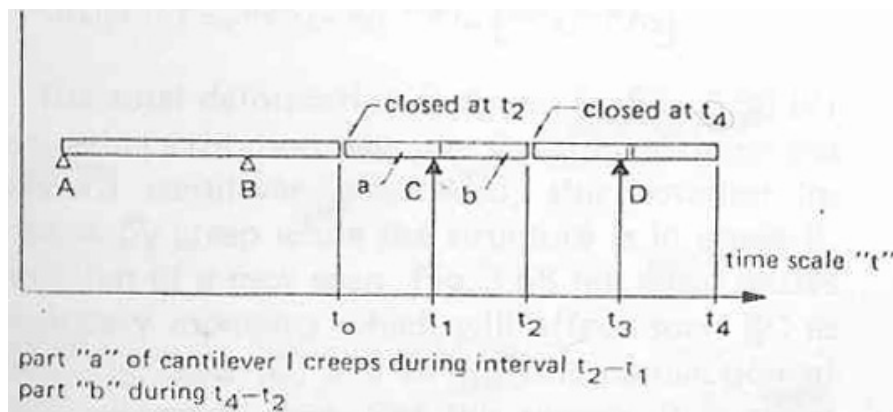


Fig. 4.2: Effetti delle sequenze costruttive sull'intervallo di tempo viscoso.

Le deformazioni viscosi sono ottenute dalla moltiplicazione delle deformazioni elastiche per un coefficiente di viscosità.

La sequenza di assemblaggio con il tempo devono essere conosciuti o assunti prima dell'inizio dei calcoli di deformazione.

4.2.2.2 Fasi intermedie B, B'

Le deformazioni in questa fase provengono da:

1. Il peso delle giunzioni gettati in opera;
2. La precompressione di continuità nella campata considerata;
3. Precompressione di continuità nelle campate adiacenti;
4. Deformazione viscosa risultante dai punti 2 e 3.

I calcoli richiesti sono semplificati se eseguiti per una campata semplicemente appoggiata. L'effetto della continuità strutturale può essere poi aggiunto ai calcoli della campata semplice. La **fig. 4.3** illustra questa procedura:

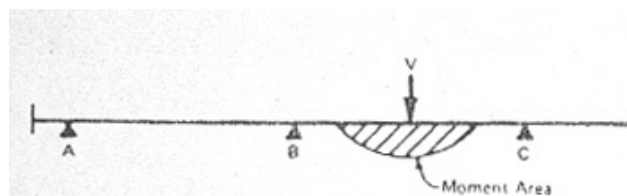


Fig. 4.3.

La campata BC è assunta per essere parte di una struttura con un numero di uguali campate. Dopo l'applicazione della precompressione di continuità, questa campata è "caricata" con il carico concentrato V (il peso del concio di mezzeria) e l'area-momento della precompressione di continuità.

Entrambi questi carichi causano momenti secondari, **fig. 4.4**, che influenzano le deformazioni della campata BC e di tutte le campate precedenti.

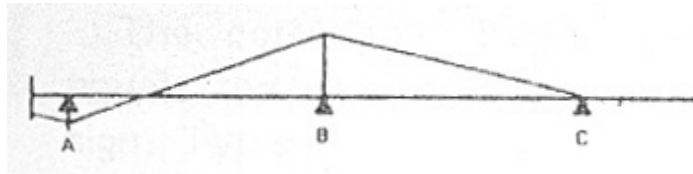


Fig. 4.4.

La deformazione elastica totale è ottenuta dalla somma dei tre diagrammi del momento flessionale mostrati in **fig. 4.5** della campata BC semplicemente appoggiata.

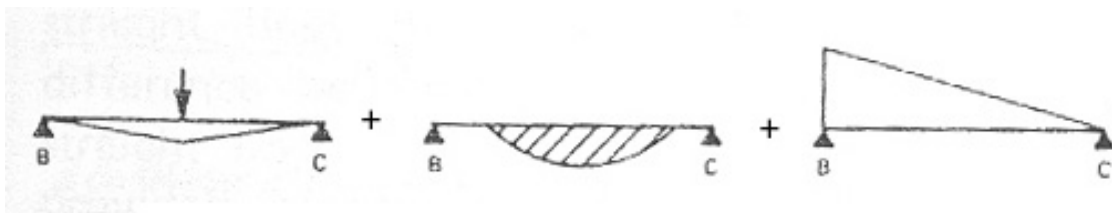


Fig. 4.5.

Le deformazioni viscosi si ottengono dalla moltiplicazione dei valori elastici per un coefficiente di viscosità. L'influenza della viscosità è limitata nel periodo tra la chiusura delle giunzioni nelle campate BC e CD rispettivamente.

Il resto della deformazione viscosa è assunta per verificarsi nello schema continuo finale.

La deformazione totale è mostrata in **fig. 4.6** indicando una rotazione sulla pila C, che fa scendere il braccio dello sbalzo anteriore.



Fig. 4.6.

L'aggiunta di una nuova campata, **fig. 4.7**, causa di nuovo momenti secondari che influenzeranno anche la campata BC; sarà lo stesso per ogni connessione di campata successiva.

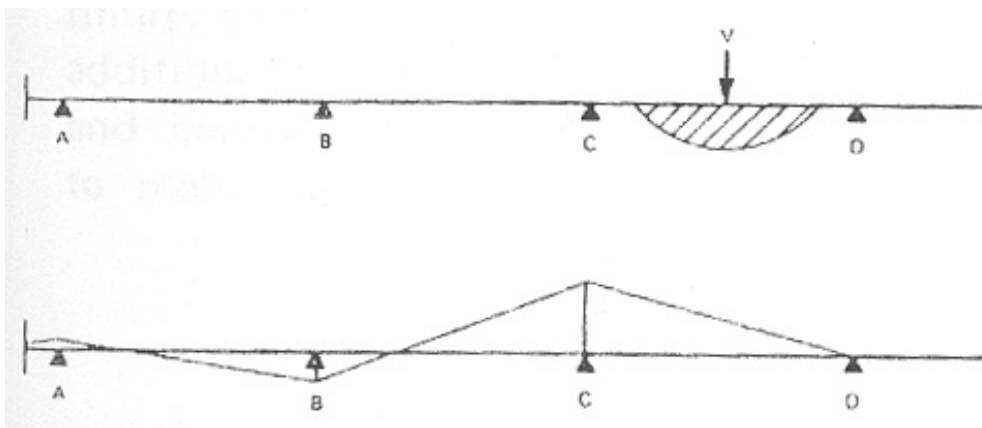


Fig. 4.7.

Per questa ragione, è più semplice calcolare la deformazione dovuta ai momenti secondari dopo la somma di tutti i diagrammi di momento contribuenti. Comunque, la rotazione di ogni braccio anteriore deve essere determinata appena prima della chiusura della campata successiva.

4.2.2.3 Fase C – Schema continuo finale

Le deformazioni in questa fase consistono di:

1. Deformazione elastica e viscosa dovute al sovraccarico permanente;
2. Deformazione elastica e viscosa dovuta alle perdite di precompressione;
3. Deformazioni viscosi dovute al peso proprio, alla precompressione a sbalzo, e alla precompressione di continuità.

La deformazione viscosa è ottenuta dalla moltiplicazione del valore elastico con $\phi_{t_{\infty}-t_x}$, dove t_x è il tempo di applicazione del sovraccarico permanente.

Per l'entità di deformazione dovuta alle perdite di precompressione, viene effettuata una semplificazione. La quantità totale delle perdite causate dalla viscosità, dal ritiro e dal rilassamento, è ridotta a causa della parte di perdita di rilassamento dedotta dalla fase A. Si considera che tutte le altre perdite avvengano nello schema finale.

La valutazione delle deformazioni viscosi in questa fase può essere limitata a quelle che avvengono nello schema finale. Gli effetti viscosi delle fasi intermedie B, B' sono trascurabili dato che il contributo più importante, la viscosità del braccio a sbalzo anteriore, è stato preso in considerazione. Infatti, dopo il completamento di poche campate, lo schema statico durante la costruzione è simile a quello della struttura finale completata.

4.3 Correzione della linea d'asse longitudinale

La necessità di correzione delle deformazioni dovrebbe essere esaminata per tutti i ponti a conci prefabbricati. L'uso di giunzioni *match-cast* rende scomodo l'allineamento durante la costruzione.

Aggiustamenti nell'allineamento possono essere fatti durante la costruzione dall'uso di spessori in acciaio inossidabile nelle giunzioni. La procedura riportata di

seguito di correzione per l'allineamento di un ponte con varie campate uguali ne illustra i principi. Le correzioni consistono in quelle che risultano dalle deformazioni, e dalle rotazioni.

4.3.1 Correzione delle deformazioni

La curva di correzione di ogni braccio a sbalzo è uguale alla curva di deformazione ma con segno opposto. Le curve di inflessione tipiche sono mostrate nella **fig. 4.8**.

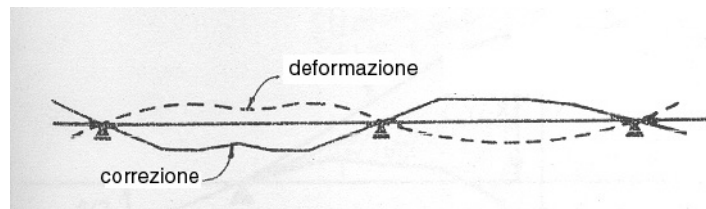


Fig. 4.8.

La curva teorica si avvicina ai tratti lineari lunghi uno o più conci.

4.3.2 Correzione delle rotazioni

A causa della precompressione di continuità nella campata finale, il braccio a sbalzo anteriore ruota di un angolo α come mostrato in **fig. 4.9**.

Una rotazione simile β si verifica nelle campate successive.

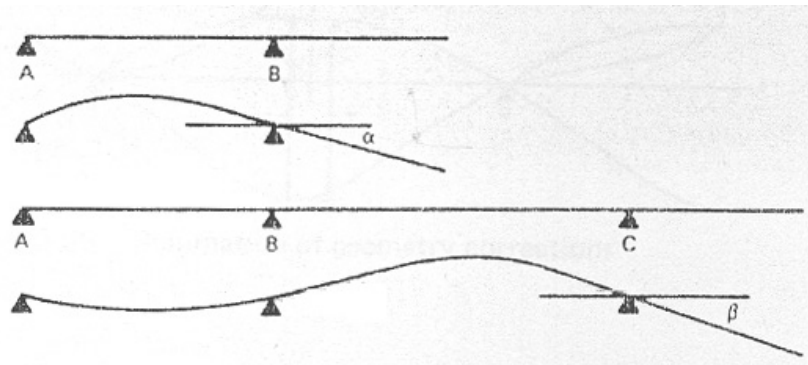


Fig. 4.9.

L'inizio di assemblaggio del primo sbalzo con una rotazione in senso opposto di $\alpha - \frac{\beta}{2}$ porterà il braccio a sbalzo anteriore ad un'inclinazione di $\frac{\beta}{2}$ dopo la tesatura delle armature p. di continuità nella campata finale.

La campata successiva inizia poi automaticamente con una curva opposta di anche $\frac{\beta}{2}$, e questa situazione si ripete fino al completamento della struttura come mostrato in **fig. 4.10**.

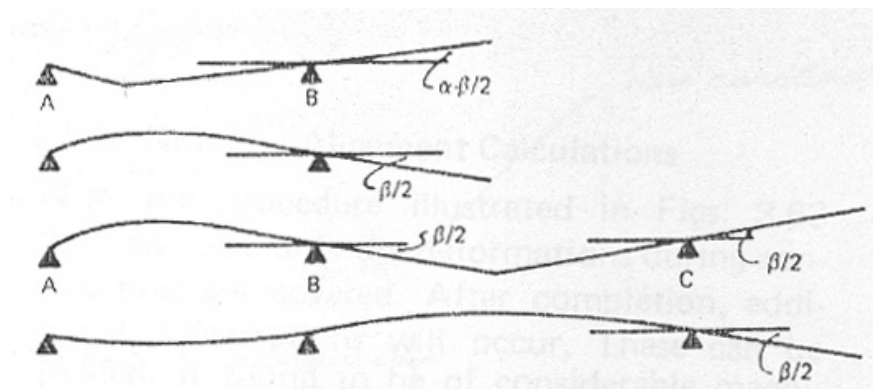


Fig. 4.10.

La precompressione di continuità, ovviamente, influenza non solo il braccio a sbalzo anteriore ma anche il resto della parte completata della struttura.

4.3.3 Esempio di calcoli di correzione della linea d'asse longitudinale

Consideriamo una porzione di un ponte mostrata in **fig. 4.11**.

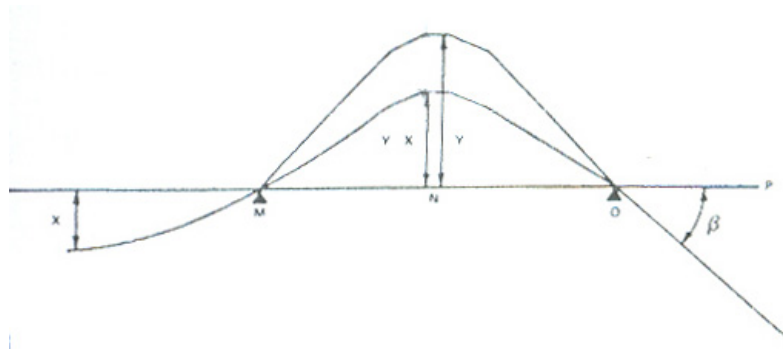


Fig. 4.11.

La freccia d'inflessione X della campata LM è il valore calcolato per la somma delle deformazioni elastiche e di quelle viscosse causate dalla precompressione di continuità di tutte le campate adiacenti. La freccia Y della campata MO e la rotazione del braccio a sbalzo anteriore OP sono quelle calcolate per le deformazioni elastiche e viscosse causate dalla precompressione di continuità della sola campata MO.

E' chiaro che le correzioni per la campata MO si baseranno sulla freccia ridotta $Y-X$. Dopo l'assemblaggio, la forma inflessa dei bracci a sbalzo NOP (appoggio = O) sarà come indicato nella **fig. 4.12**.

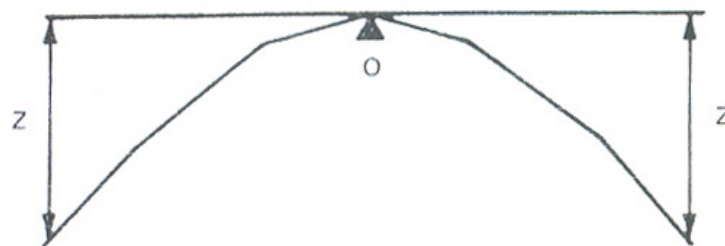


Fig. 4.12.

La correzione per ottenere un asse lineare, mostrata tratteggiata in **fig. 4.13**, si raggiunge da:

1. Disegnando la linea di deformazione **a** dovuta alla precompressione di continuità in tutte le campate (Y-X in **fig. 4.11**);
2. Riducendo la curva **a** con inflessione a sbalzo libero, ottenendo la curva **b**;
3. Rotazione dell'asse di un angolo $\frac{\beta}{2}$.

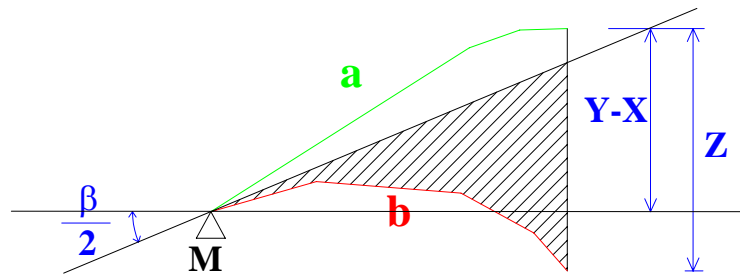


Fig. 4.13.

La verifica di questo risultato è illustrato in **fig. 4.14**:

1. La correzione è introdotta con segno opposto nella curva **d**;
2. L'inflessione dello sbalzo libero è sovrapposto nella curva **e**;
3. La rotazione di $\frac{\beta}{2}$ è aggiunta nella curva **f**. In questa situazione è gettato il concio di chiave;
4. La precompressione di continuità è addizionata risultando nella curva **g**;
5. L'inflessione dovuta alla precompressione di continuità di tutte le campate adiacenti risulta nella geometria finale **h**.

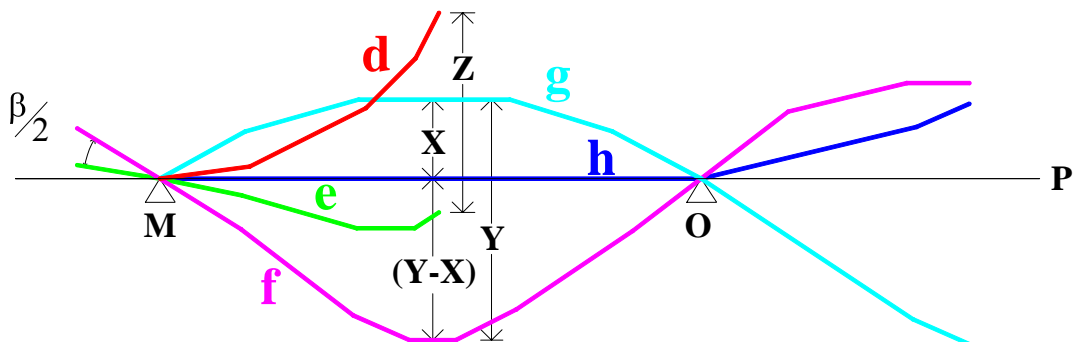


Fig. 4.14.

La discontinuità di h in O non esiste dato che MO è l'asse finale del ponte dopo la fase 5, mentre OP mostra la situazione solo dopo la fase 4.

Le correzioni descritte sono basate sui calcoli di deformazione. E' essenziale verificare i risultati di tali calcoli con misure di campagna. Queste misure di confronto dovrebbero sempre avere luogo di giorno alla stessa ora per minimizzare gli effetti notevoli dei movimenti dovuti alle variazioni di temperatura.

**Capitolo 5: PRODUZIONE, TRASPORTO
E ASSEMBLAGGIO DEI
CONCI PREFABBRICATI**

5.1 Produzione dei conci prefabbricati

5.1.1 Considerazioni generali

Durante il progetto di una struttura a conci, bisogna tenere in considerazione la cassaforma necessaria per ottenere economicità e ed efficienza nella produzione. E' generalmente preferibile usare un numero di conci minore possibile, compatibile con l'economia del trasporto e dell'assemblaggio.

Nel caso dei conci, l'economia e la velocità di produzione possono essere incrementati dal:

1. Mantenere la lunghezza dei conci uguale, e mantenerli rettilinei, anche per strutture in curva;
2. Proporzionare i conci o parti di essi, come le chiavi o gli irrigidimenti dell'anima, in un modo tale da rendere possibile un facile disarmo dei casseri;
3. Mantenere uno spessore costante dell'anima lungo la direzione longitudinale;
4. Mantenere uno spessore costante della soletta superiore lungo la direzione longitudinale;
5. Mantenere costanti le dimensioni della connessione tra le anime e la soletta superiore;
6. Smussare gli spigoli per facilitare il getto;
7. Evitare interruzioni delle superfici delle anime e delle solette causate dalle parti sporgenti per gli ancoraggi, inserti , ecc.;
8. Usare un modello ripetitivo, se pratico, per il posizionamento dell'armature p. e dell'ancoraggio;
9. Minimizzare il numero dei diaframmi e degli irrigidimenti;
10. Evitare caviglie che devono passare attraverso i casseri.

La variazione della sezione trasversale dei conci a travata è, generalmente, limitata al cambiamento dell'altezza e della larghezza delle anime e dello spessore della soletta inferiore. Curve in direzione verticale sono facilmente adattate.

Il principio della giunzione *match-cast* è quello che le connessioni delle superfici combaciano l'una con l'altra in modo preciso, cosicché solo un sottile strato del materiale di riempimento è necessario nella giunzione. Ogni conco è gettato contro il suo contiguo. La precisione del profilo della costruzione assemblata dipende principalmente dalla precisione della produzione dei conci.

5.1.2 Metodi di getto

Gli elementi della giunzione *match-cast* sono gettati per mezzo del metodo *long-line* e *short-line*.

5.1.2.1 Il metodo *long-line*

Principio: Tutti i conci sono gettati, nelle loro relative esatte posizioni, lungo una *long line*. Una o più unità di casseforme si muovono lungo questa *line*. Le unità delle casseforme sono guidate da un intradosso pre-sistemato. Un esempio di questo metodo è mostrato nelle **figg. 5.1 a 5.3**.

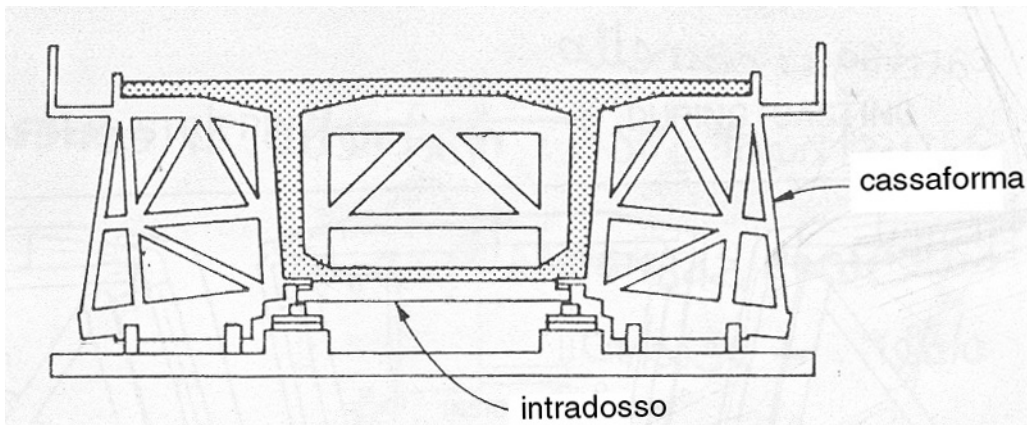


Fig. 5.1: Sezione trasversale delle casseforme usando il metodo *long line*.

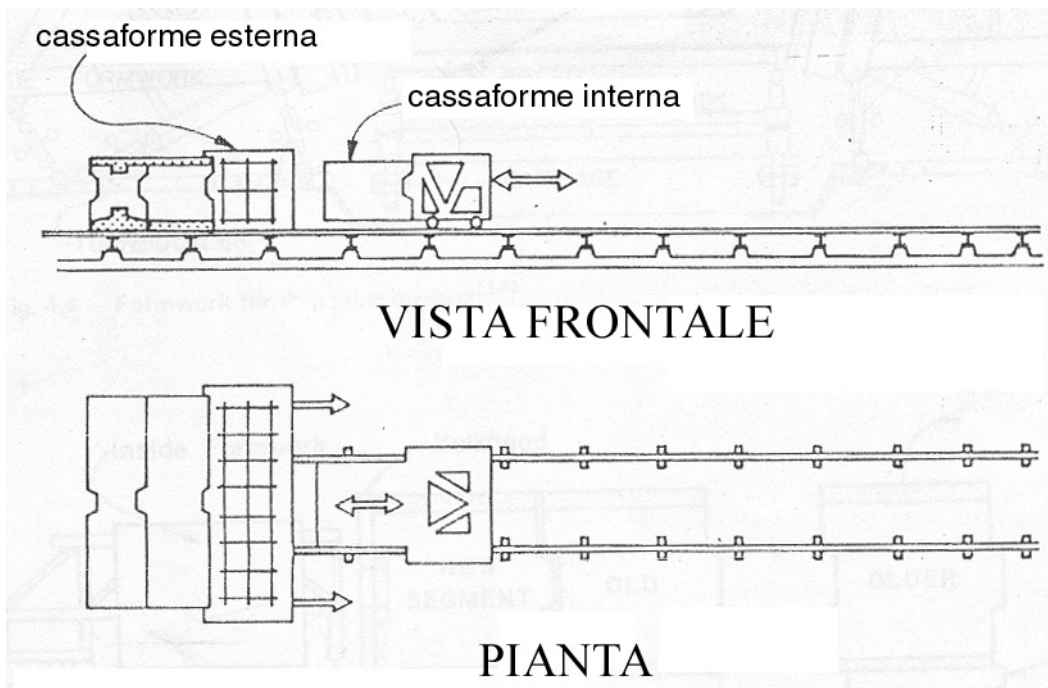


Fig. 5.2: Inizio del getto (metodo *long line*).

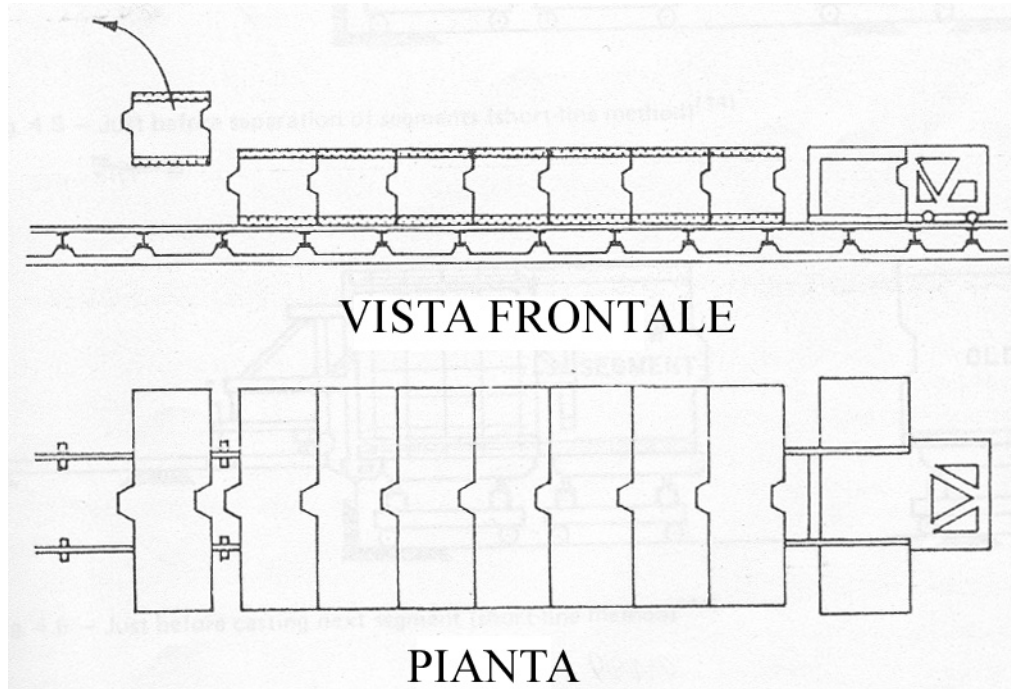


Fig. 5.3: Dopo il getto con diversi conci (metodo *long line*).

Vantaggi: Una *long line* è semplice per montare le casseforme e mantenere il controllo sulla produzione dei conci. Dopo il disarmo dei casseri non è necessario portar via i conci immediatamente.

Svantaggi: Uno spazio considerevole può essere richiesto per una *long line*. La lunghezza minima è generalmente appena più della metà della lunghezza della luce più lunga della struttura. Deve essere costruita su una fondazione solida che non ceda o non si infletti sotto il peso dei conci. Nel caso che la struttura sia in curva, la *long line* deve essere progettata per conformare la curvatura. Dato che i casseri sono mobili, l'attrezzatura di getto, di maturazione, ecc., deve muoversi da un posto all'altro.

5.1.2.2 Il metodo *short-line*

Principio: I conci sono gettati nello stesso posto in casseri fissi e a contatto con un concio contiguo. Dopo il getto il concio contiguo è portato via e l'ultimo concio è spostato alla sua posizione, liberando lo spazio per il getto del concio successivo. Un'operazione di getto orizzontale è illustrata nelle **figg. 5.4 a 5.6**.

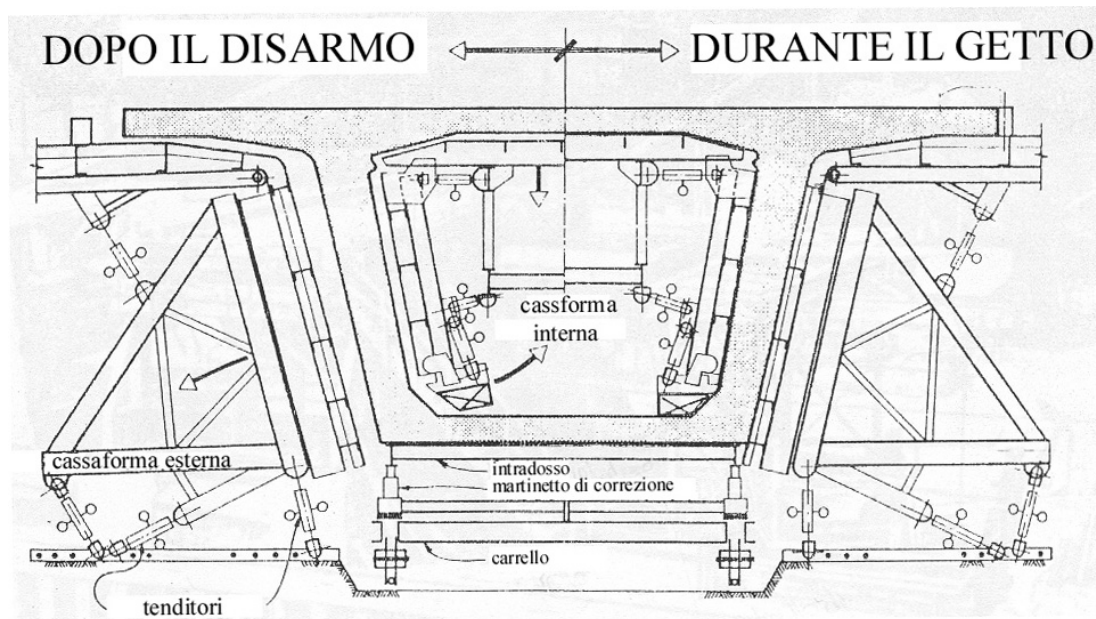


Fig. 5.4: Cassaforma per il metodo *short line*.

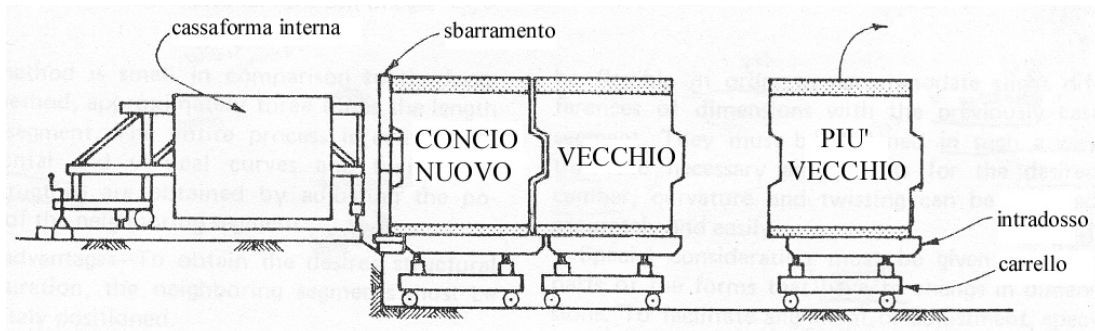


Fig. 5.5: Appena prima della separazione dei conci (metodo *short line*).

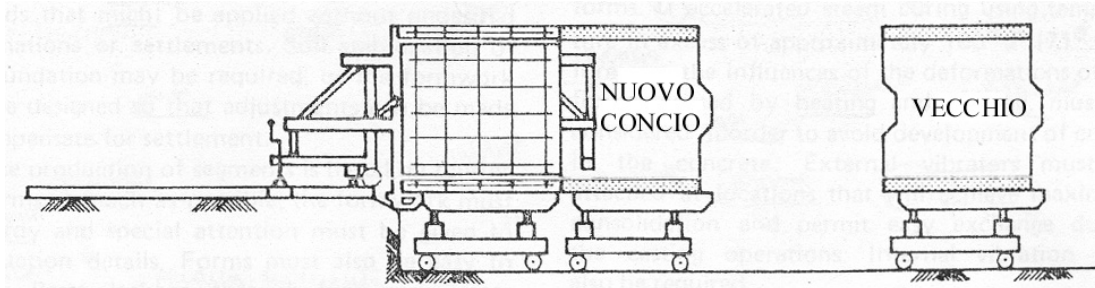


Fig. 5.6: Appena prima del getto del coniglio successivo (metodo *short line*).

I conci che si intendono usare orizzontalmente possono anche essere gettati verticalmente.

Vantaggi: Lo spazio necessario per il metodo *short-line* è piccolo in confronto con il metodo *long-line*, approssimativamente tre volte la lunghezza di un coniglio. L'intero processo è concentrato. Curve orizzontali e verticali sono ottenute dalla regolazione della posizione del coniglio contiguo.

Svantaggi: Per ottenere la configurazione strutturale desiderata, i conci contigui devono essere accuratamente posizionati.

5.1.3 Casseforme

Le casseforme devono essere progettate per sostenere con sicurezza tutti i carichi che dovrebbero essere applicati senza deformazioni e cedimenti indesiderati. Può essere richiesta la stabilizzazione del suolo della fondazione, oppure la casseforme può essere progettata affinché possano essere fatte correzioni per compensare il cedimento.

Dato che la produzione dei conci è basata sul riutilizzo dei casseri il più possibile delle volte, le casseforme devono essere robuste e speciale attenzione deve essere data ai dettagli costruttivi (**fig. 5.7**).

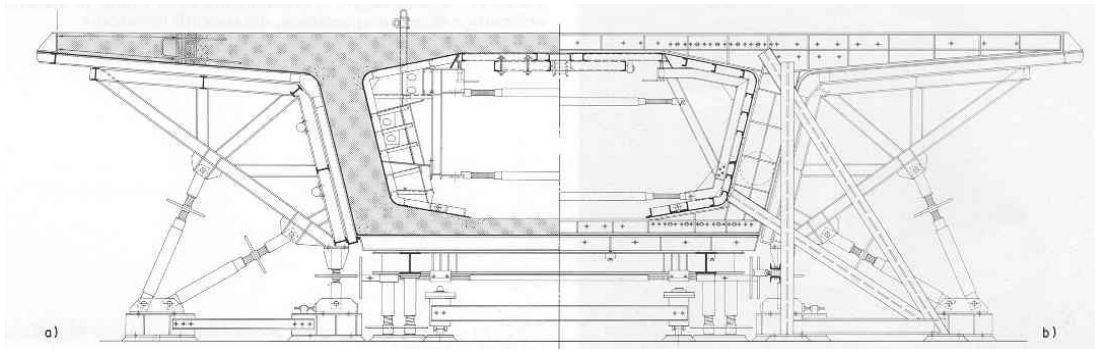


Fig. 5.7: Sezione della cassaforma per la prefabbricazione dei conci:

a) sezione corrente ; b) vista di testata.

I casseri devono essere facili da manovrare e deve essere anche impedita la perdita attraverso le giunzioni delle casseforme. Questo può normalmente essere ottenuto dall'uso di un materiale sigillante flessibile. Speciale attenzione deve essere data alla connessione della guaina di protezione delle armature con i casseri. Se necessario, i casseri devono essere flessibili per adattare le sue piccole differenze di dimensioni con il coniglio gettato in precedenza. I casseri possono essere progettati in modo tale che le correzioni necessarie possano essere ottenute esattamente e facilmente.

Particolare attenzione deve essere data a quelle parti dei casseri che devono cambiare nelle dimensioni. Per facilitare l'allineamento o la correzione, dovrebbero

essere provvedute attrezzature speciali come cunei, viti o martinetti idraulici. Gli ancoraggi delle armature p. e gli inserti devono essere progettati in modo tale che la loro posa sia rigida durante il getto. Le attrezzature non devono interferire con il disarmo dei casseri. Se è prevista una maturazione a vapore accelerata usando una temperatura in eccesso approssimativamente di 71 C°, le influenze delle deformazione dei casseri, causate dal riscaldamento e dal raffreddamento, devono essere tenute in considerazione per evitare lo sviluppo delle fessurazioni nel calcestruzzo.

I fori per le armature p. di precompressione possono essere formati da:

1. Tubi di gomma che sono tolti dopo l'indurimento del calcestruzzo;
2. Guaina di protezione che rimane dopo l'indurimento del calcestruzzo. La guaina di protezione flessibile fatta di metallo avvolto a spirale è solitamente irrigidita dall'interno durante l'operazione di getto per mezzo di cavi ciechi, tubi di gomma o plastica, ecc..
3. Guaina di protezione rigida con pareti lisce o corrugate; essa non si deformerà significativamente sotto la pressione del calcestruzzo vibrato umido e non c'è pericolo di perforazione.
4. Allargatubi mobili.

I fori devono essere accuratamente posizionati, in particolar modo quando è richiesto un grande numero di fori. Tolleranze orizzontali e verticali per i fori di armatura entro i conci non dovrebbero eccedere i 13 mm dalla posizione teorica. I condotti di armatura p. saranno combaciati in allineamento alle facce dei conci.

Le casseforme che producono conci a cassone tipo, sono considerate di buona realizzazione entro le seguenti tolleranze:

Larghezza di anima:	± 10 mm
Spessore della soletta inferiore:	± 13 mm a 0
Spessore della soletta superiore:	± 6 mm
Altezza complessiva del concio:	± 6 mm
Larghezza complessiva del concio:	± 6 mm

Lunghezza del concio <i>match-cast</i> :	± 6 mm
Dimensioni diaframma:	± 13 mm
Pendenza del piano stradale e dell'intradosso:	± 3 mm

La tolleranza di un concio dovrebbe essere determinata immediatamente dopo la rimozione dai casseri. Se si superano le tolleranze specificate, l'accettazione o il rifiuto dovrebbero basarsi sull'effetto della tolleranza in eccesso sull'allineamento finale e sul caso o meno che l'effetto possa essere corretto nei conci successivi. Nella costruzione *match-casting*, un accoppiamento perfetto è stabilito tra i conci. Inoltre, dovrebbero essere stabiliti i limiti per la levigatura e per la fuori squadratura della giunzione.

5.1.4 Calcestruzzo

Una qualità uniforme del calcestruzzo è essenziale per la costruzione a conci. Sia il calcestruzzo di peso normale che il calcestruzzo di basso peso strutturale può essere reso regolare e uniforme con un impasto di giuste proporzioni e controlli della produzione. Il calcestruzzo ideale per la costruzione a conci avrà il più possibile una consistenza quasi nulla e una resistenza a 28 gg maggiore di quella specificata dal progetto strutturale.

I metodi e le procedure usate per ottenere le caratteristiche del calcestruzzo richieste dal progetto possono dipendere molto, dal caso o meno, che i conci siano gettati in un cantiere o in uno stabilimento. I risultati saranno influenzati dalla temperatura e dal tipo di maturazione. Può essere usata la maturazione liquida o a vapore o a calore elettrico.

Un numero sufficiente di provini di conglomerato devono essere fatti per assicurare uniformità di resistenza e del modulo di elasticità a tutte le fasi di carico significativi. Un'attenta scelta di aggregati, cemento, additivi e acqua migliorerà la resistenza e il modulo di elasticità e ridurrà il ritiro e la viscosità; Devono essere evitati aggregati teneri e sabbie scadenti. I dati di informazioni della viscosità e del

ritiro per gli aggregati e/o gli impasti di calcestruzzo dovrebbero essere disponibili o determinati dalle prove.

Non dovrebbero essere usati additivi corrosivi come il cloruro di calcio; sono preferibili gli additivi riduttori d'acqua o anche additivi aeranti che migliorano la resistenza del calcestruzzo agli effetti ambientali come il sale antighiaccio o le azioni di congelamento e di disgelo. Comunque, il loro uso deve essere rigidamente controllato per non accrescere indesiderate variazioni nella resistenza e nel modulo elastico del calcestruzzo. Il cemento, gli aggregati a grana fine, gli aggregati a grana grossa, l'acqua e gli additivi dovrebbero essere combinati per produrre un impasto di calcestruzzo omogeneo di qualità conforme alle prove minime di cantiere e ai requisiti strutturali di progetto. Necessaria attenzione si deve mostrare nel proporzionare gli impasti di calcestruzzo affinché soddisfino i criteri specificati. Si dovrebbero acquisire informazioni attendibili sulla potenzialità dell'impasto in termini di guadagno di resistenza, di viscosità e ritiro come base per fare buon uso dei parametri progettuali. Una giusta vibrazione dovrebbe essere usata per favorire l'uso di calcestruzzo a più bassa consistenza e per permettere il consolidamento ottimale del calcestruzzo.

5.1.5 Superfici della giunzione

Le superficie dovrebbero essere orientate perpendicolari alle armature p. principali di post-tensionamento per minimizzare gli sforzi tangenziali e il disturbo nel piano della giunzione durante il post-tensionamento.

Per le giunzioni *match-cast* la superficie, incluse le chiavi prodotte, dovrebbe essere uniforme e liscia, per evitare punti di contatto, frantumazione della superficie e scheggiatura dei bordi durante il post-tensionamento. I fori o la guaina per le armature p. devono essere localizzati molto precisamente quando i conci prodotti sono uniti dal post-tensionamento. Attenzione è richiesta per prevenire la perdita o penetrazione dei materiali di riempimento della giunzione nei condotti, che bloccano i passaggi delle armature p.

5.1.6 Superfici di appoggio

Le superfici di appoggio dovrebbero essere regolari, senza spigoli, scanalature, nidi di ghiaia, ecc. per assicurare la distribuzione uniforme delle forze di appoggio. E' preferibile posizionare gli elementi di appoggio, come imbottitura o piastre d'acciaio, nei casseri prima del getto. Altrimenti, può essere richiesto malta cementizia o epossidica sulle superficie di contatto.

5.2 Movimentazione e trasporto dei conci prefabbricati

I conci dovrebbero essere maneggiati attentamente in un modo che limiti le tensioni ai valori compatibili con la resistenza e l'età del calcestruzzo. Il trasporto stradale e il movimento dei conci in *situ* può produrre tensioni dinamiche che possono essere tenute in conto dall'uso di un coefficiente d'urto. E' spesso necessaria un'attenzione particolare alle sporgenze a sbalzo per prevenire la fessurazione. La posizione dei ganci e degli inserti per il sollevamento dovrebbe essere determinata attentamente per evitare tensioni eccessive nel concio durante la movimentazione. Il deposito dei conci in *situ* dovrebbe essere organizzato per minimizzarne il danneggiamento, l'incurvatura, lo sverlogamento e lo scolorimento, mentre lo stoccaggio dovrebbe essere limitato per evitare sforzi eccessivi diretti o eccentrici. Possono essere richieste speciali precauzioni per evitare il cedimento delle fondazioni realizzate per l'appoggio dei conci depositati. Può essere necessario proteggere gli inserti, gli ancoraggi e gli altri elementi cementati, dalla corrosione e dalla penetrazione di acqua e neve in caso di clima freddo.

5.3 Metodi di assemblaggio

5.3.1 Gru e verricello di sollevamento

Le gru mobili che si spostano a terra o galleggianti su chiatte sono usate comunemente dove l'accesso è possibile. Alcune volte, una gru a portale a cavalletto sull'impalcato è stata usata con binari installati su tralicci provvisori su entrambi i lati del ponte. Il verricello di sollevamento viene agganciato ad una parte già completata dell'impalcato e solleva i conci, che sono stati trasportati al sito del ponte via terra o via fiume. I conci sono sollevati sul luogo per mezzo di verricelli portati al livello dell'impalcato sopra un meccanismo piccolo a sbalzo ancorato sul ponte.

5.3.2 Carro di varo

5.3.2.1 Considerazioni generali

In questo metodo, una macchina speciale si sposta lungo le campate completate e mantiene il flusso di lavoro a livello dell'impalcato. Il carro di varo, che fu usato per la prima volta per il Viadotto Oleron, ha contribuito significativamente allo sviluppo della costruzione a conci prefabbricati. Il principio di base dell'assemblaggio a conci usando il sistema del carro di varo è mostrato nelle **figg. 5.8**. Un componente essenziale nel sistema è una trave reticolare che ha una lunghezza maggiore della campata massima del ponte. Il sistema consiste essenzialmente di:

1. Una travatura reticolare principale dove le travi inferiori agiscono come rotaie scorrevoli;
2. Tre telai appoggi-gamba che possono o non possono essere fissati alla travatura reticolare principale. Il telaio posteriore e centrale permette ai conci di passare longitudinalmente entro di essi;

3. Un carrello che può spostarsi lungo la trave ed è capace di movimento longitudinale, trasversale e verticale così come di rotazioni orizzontali.

Per terminare il ciclo completo di costruzione per una campata tipo, il carro assume tre posizioni successive:

1. Per posizionare i conci tipo a sbalzo, l'appoggio-gamba centrale poggia direttamente sopra una pila mentre quello posteriore si poggia verso la fine dell'impalcato precedentemente completato a sbalzo (**fig. 5.8a**);

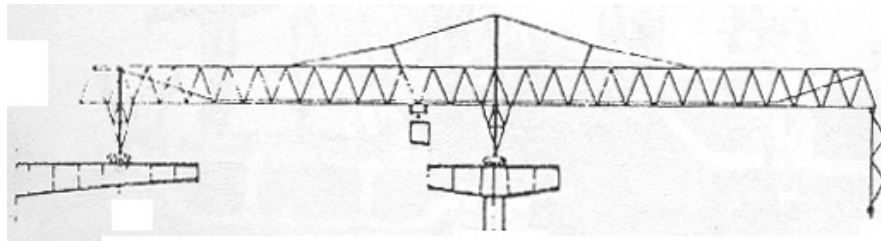


Fig. 5.8a.

2. Per posizionare il concio sopra la pila adiacente, la trave si muove lungo l'impalcato completato finché l'appoggio-gamba centrale raggiunge la fine dello sbalzo. Quello anteriore poggia su un mensolone provvisorio (o pulvino) fissato alla pila, mentre il concio di pila è messo e regolato in posizione (**fig. 5.8b**);

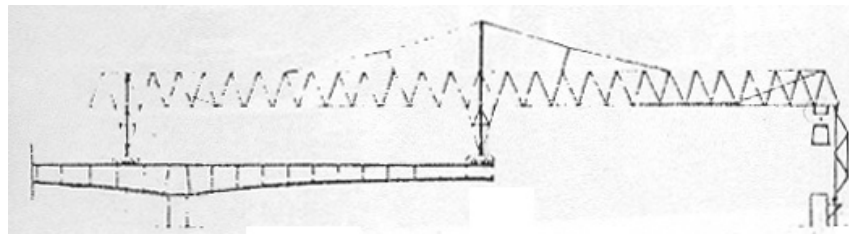


Fig. 5.8b.

3. Infine, il carrello che posiziona il concio di pila è usato come carrellino volante con l'aiuto di una torre ausiliare che poggia sul concio di pila posizionato di recente. Il carro è poi trasferito nella sua posizione iniziale su una campata successiva, permettendo così che il ciclo di posizionamento dei conci si ripeta (**fig. 5.8c**).

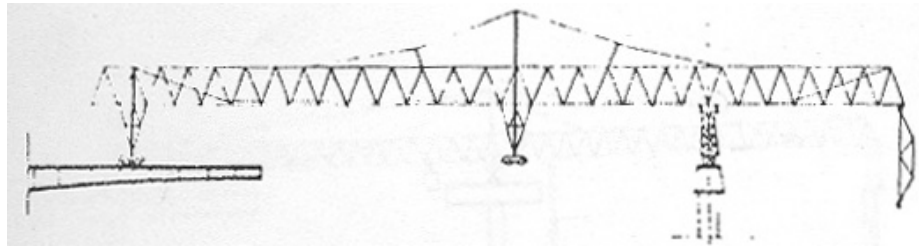


Fig. 5.8c.

Per strutture che combinano curvature verticali e orizzontali, il carro di varo può essere progettato per seguire la geometria del ponte conservando la stabilità operativa e la possibilità di posizionare i conci. Negli ultimi decenni, vari miglioramenti tecnici sono stati fatti nel progetto del carro. Questi sviluppi sono stati usati a partire dal Viadotto Chillon in Svizzera, e in seguito nel Saint-Cloud Bridge dove 130 t di conci sono stati facilmente posizionati in una campata di 102 m con un raggio di curvatura di 332 m.

Si deve notare che, in alcune strutture, una impostazione di poco differente è usata nella progettazione del sistema del carro di varo (vedi **fig. 5.9**).

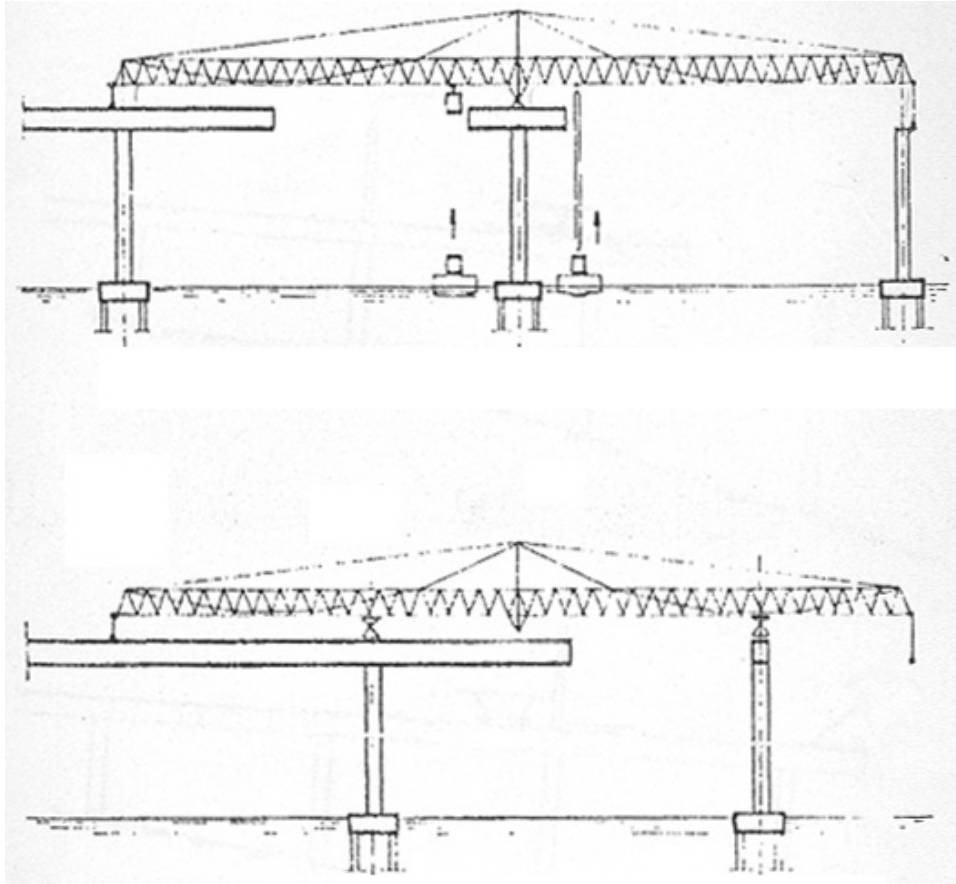


Fig. 5.9: Fasi delle operazioni di un carro di varo (secondo tipo).

La lunghezza totale della trave reticolare è ora leggermente maggiore di due volte la lunghezza massima di campata. In questo sistema, tutte e tre i sostegni del carro poggiano direttamente su una pila.

Nonostante il costo di investimento in questo sistema è più alto che in quello nel concetto originario, questo tipo di carro presenta molti vantaggi:

1. L'impalcato completato non porta reazioni di carro;
2. La stabilità nei confronti del carico asimmetrico dovuto all'assemblaggio a sbalzo sbilanciato può essere provveduta dal carro;

3. Il concio di pila può essere posizionato e regolato durante il normale ciclo di posizionamento per le precedenti campate a sbalzo;
4. Il tempo di costruzione può essere ulteriormente ridotto se sono usati due carrelli di posizionamento.

In questo sistema avanzato, i conci possono essere spostati in *situ* sopra il ponte completato o sotto il ponte.

5.3.2.2 Esempi applicativi del carro varo

5.3.2.2.1 Superstrada sopraelevata di Bangkok (1998)

Il montaggio delle campate ad elementi prefabbricati è avvenuto mediante carro di varo in acciaio disposto scorrevole superiormente. A causa delle necessarie apparecchiature di movimento, idrauliche o manuali, ed il conseguente elevato peso, il carro di varo è stato molto costoso. Il tipo impiegato era lungo 85 m, pesante circa 380 t, consistenti di due pannelli reticolari laterali collegati sopra e sotto da elementi orizzontali, a formare una struttura resistente a torsione. Durante lo scorrimento essi appoggiavano, all'estremità posteriore, su di una struttura pendolare ed inoltre su di un carrello ausiliario intermedio (**fig. 5.10**). E' stato possibile porre in opera tronchi di impalcato pesanti sino ad 800 t ciascuno e, mediante allungamenti od accorciamenti di 13,60 m, si è potuto coprire le luci variabili da 24,85 a 48,65 m. Prima dell'impiego, le strutture sono state sottoposte a prove con carichi superiori del 25% a quelli di esercizio.

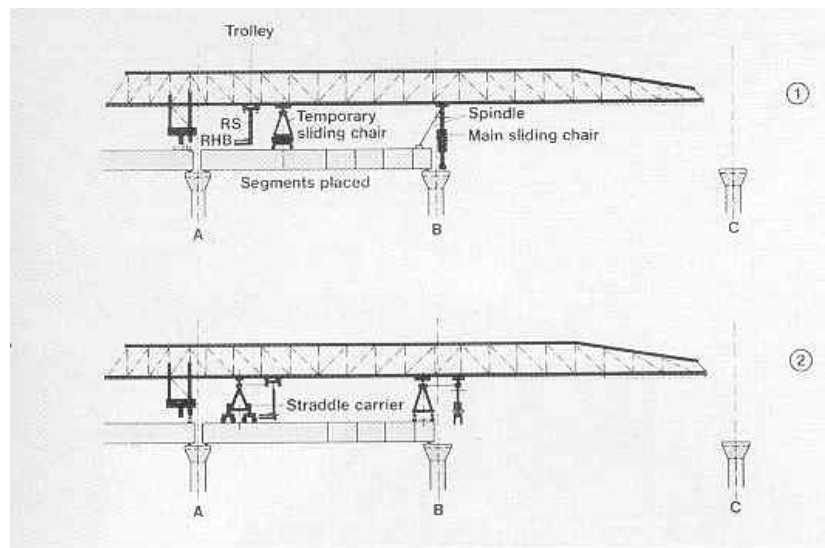


Fig.5.10: Scorrimento della trave di varo sugli appoggi temporanei sulle pile nella direzione della campata da realizzare.

La sequenza del varo dell'impalcato è mostrato nelle seguenti figure.

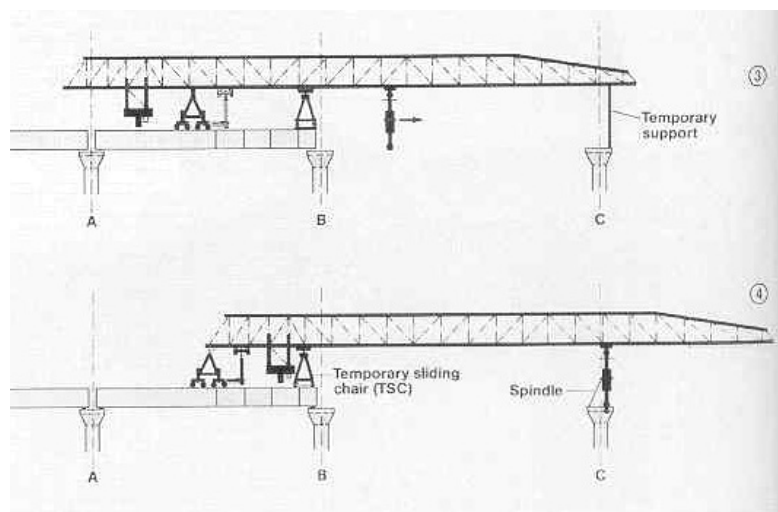
FASE 1 e 2

Spostamento della trave provvisoria sulle pile al completamento di una campata.



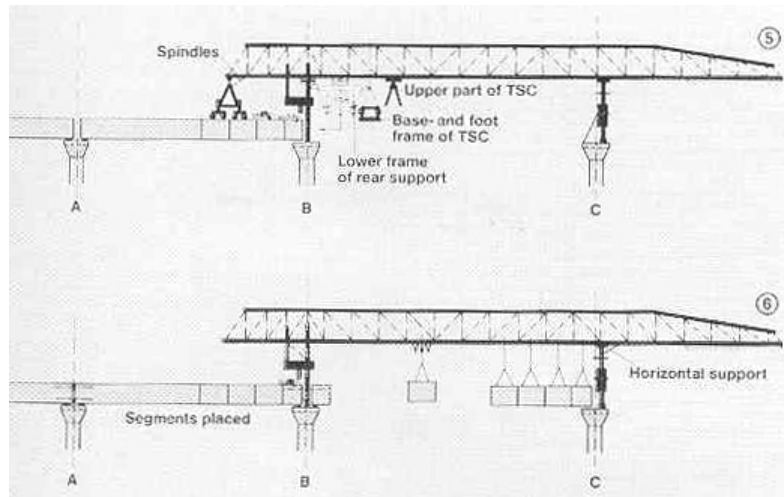
FASE 3 e 4

Mediante un appoggio intermedio scorrevole, la trave viene posizionata in corrispondenza della campata da realizzare.



FASE 5 e 6

I conci vengono sospesi alla trave e successivamente collegati a costituire la campata.



Il procedimento costruttivo nel suo complesso è indicato nella **fig. 5.11**, dove viene evidenziato il trasporto dei conci prefabbricati sull'impalcato già realizzato, la movimentazione degli stessi mediante carrello fino alla posizione assegnata, la sospensione ai cavi nella posizione definitiva per l'operazione di collegamento e solidarizzazione [7].

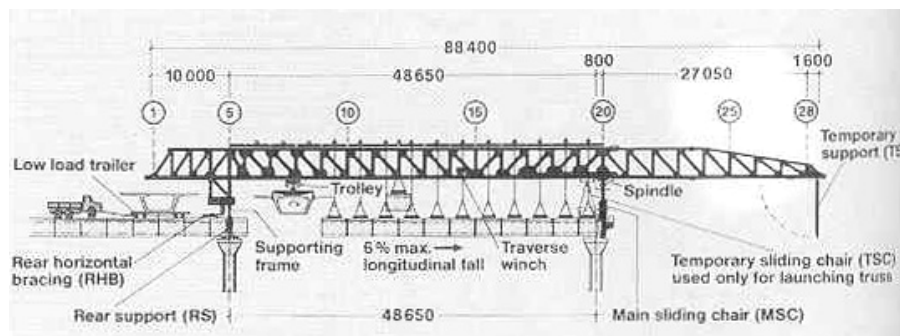


Fig. 5.11.

**5.3.2.2.2 Il ponte “sdoppiato” Seabreeze a Daytona Beach in
Florida, U.S.A. (1998)**

Il montaggio dei conci è avvenuto con un carro di varo del peso di 400 t dotato di doppio argano per il varo contemporaneo dei conci simmetrici al testa pila (**figg. 5.12 e 5.13**). L’assemblaggio del carro è stato effettuato in un piazzale a ridosso della rampa di approccio. Con una serie di autovari completi effettuati durante la notte per non interferire con il traffico locale, il carro è stato quindi posizionato sulla prima pila dell’Eastbound Bridge (ponte con direzione est).



Fig. 5.12: I lavori di costruzione della nuova struttura di attraversamento articolati su tre turni non hanno condizionato la normale funzionalità del canale navigabile.



Fig. 5.13: Il trasporto della gru a supporto delle operazioni di montaggio del carro di varo è avvenuto per mezzo di una chiatta.

La successione delle operazioni costruttive per ciascuna stampella può essere così riassunta:

- Autovaro sulla pila posizionando la gamba pendolare su mensole in acciaio collegate solidamente alla pila mediante barre Dywidag. Montaggio del concio 0 sopra gli appoggi ed ancoraggio verticale tramite barre di precompressione disposte con lieve eccentricità rispetto agli allineamenti dei martinetti ed in grado di assorbire, nella successiva fase di avanzamento, uno sbilanciamento di un concio nella costruzione;
- Montaggio del concio 1D, avanzamento dell'appoggio anteriore sulla testa pila seguito dal montaggio dell'1U;
- Regolazione planoaltimetrica della terna di conci ed intasamento degli appoggi;
- Proseguimento del montaggio dei conci in coppia al fine di evitare momenti sbilancianti in fase di costruzione. Il trasferimento simultaneo del carico dei due conci simmetrici è stato ottenuto rilasciando il carico del concio *upstation* per primo. In questo modo, il recupero di freccia che risulta nella parte anteriore del carro risulta in un aumento della freccia in corrispondenza dell'organo posteriore e conseguente trasferimento del carico dovuto al concio *downstation*. L'andamento planoaltimetrico della stampella viene controllato dopo il montaggio di ogni coppia, ed eventuali correzioni introdotte con spessori aggiunti prima di chiudere una nuova coppia;
- Getto della chiave di sutura e precompressione dei cavi inferiori di continuità;
- Arretramento del carro e ripetizione delle fasi di varo sulla nuova stampella.

Al fine di rispettare le normative americane AASHTO in caso di carico catastrofico (cioè perdita di un concio sull'impalcato in fase di costruzione) è stato necessario adottare gambe stabilizzanti tra il traliccio del carro e l'impalcato in fase di costruzione. In caso di incidente, il momento ribaltante può essere assorbito da tali gambe che si trasformano in tirante o puntone, a seconda del lato della stampella dove la perdita del concio si verifica [6].

5.3.2.2.3 La sopraelevata urbana di “Westgate” a Melbourne (1991)

I carri di varo adottati avevano molteplici funzioni: oltre alla movimentazione del concio, servivano, infatti, per realizzare l'impalcato nella fase di avanzamento a sbalzo e per fornire piattaforme mobili per la posa in opera dei cavi di precompressione. Il progetto di queste strutture è stato condotto in modo da avere elementi leggeri, smontabili e separabili per realizzare i diversi tratti della complessa geometria dell'impalcato.

Un carro di varo è stato formato da due travi reticolari metalliche, alte 2 m e lunghe 101 m, collegate ad un telaio centrale ad A e vincolate ad esso per mezzo di stralli (**figg. 5.14 e 5.15**).

I conci sono stati posti in opera per mezzo dei carri di varo o di gru. Questa tecnica tradizionale è stata impiegata per i conci di pila e per la coppia di conci adiacenti ad essi, temporaneamente sostenuti dalle mensole fissate alle estremità delle pile, ed in cui sono stati incorporati martinetti idraulici per permettere il corretto allineamento in verticale ed orizzontale dei primi tre conci, disposti su ciascuno sbalzo, aventi la maggior influenza sull'allineamento definitivo dell'opera. Essi hanno agito anche come superficie di appoggio per il carro di varo, nella fase di posa in opera dei conci intermedi. Le travi, ancorate per mezzo di due bracci al supporto centrale, hanno fornito la stabilità necessaria al sistema a sbalzo.

La trave in avanzamento ha preso appoggio sulla mensola a sbalzo dalla pila adiacente. L'appoggio fisso è stato poi trasformato in un appoggio scorrevole sul concio di pila e successivamente si è effettuata la traslazione del sistema ed il telaio di sostegno è stato poggiato sulla pila adiacente [14].



Fig. 5.14.

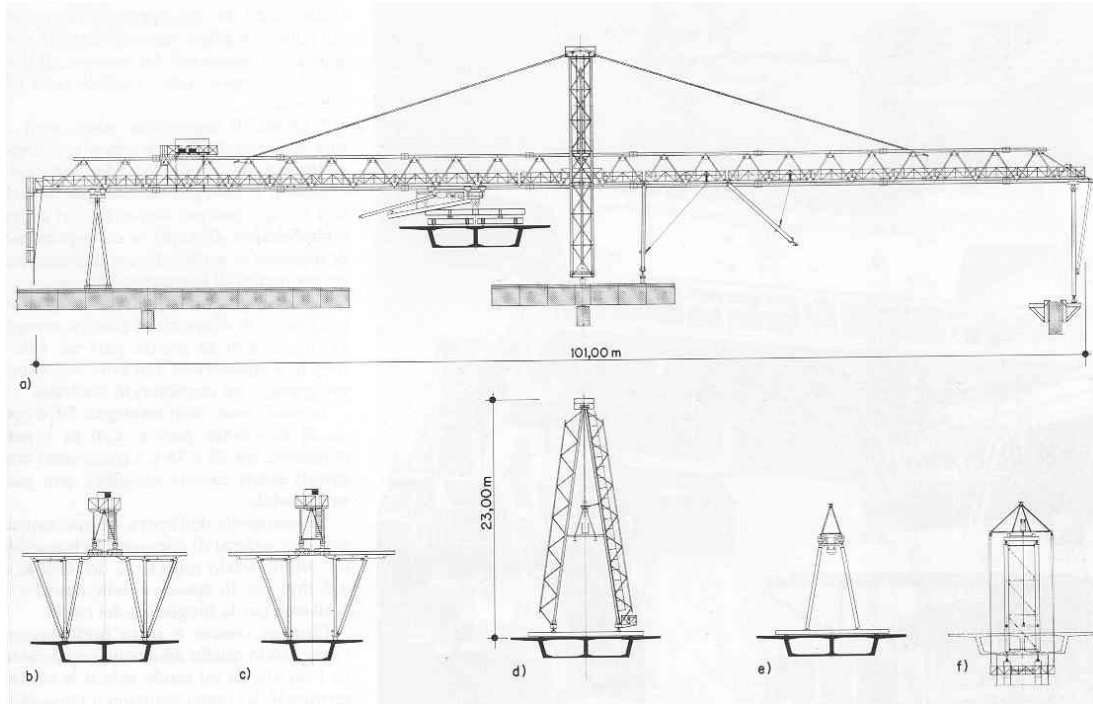


Fig. 5.15: Schema della trave di varo: a) prospetto; b)-c) appoggio posteriore; d) appoggio centrale; e) in fase di avanzamento; f) supporto provvisorio.

5.3.2.3 Particolare dispositivo di varo nel viadotto a conci prefabbricati per l'Autostrada H-3 delle Hawaii (1996)

L'intervento si è insinuato attraverso i rilievi, interamente vulcanici, scavalcando le asperità del sito con un viadotto costituito da due impalcati che corrono affiancati parallelamente.

L'aspetto che conferisce alla realizzazione una certa originalità è stata la messa a punto di una particolare attrezzatura di varo che ha permesso di costruire simultaneamente i due impalcati dell'opera, costituita essenzialmente dai seguenti elementi:

- Una serie di telai metallici posti trasversalmente alla soletta superiore degli impalcati e fissati, in modo da mantenere sempre l'orizzontalità, con cunei regolabili atti a compensare le pendenze trasversali variabili;

- Due travi reticolari a sezione triangolare di lunghezza pari a 117 m, di poco superiore, quindi, alla luce massima presente fra le pile (92 m). Una delle travi è fissata sulla verticale dell'anima a monte del cassone di monte, mentre l'altra è fissata in corrispondenza dell'anima a valle del cassone di valle. La distanza delle due travi così disposte è sempre pari a 26,20 m qualunque sia l'interasse reale fra i due impalcati;
- Una attrezzatura mobile che percorre longitudinalmente i correnti superiori delle due travi reticolari, con la funzione di prelevare i conci, sistemati nella parte posteriore dell'impalcato già realizzato, e posarli in opera su uno dei due cassoni, procedendo a sbalzo in maniera simmetrica. L'appoggio a monte dell'attrezzatura scorrevole possiede un solo grado di libertà (rotazione intorno all'asse verticale) che ne assicura la stabilità, mentre quello relativo alla trave di valle è un pendolo munito di una cerniera sferica che si adatta a tutte le variazioni geometriche del viadotto. L'altezza del pendolo può essere modificata per compensare il dislivello dei due cassoni e mantenere così la pendenza trasversale della trave dell'attrezzatura di posa intorno al valore del 5% ;
- Un sistema ausiliario di attacco del portico di posa su telai inferiori, per consentire l'avanzamento delle due travi longitudinali, da una travata alla seguente, nel momento che la costruzione di un braccio dei due impalcati è terminata.

Alcuni telai disposti sugli impalcati sono stati utilizzati nel corso delle operazioni per evitare che sbalzi eccessivi ed appoggi in falso, hanno generato nelle due travi longitudinali sollecitazioni onerose e frecce di inflessione ampie, sia durante la posa in opera dei conci che durante il loro avanzamento (**figg. 5.16 e 5.17**).



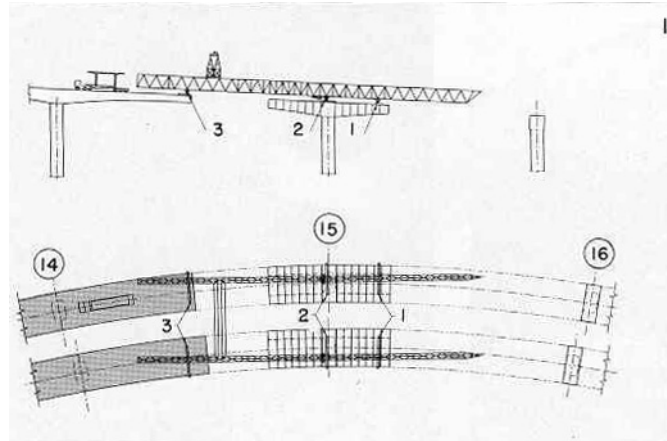
Fig. 5.16: Il sistema costruttivo adottato ha permesso di porre in opera in una giornata otto conci, compresa la saldatura dei giunti e la predisposizione della precompressione.



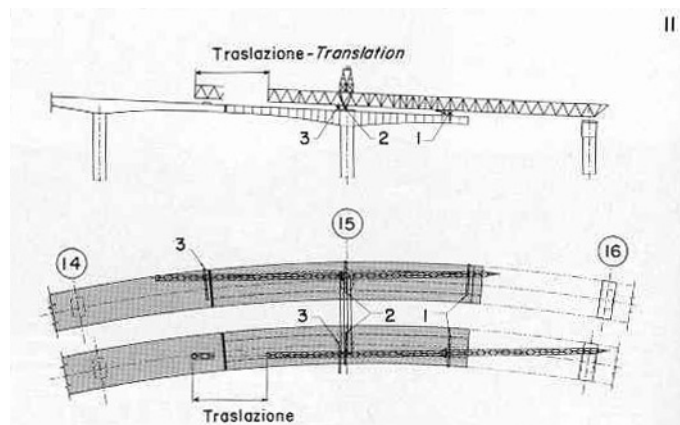
Fig. 5.17.

Il ciclo di posa di una trave è stato costituito dalle seguenti fasi:

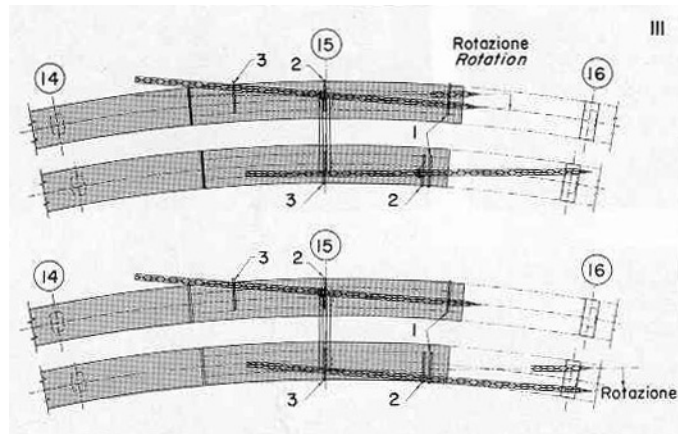
- 1) costruzione di una mensola a sbalzo in modo simmetrico;



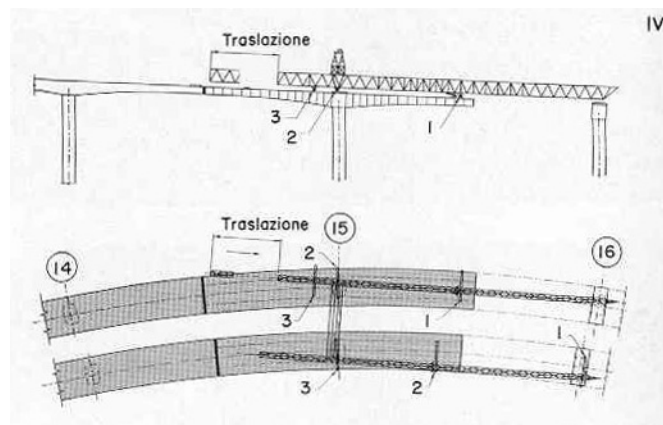
- 2) avanzamento di una trave longitudinale di varo verso la pila seguente;



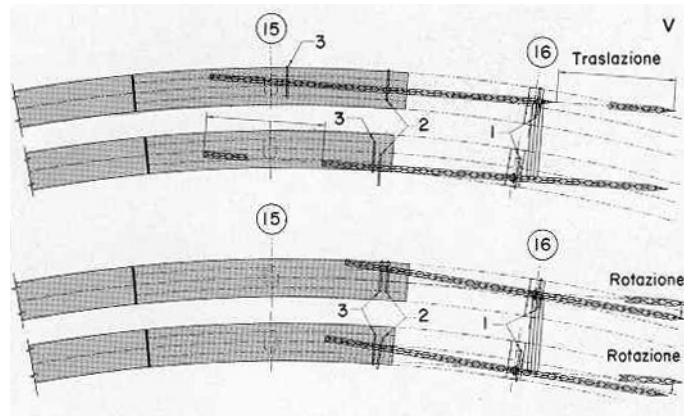
3) rotazione in piano della seconda trave di varo per compensare la curvatura dell'impalcato;



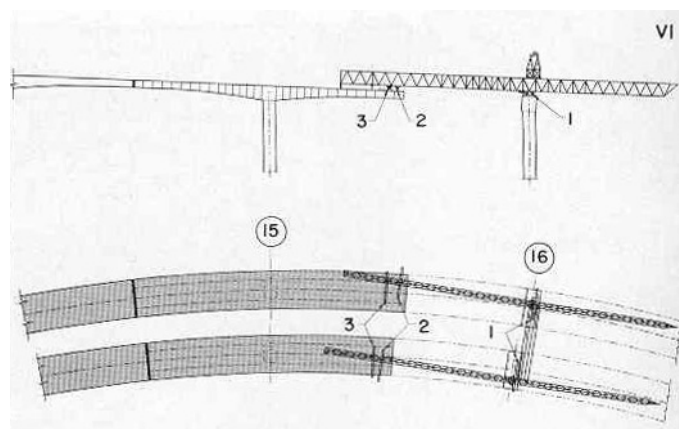
4) traslazione longitudinale della seconda trave di varo;



5) secondo avanzamento longitudinale delle travi e rotazione;



6) ripresa delle operazioni per la costruzione di un nuovo sbalzo [5].



5.3.3 Posizionamento progressivo

Il più recente sviluppo della costruzione a conci prefabbricati applica il concetto di posizionamento progressivo. Questa impostazione proviene direttamente dal progetto a sbalzo. Qui, i conci sono posizionati in modo continuo da una parte terminale dell'impalcato all'altra in sbalzi successivi sullo stesso lato delle varie pile, piuttosto che in sbalzo bilanciato ad ogni pila.

Quando l'impalcato raggiunge una pila, gli appoggi permanenti sono installati e la costruzione procede alla campata successiva. Alcuni vantaggi notevoli del metodo sono:

1. Le operazioni sono continue e sono eseguite a livello dell'impalcato;
2. Il metodo è di interesse primario in campate che oscillano tra 30 a 50 m, dove la costruzione convenzionale a sbalzo non è sempre la più economica;
3. Durante la costruzione, le pile non sono soggette a momenti di squilibrio significativi, nonostante la reazione verticale è notevolmente incrementata.

Uno svantaggio del metodo è che la costruzione dalla prima campata deve essere realizzata da un sistema speciale.

Inoltre, si deve notare che le sollecitazioni nell'impalcato sono completamente invertite durante la costruzione e dopo il completamento. Di conseguenza, devono essere usati provvisoriamente dei dispositivi speciali di stabilizzazione per mantenere le tensioni del calcestruzzo entro i limiti di sicurezza e per minimizzare la quantità della precompressione provvisoria. Una torre e un sistema di cavi-tiranti sono usati efficacemente per controllare le tensioni provvisorie indesiderate. Le **figg. 5.18** e **5.19** mostrano schematicamente il principio del posizionamento progressivo del concio insieme ad alcuni dettagli di costruzione.

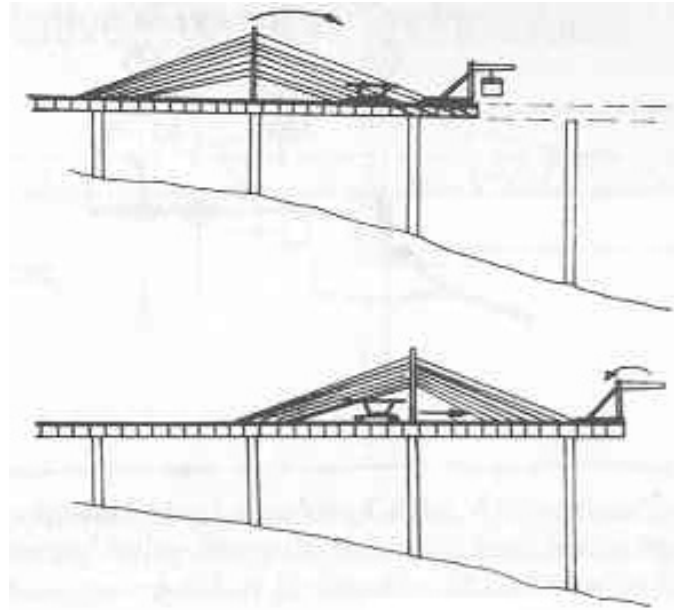


Fig. 5.18: Sequenze di costruzione usante il posizionamento progressivo dei conci.
(VISTA FRONTALE) [F20]

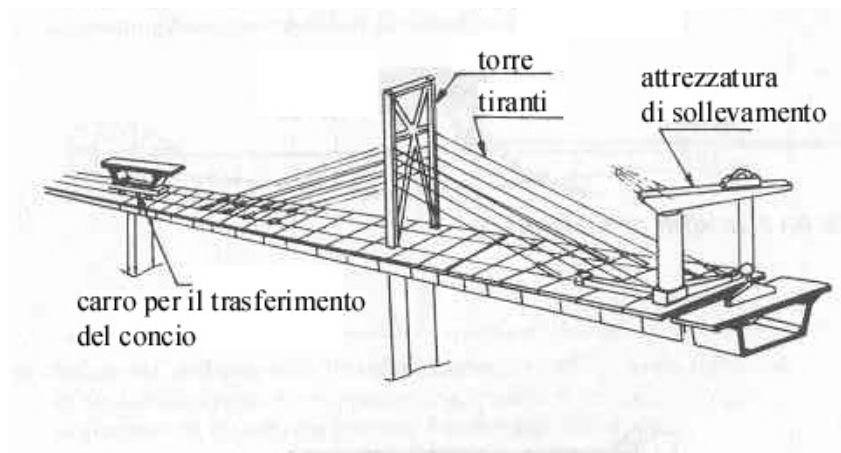


Fig. 5.19: Sequenze di costruzione usante il posizionamento progressivo dei conci.
(VISTA ASSONOMETRICA) [F20]

5.3.4 Progetto delle pile e stabilità durante la costruzione

Se le pile nella struttura terminata sono progettate solamente per trasferire i carichi di impalcato alle fondazioni (incluso i carichi orizzontali), c'è la probabilità che esse non siano in grado di resistere ai momenti asimmetrici dovuti alla costruzione a sbalzo (ad esempio con un concio più il carico dell'attrezzatura). In questo caso, si richiede un puntellamento provvisorio ad un costo considerevole (vedi **fig. 5.20**).

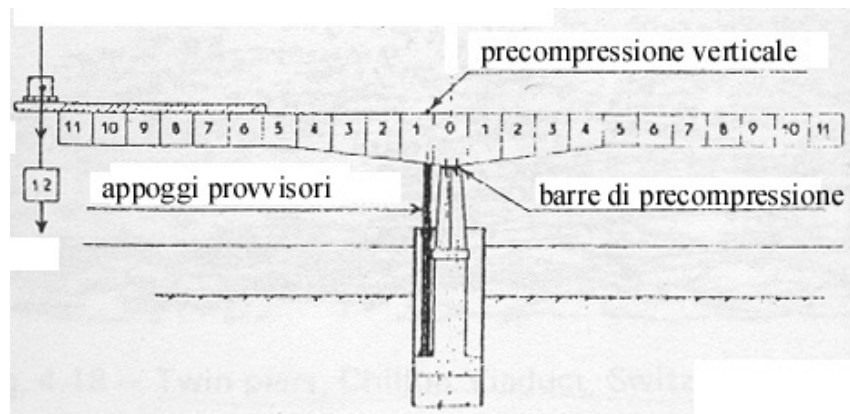


Fig. 5.20: Stabilità durante la costruzione.

Di recente, la stabilità dello sbalzo durante la costruzione è stata provveduta dall'attrezzatura usata per il posizionamento dei conci.

6.1 Dimensioni strutturali

Il North Vernon Bridge sul fiume Muscatatuck fu costruito in parallelo ad un ponte ad arco in cemento armato precompresso esistente con lo scopo di raddoppiare la capacità stradale. Le campate furono quindi fissate per allinearsi con quelle del ponte ad arco, come indicato in **fig. 6.1**.

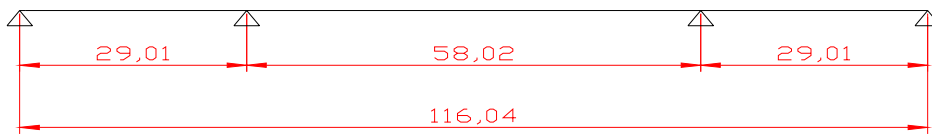


Fig. 6.1.

La lunghezza totale del ponte di 116,04 m è formata da 2 travi di estremità di 1,6 m, 44 conci di 2,44 m di lunghezza, 2 conci di pila di 2,74 m di lunghezza, e una giunzione gettata in opera di 1,6 m. Le dimensioni della campata e del concio sono mostrate in **fig 6.2**.

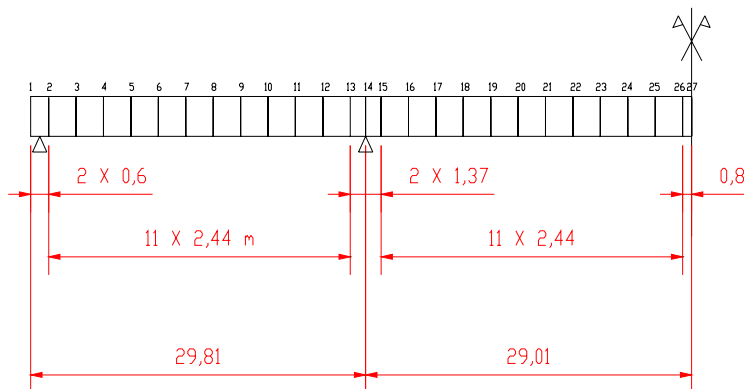


Fig. 6.2.

In considerazione della lunghezza della campata principale, è stata scelta un'altezza della trave a cassone di 2,75 m. Il rapporto luce/altezza risultante di 21,1 è soddisfacente entro i limiti di economicità. Le dimensioni della trave a cassone sono mostrate nelle **figg. 6.3 e 6.4**.

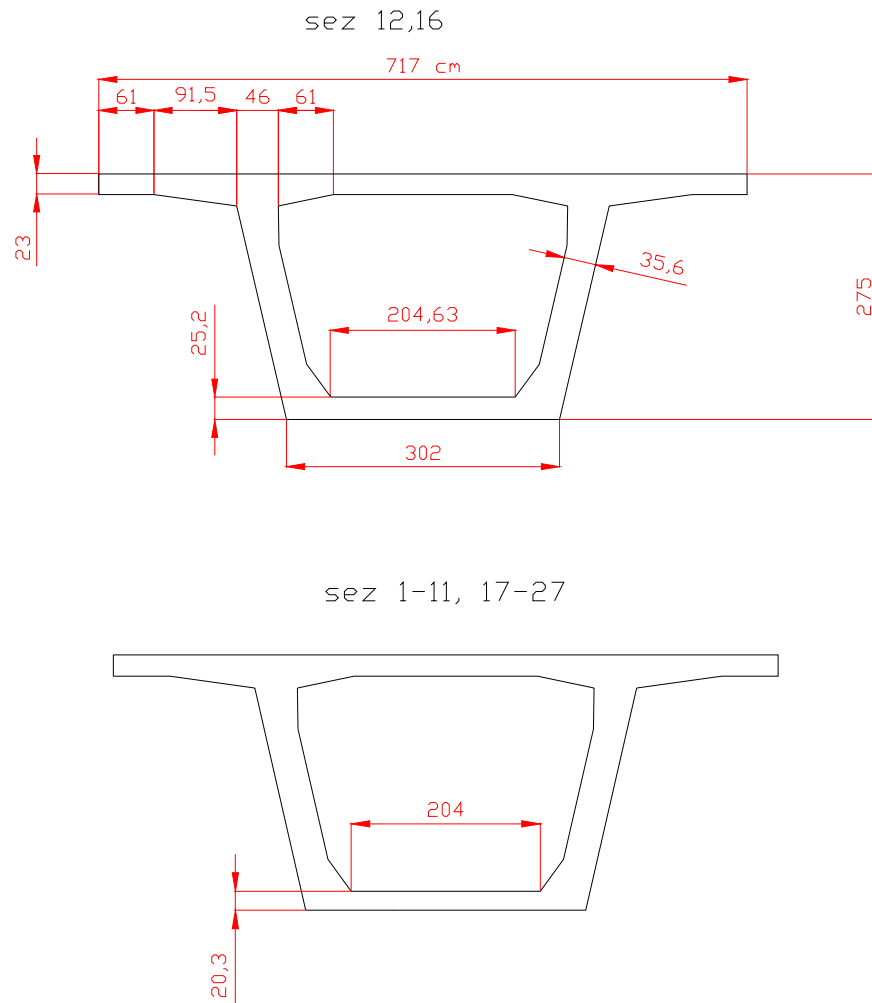


Fig. 6.3.

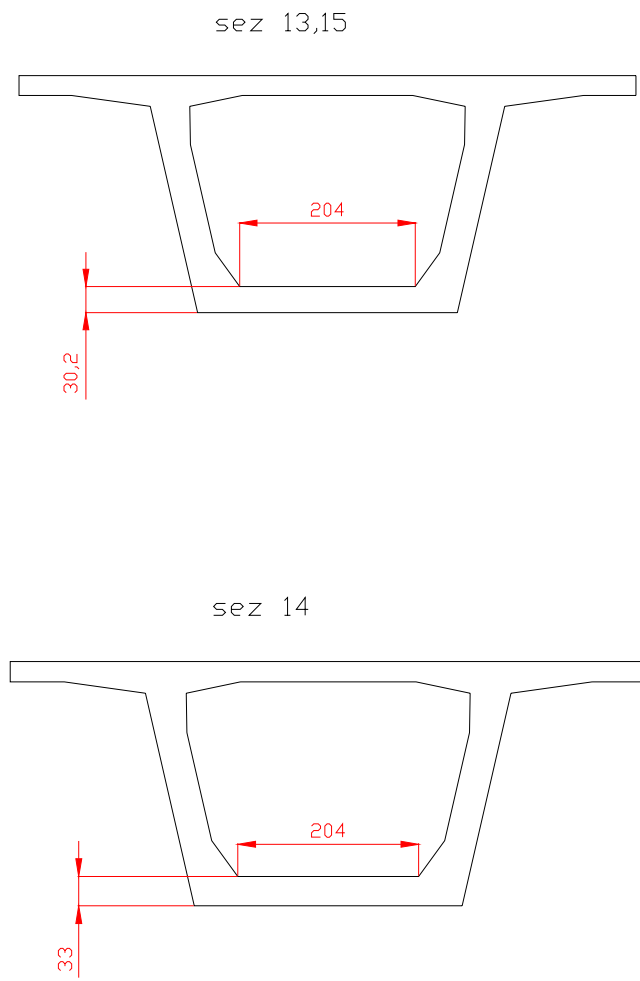


Fig. 6.4.

Le proprietà della sezione sono presentate nella **tab. 6.1**.

Numero delle giunzioni	1-11, 17-27	12,16	13,15	14
Superficie (m ²)	4,161	4,337	4,514	4,615
Distanza del baricentro della fibra superiore (m)	1,002	1,066	1,122	1,151
Momento d'inerzia (m ⁴)	4,0239	4,423	4,75	4,908
Modulo di resistenza (m ³)	Wsup	2,3115	4,1482	4,2328
	Winf	2,3115	2,6378	2,9306
Spessore soletta inferiore (m)	0,203	0,252	0,302	0,33

Tab. 6.1.

Queste dimensioni sono costanti per tutti conci ad eccezione dei due conci localizzati su entrambi i lati dei due conci di pila. In questi conci, lo spessore della soletta inferiore è stato incrementato da 0,20 m a 0,33 m al fine di ridurre la tensione di compressione nelle fibre inferiori risultante dai momenti negativi agli appoggi.

6.2 Sequenza di assemblaggio

L'ordine di assemblaggio per la struttura è in tre fasi, come indicato in **fig 6.5**

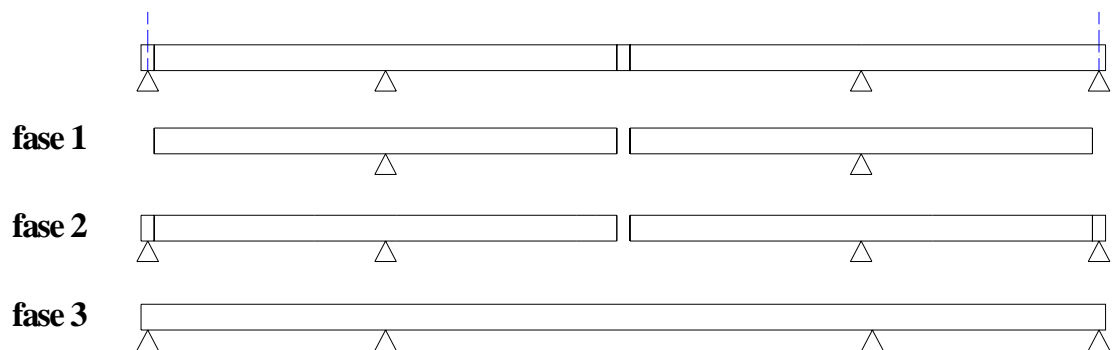


Fig. 6.5: Sequenza di assemblaggio.

6.3 Dettagli di post-tensionamento

Il post-tensionamento è effettuato da mono-trefoli a 12 fili con diametro di 13 mm e resistenza caratteristica a trazione di $190.000 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$, con una forza ultima di 224,69 t.

Tutte le armature p. sono tesate inizialmente al 70 % della loro forza ultima. Il livello di forza effettivo nei calcoli dell'esempio di progetto al momento della precompressione è ridotto per permettere le perdite della sede di ancoraggio e di attrito. Le forze di armature p. finali dopo le perdite sono il 60 % , o meno, della loro forza ultima.

Le armature di post-tensionamento sono disposte in gruppi come indicato:

- *Gruppo 1* : Il post-tensionamento a sbalzo consiste in 26 trefoli, 13 in ogni anima (fig. 6.6);

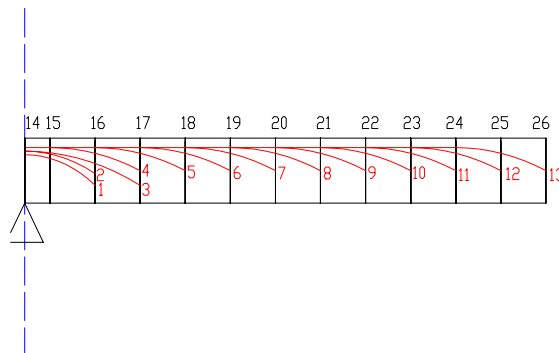


Fig. 6.6: Andamento dell'armatura p. a sbalzo.

- *Gruppo 2* : Il post-tensionamento di continuità della campata di coda consiste in 2 trefoli, uno in ogni anima (fig. 6.7);

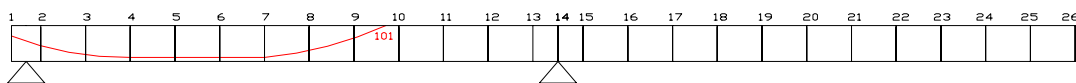


Fig. 6.7: Armatura p. di continuità della campata di coda.

- *Gruppo 3a* : Il post-tensionamento di continuità della campata centrale consiste di 8 trefoli, 4 in ogni anima, localizzati nella soletta inferiore in mezzeria e ancorate nella soletta superiore (**fig. 6.8**);
- *Gruppo 3b* : Il post-tensionamento di continuità della campata centrale consiste di 4 trefoli a 6 fili, localizzati nella soletta superiore. Queste armature sono ancorate nei conci di pila (**fig. 6.8**).

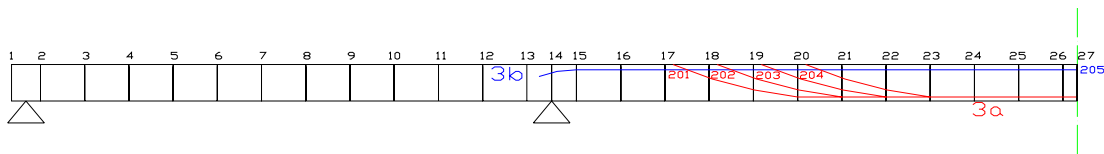


Fig. 6.8: Armature di continuità della campata centrale: Soletta inferiore (Gruppo 3a), Soletta superiore (Gruppo 3b).

La precisa posizione delle armature p. nella sezione è indicata in **fig. 6.9**.

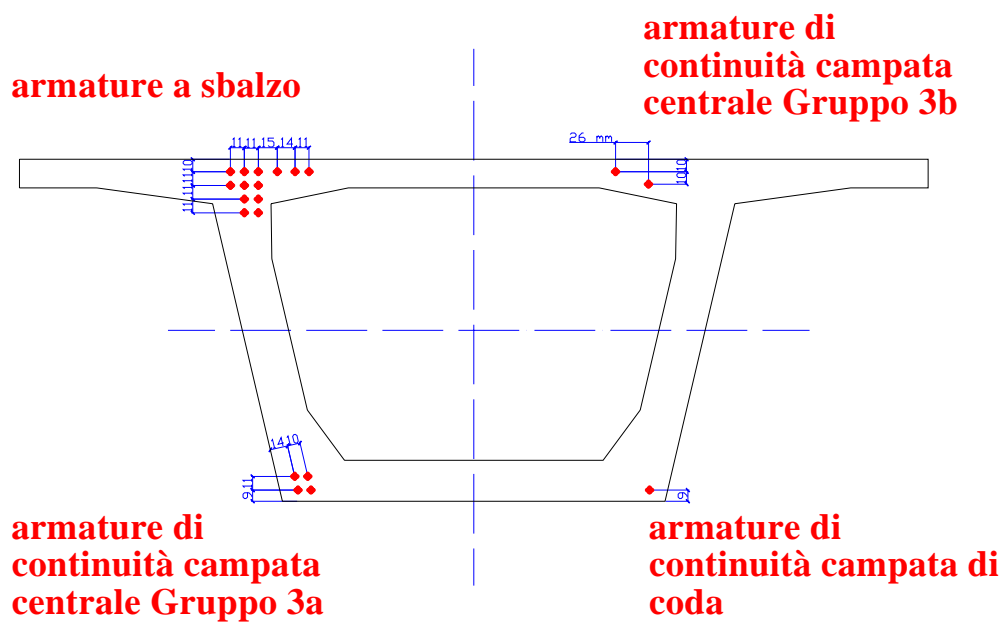


Fig. 6.9: Posizione delle armature p.

L'analisi delle fasi costruttive è effettuata con metodi elastici per soddisfare i seguenti criteri:

1. Le tensioni del calcestruzzo entro i limiti ammissibili per il calcestruzzo 50 MPa;
2. Nessuna trazione permessa per le combinazioni di tutti i carichi;
3. Forza di armatura finale è del 60 % , o più bassa, della forza ultima.

L'analisi è effettuata per carichi di:

1. Peso proprio durante la costruzione;
2. Precompressione iniziale;
3. Sovraccarico permanente;
4. Sovraccarichi accidentali;
5. Variazione termica trasversale differenziale;
6. Viscosità sotto il peso proprio della trave a cassone;
7. Viscosità sotto il post-tensionamento;
8. Perdite di precompressione.

6.4 Verifica delle tensioni in una fibra in termini di *momento equivalente*

Una sezione soggetta a sforzo normale eccentrico può essere studiata come la somma di uno sforzo normale centrato e di un momento flettente semplice, come mostrato in **fig. 6.10**.

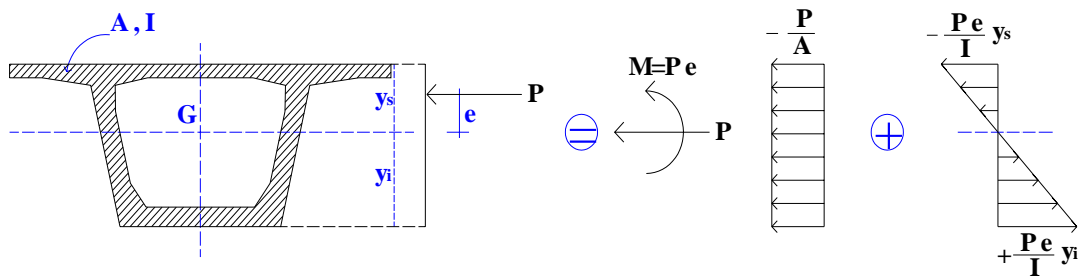


Fig. 6.10: Equivalenza statica.

Le verifiche delle tensioni sono le seguenti:

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = -\frac{P}{A} - \frac{P \cdot e}{I} \cdot y_{\text{sup}} \leq \sigma_{\text{amm}} & \text{al bordo superiore} \\ \sigma_{\text{inf}} = -\frac{P}{A} + \frac{P \cdot e}{I} \cdot y_{\text{inf}} \leq \sigma_{\text{amm}} & \text{al bordo inferiore} \end{cases}$$

La componente dello sforzo normale centrato sulla fibra superiore e inferiore può essere espresso in termini di *momento equivalente* rispettivamente M^{sup} e M^{inf} , come mostrato nella **fig. 6.11**.

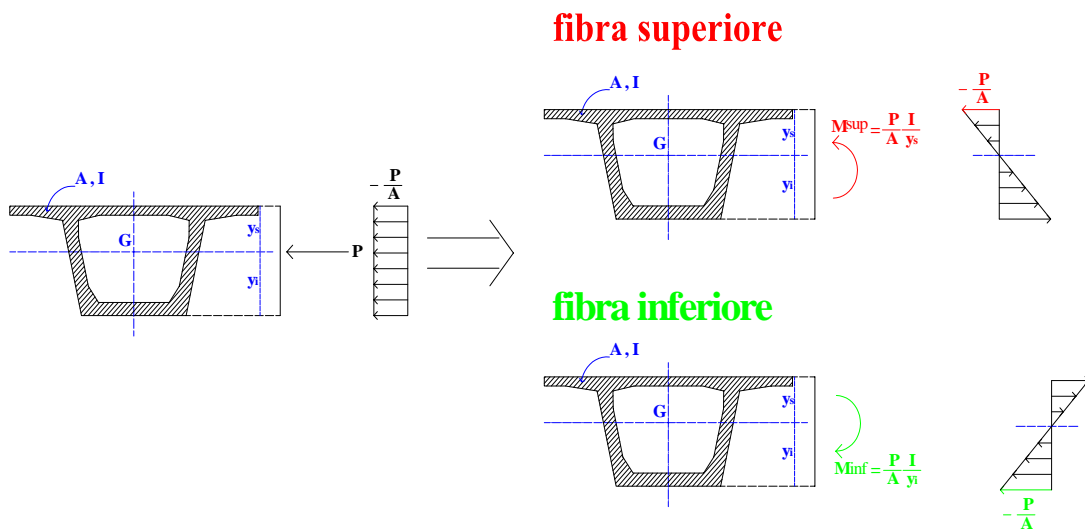


Fig. 6.11: Sforzo normale centrato in termini di *momento equivalente*.

Di conseguenza, le verifiche delle tensioni nella fibra superiore e inferiore soggette a sforzo normale eccentrico possono essere espresse in termini di *momento equivalente*, come indicato nella **fig. 6.12**.

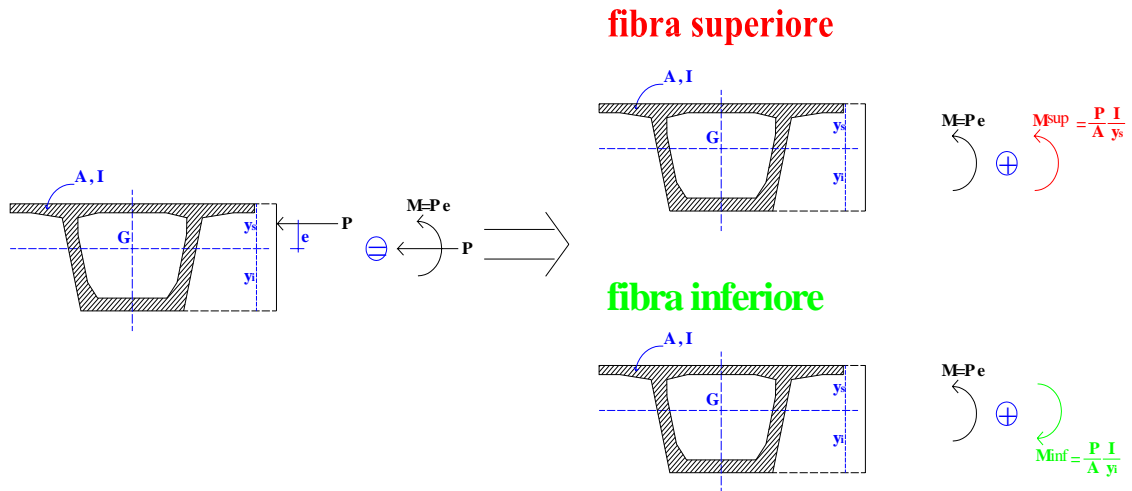


Fig. 6.12: Verifiche di tensioni in termini di *momento equivalente*.

Le verifiche di tensioni si riconducono alle seguenti espressioni in termini di *momento equivalente*:

- Fibra superiore:

$$M + M^{\text{sup}} \leq M_{\text{amm}}^{\text{sup}} = \sigma_{\text{amm}} \cdot \frac{I}{y_{\text{sup}}}$$

- Fibra inferiore:

$$M + M^{\text{inf}} \leq M_{\text{amm}}^{\text{inf}} = \sigma_{\text{amm}} \cdot \frac{I}{y_{\text{inf}}}$$

6.5 Procedura di progetto

L'analisi delle sollecitazioni del North Vernon Bridge è presentata in conformità alle fasi seguenti:

- *Fase 1:* Sbalzo libero + Post-tensionamento a sbalzo iniziale Gruppo 1. Verifiche delle tensioni in tutte le fasi di assemblaggio.
- *Fase 2:* Completamento della campata finale + Post-tensionamento di continuità iniziale Gruppo 2. Verifiche delle tensioni.
- *Fase 3:* Solidarizzazione del concio di chiave + Post-tensionamento di continuità Gruppo 3. Verifiche delle tensioni.
- *Fase 4:* Aggiunta dei sovraccarichi permanenti. Verifiche delle tensioni.
- *Fase 5:* Aggiunta dei carichi variabili. Verifiche delle tensioni.
- *Fase 6:* Influenza del tempo
 - ❖ *Fase 6a :* Ridistribuzione del momento relativo al peso proprio dovuta alla viscosità del calcestruzzo. Verifiche delle tensioni.
 - ❖ *Fase 6b :* Ridistribuzione del momento relativo al post-tensionamento dovuta alla viscosità del calcestruzzo. Verifiche delle tensioni.
 - ❖ *Fase 6c :* Perdite di precompressione. Verifiche delle tensioni.
- *Fase 7 :* Verifiche delle tensioni finali.

Si deve inoltre provvedere a considerare i carichi addizionali provvisori di assemblaggio e quindi ad effettuare le verifiche di tensioni e di stabilità per la struttura sotto questi carichi. Tali carichi di assemblaggio possono essere intenzionali (per esempio il movimento di una trave di varo sopra la struttura), o non intenzionali (deposito di armature p. di post-tensionamento o un numero considerevole di visitatori sopra la struttura). Per semplicità, le considerazioni dei carichi di assemblaggio sono stati omessi nella presentazione di questo esempio di analisi.

Tutti i diagrammi e le dimensioni dell'esempio di progetto sono nell'unità di misura *c.g.s.* :

[Dimensioni]	= metri
[Forze]	= tonnellate
[Momenti flessionali]	= tonnellate · metri
[Tensioni]	= $\frac{\text{tonnellate}}{\text{m}^2}$

Le relazioni all'unità di misura *SI* sono:

[Forza]	⇒	1 t	= 9,8 kN
[Momento Flessionale]	⇒	1 t m	= 9,8 kN m
[Tensione]	⇒	1 $\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$	= 9,8 kPa

6.5.1 Fase 1

Sbalzo iniziale + Post-tensionamento a sbalzo iniziale Gruppo 1

Nella fase 1, le tensioni sono calcolate per il carico dovuto al peso proprio della sezione della trave a cassone a sbalzo libero e al post-tensionamento a sbalzo Gruppo 1. Il post-tensionamento è mostrato in **fig. 6.6** e consiste in 13 trefoli in ogni anima. Si deve eseguire in questa fase una verifica per lo squilibrio durante l'assemblaggio.

Il procedimento di calcolo è il seguente:

1. Calcolo dell'effetto sulla struttura di appoggio causato dallo squilibrio del concio $(x+n+1)$ (**fig. 6.10**). Verifica di stabilità dell'assemblaggio. La stabilità è in questo caso garantita posizionando due sostegni su una larga pila;
2. Calcolo delle tensioni del calcestruzzo in ogni giunzione dovute al peso proprio dei conci $(x+n+1)$;
3. Calcolo delle forze nelle armature p. presenti nei conci da (x) a $(x+n)$. Considerare le perdite di attrito e, se ritenuto necessario, il rilassamento dell'acciaio. Di seguito il calcolo delle tensioni del calcestruzzo in ogni giunzione dovute al post-tensionamento;
4. Verifica delle tensioni per tutti i valori di (n) conci in ogni giunzioni.

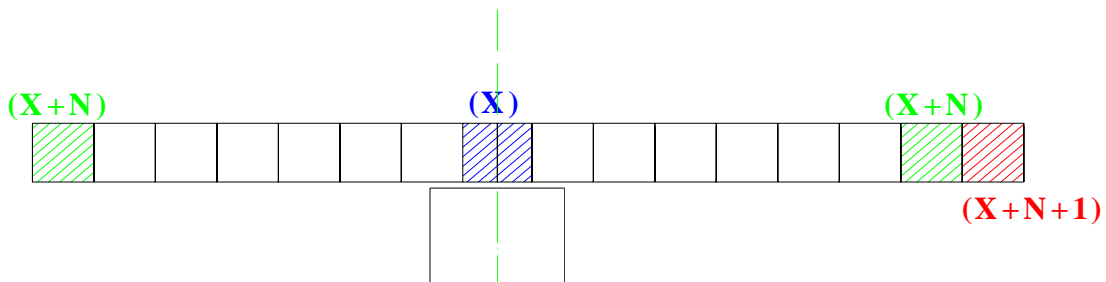
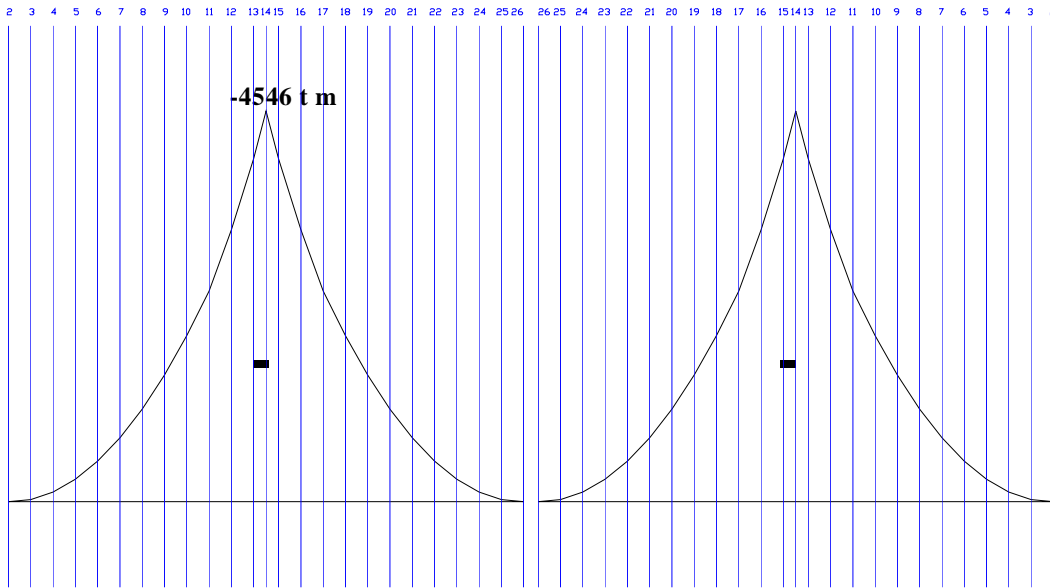


Fig. 6.10: Caricamento per la stabilità del momento di assemblaggio.

Al completamento dell'assemblaggio di uno sbalzo, i momenti flessionali sono:

- **Diagramma 1.1**

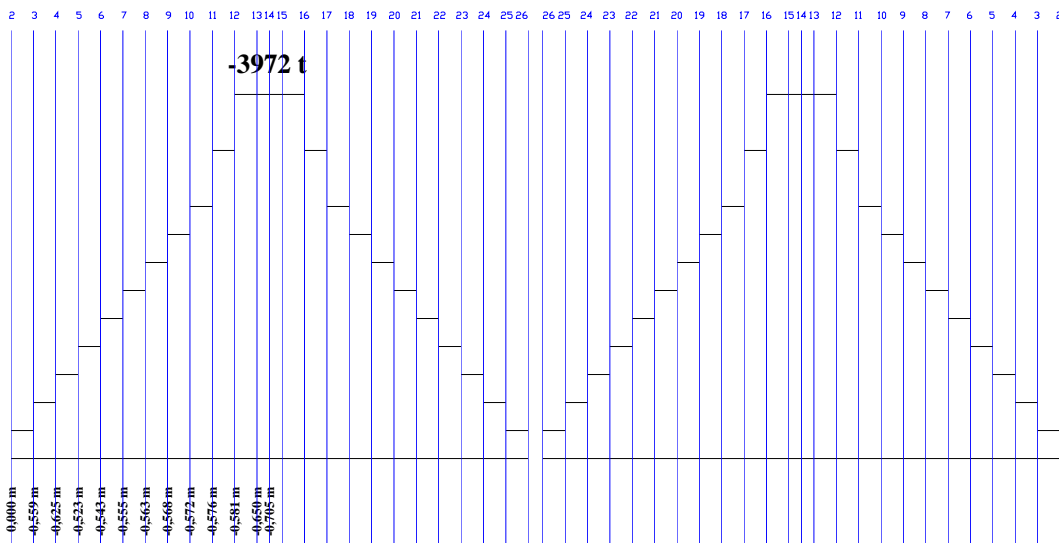
Momenti flessionali dovuti al peso proprio della trave a cassone.



- **Diagramma 1.2 e 1.3**

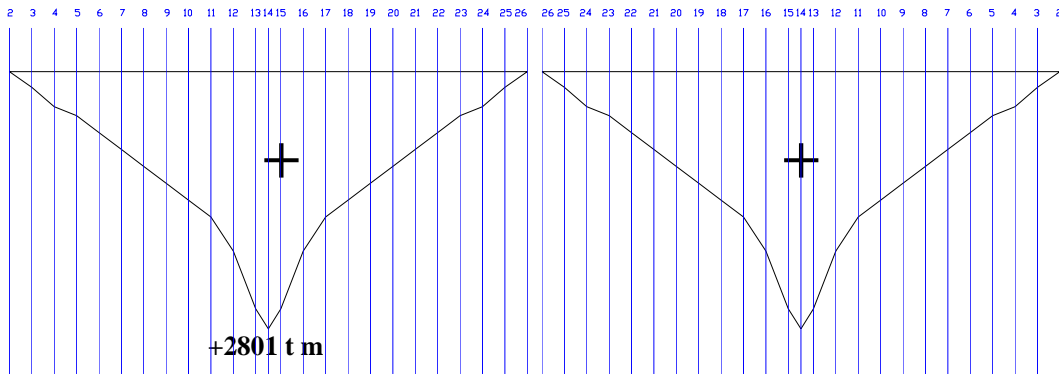
Diagramma della forza di armatura p. per il Gruppo 1 di post-tensionamento.

Eccentricità delle armature p. del Gruppo 1.



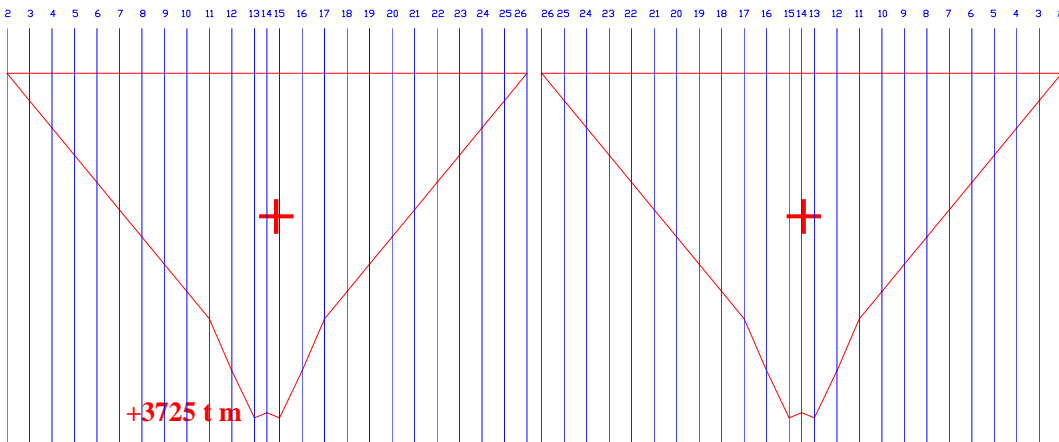
• **Diagramma 1.4**

Diagramma del momento flessionale dovuto al Gruppo 1 di post-tensionamento. La struttura è a sbalzo e il momento è uguale alla forza moltiplicata per l'eccentricità.



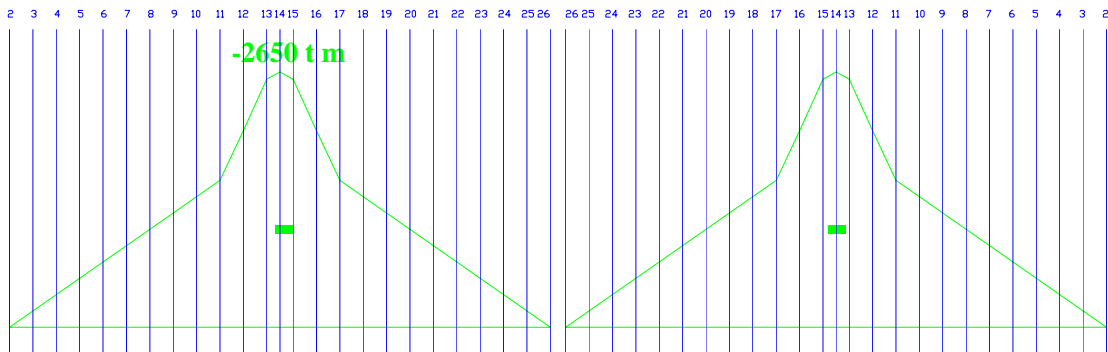
• **Diagramma 1.5**

Diagramma del momento flessionale ottenuto dalla moltiplicazione del diagramma della forza di armatura con il modulo di resistenza della fibra superiore e dividendo per l'area della sezione: $\frac{F}{A} \cdot W_{sup}$. Questo è il *momento equivalente* relativo alla fibra superiore dovuto alla compressione assiale $\frac{F}{A}$ del post-tensionamento.



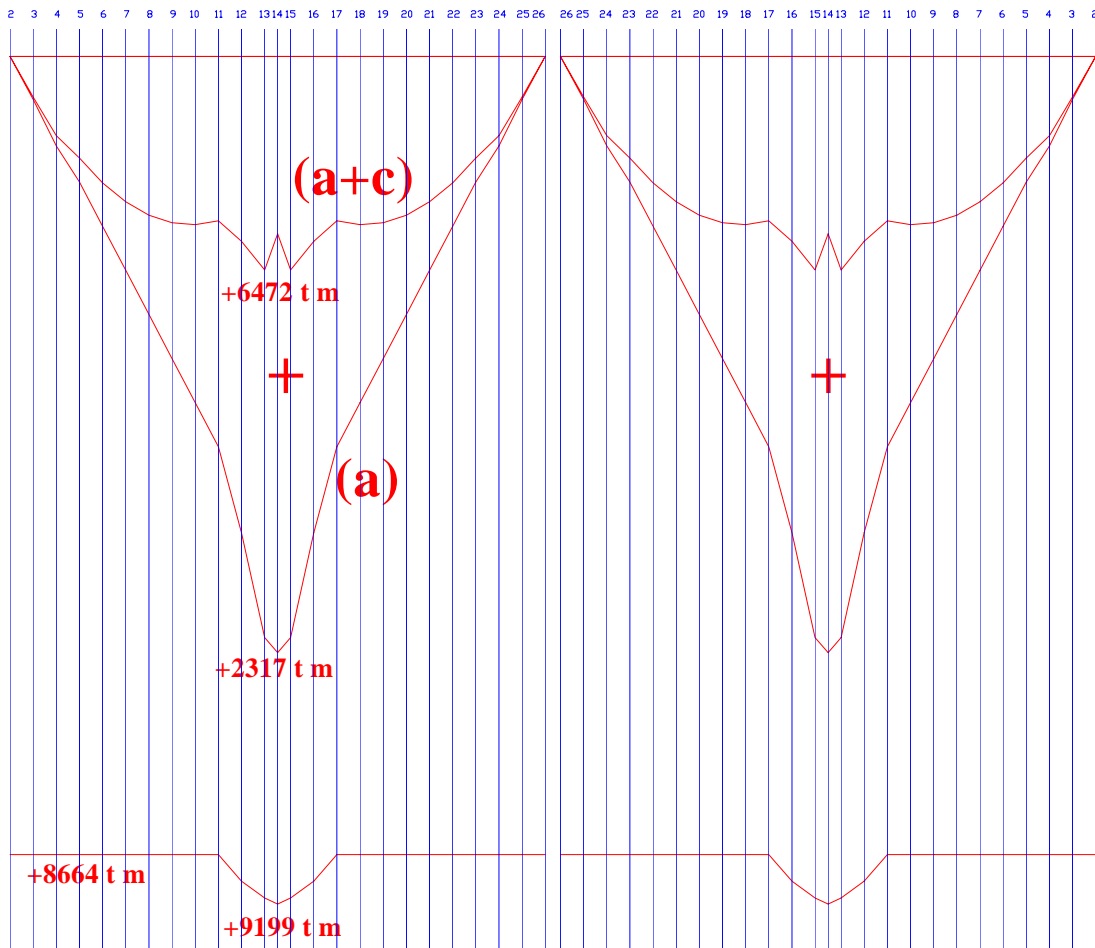
• **Diagramma 1.6**

Diagramma del momento flessionale ottenuto dalla moltiplicazione del diagramma della forza di armatura con il modulo di resistenza della fibra inferiore e dividendo per l'area della sezione: $\frac{F}{A} \cdot W_{sup}$. Questo è il *momento equivalente* relativo alla fibra inferiore dovuto alla compressione assiale $\frac{F}{A}$ del post-tensionamento.



• **Diagramma 1.7**

Verifica dei momenti della fibra superiore (per via indiretta verifica delle tensioni). Diagramma del momento (a) è ottenuto dalla somma del diagramma 1.4 e 1.5. Questo è il momento relativo alla fibra superiore dovuto alla combinazione degli sforzi assiali $\left(\frac{F}{A}\right)$ e flessionali $(F \cdot e)$ risultanti dal post-tensionamento. Il diagramma (c+a) è il diagramma (a) ridotto del diagramma del momento dovuto al peso proprio (**diagr 1.1**). I limiti di controllo della tensione di compressione della fibra superiore sono indicati dal diagramma $0,6 \cdot f_{ck} \cdot W_{sup}$.

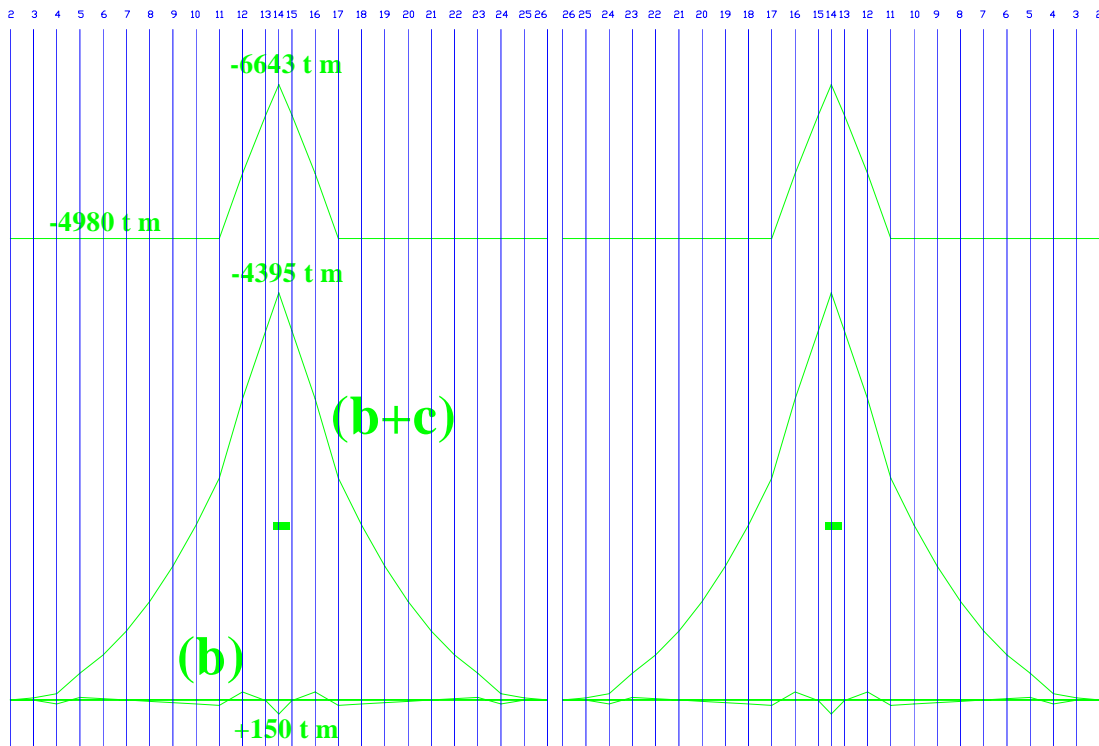


• **Diagramma 1.8**

Verifica dei momenti della fibra inferiore (per via indiretta verifica delle tensioni). Diagramma del momento (b) è ottenuto dalla somma dei **diagr. 1.4** e **1.6**. Questo è il momento relativo alla fibra inferiore dovuto alla combinazione

degli sforzi assiali $\left(\frac{F}{A}\right)$ e flessionali $(F \cdot e)$ del post-tensionamento. Il

diagramma (c+b) è la somma algebrica del **diagr. 1.1**, il momento relativo al peso proprio della trave a cassone, e del diagramma (b). Il diagramma del momento per la verifica della tensione di compressione della fibra inferiore è basato sul diagramma $0,6 \cdot f_{ck} \cdot W_{inf}$.



6.5.2 Fase 2

Completamento della campata di coda

+ Post-tensionamento di continuità Gruppo 2

Il completamento della campata di coda è ottenuto dalla somma delle travi di estremità e dall'installazione del Gruppo 2 di post-tensionamento come indicato in **fig. 6.7**. Questo post-tensionamento consiste di un trefolo in ogni anima.

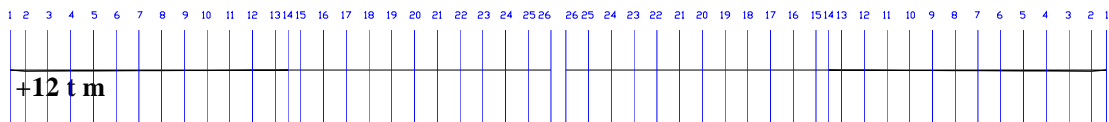
Per scopi analitici, i cambiamenti rispetto alla *Fase 1* sono:

1. E' aggiunta la trave di estremità;
2. E' aggiunto l'appoggio di estremità;
3. E' installato il Gruppo 2 del post-tensionamento di continuità;
4. I due supporti alle pile sono sostituite da un unico appoggio al centro della pila.

I calcoli esplicativi per i cambiamenti sopraccitati sono mostrati nei diagrammi seguenti.

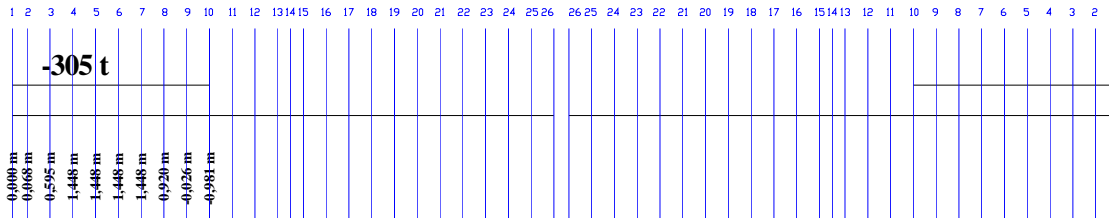
• Diagramma 2.1

Il diagramma del momento flessionale relativo al peso proprio della trave a cassone dovuto all'introduzione dell'appoggio e della trave di estremità.



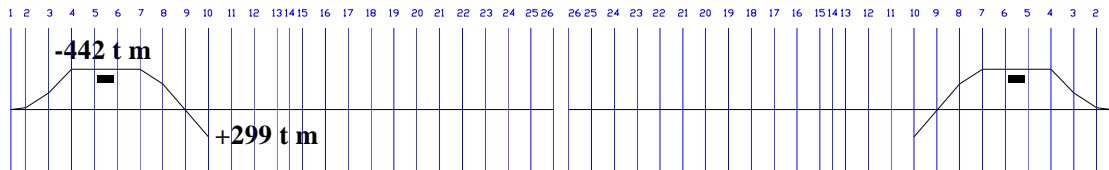
• **Diagramma 2.2**

Il diagramma di forza delle armature del Gruppo 2 di post-tensionamento e le eccentricità delle armature.



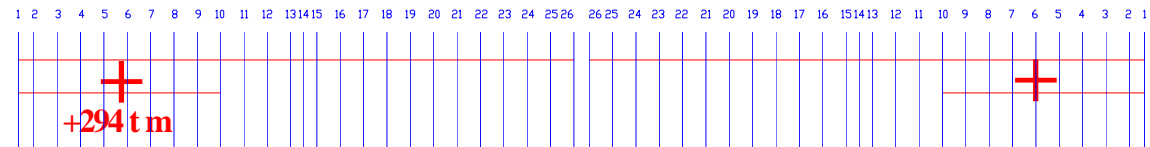
• **Diagramma 2.3**

Il diagramma del momento flessionale dovuto alle armature del Gruppo 2. La struttura è semplicemente appoggiata e il momento è uguale alla forza moltiplicata per l'eccentricità.



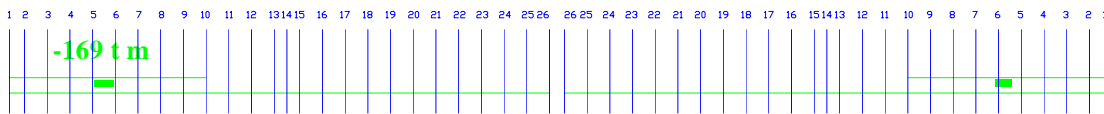
• **Diagramma 2.4**

Il diagramma della forza di armatura moltiplicata per il modulo di resistenza superiore e diviso per l'area della sezione, $\frac{F}{A} \cdot W_{sup}$, esprime la compressione assiale dovuto al post-tensionamento in termini del *momento equivalente* relativo alla fibra superiore.



- **Diagramma 2.5**

Il diagramma della forza di armatura moltiplicata per il modulo di resistenza inferiore e diviso per l'area della sezione, $\frac{F}{A} \cdot W_{inf}$, esprime la compressione assiale dovuto al post-tensionamento in termini del *momento equivalente* relativo alla fibra inferiore.



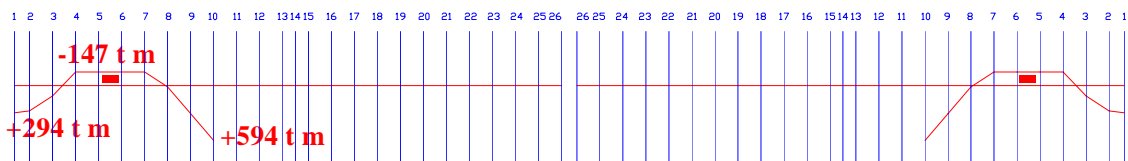
- **Diagramma 2.6**

Somma dei **diagr. 2.3** e **2.4** per ottenere il **diagr. 6a**.

Somma dei **diagr. 2.3** e **2.5** per ottenere il **diagr. 6b**.

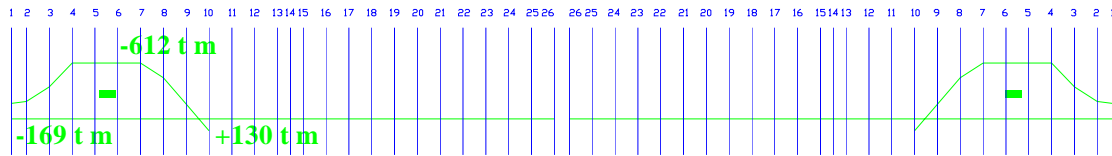
- **Diagramma 2.6a**

E' la conseguenza della compressione assiale (espressa come un *momento equivalente*) combinata con il momento flettente del post-tensionamento relativo alla fibra superiore.



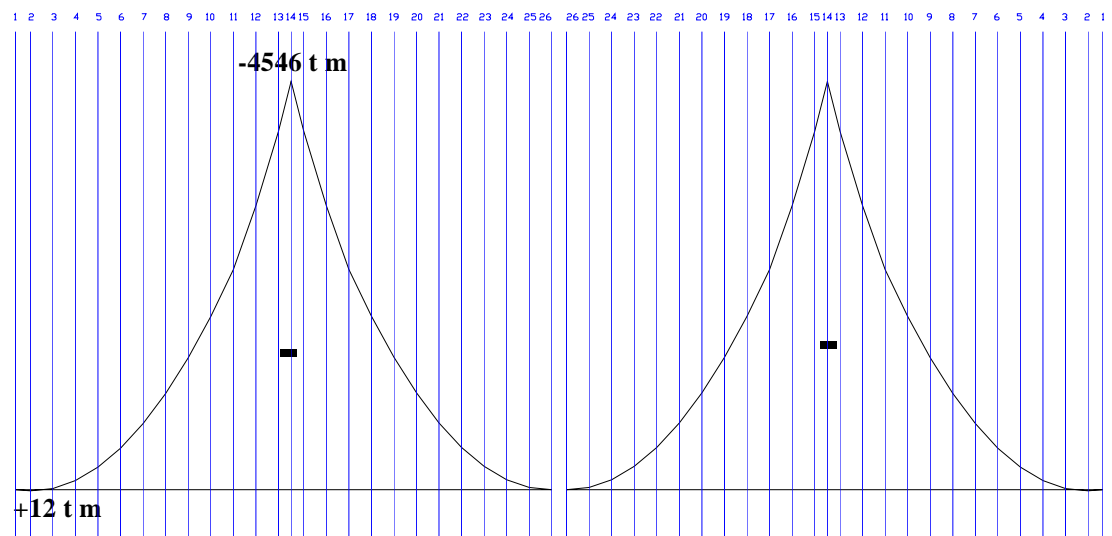
- **Diagramma 2.6b**

E' la conseguenza della compressione assiale (espressa come un *momento equivalente*) combinata con il momento flettente del post-tensionamento relativo alla fibra inferiore.



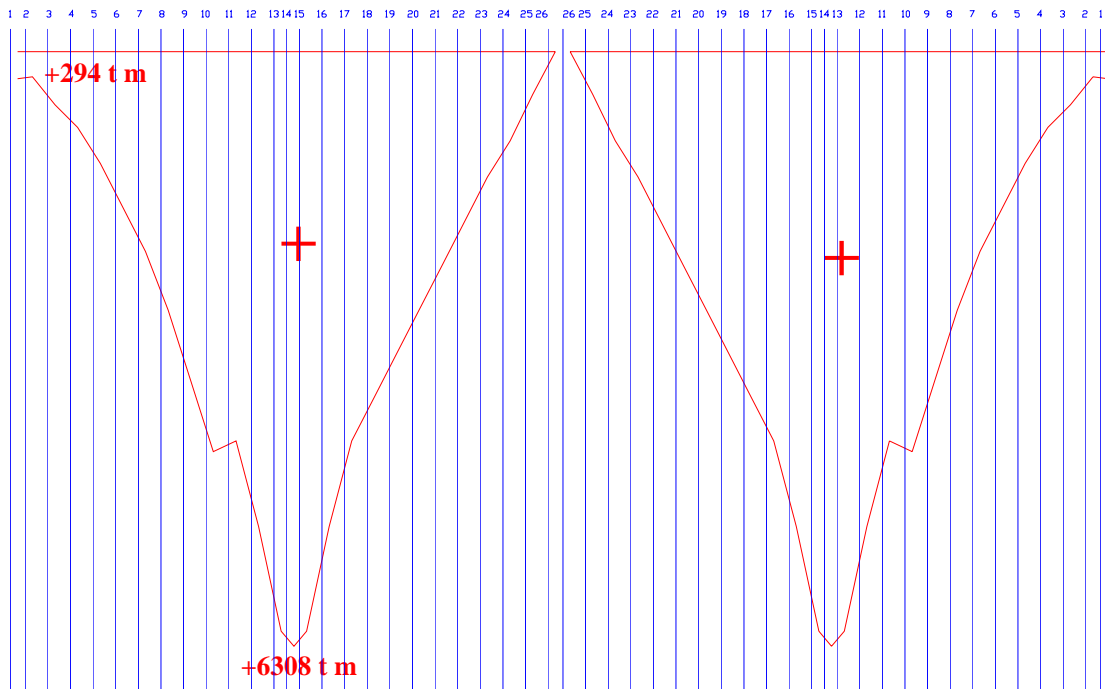
- **Diagramma 2.7**

Somma dei diagrammi del momento flettente dovuto al peso proprio della trave a cassone delle *Fasi 1* e 2 (**diagr. 1.1** + **diagr. 2.1**).



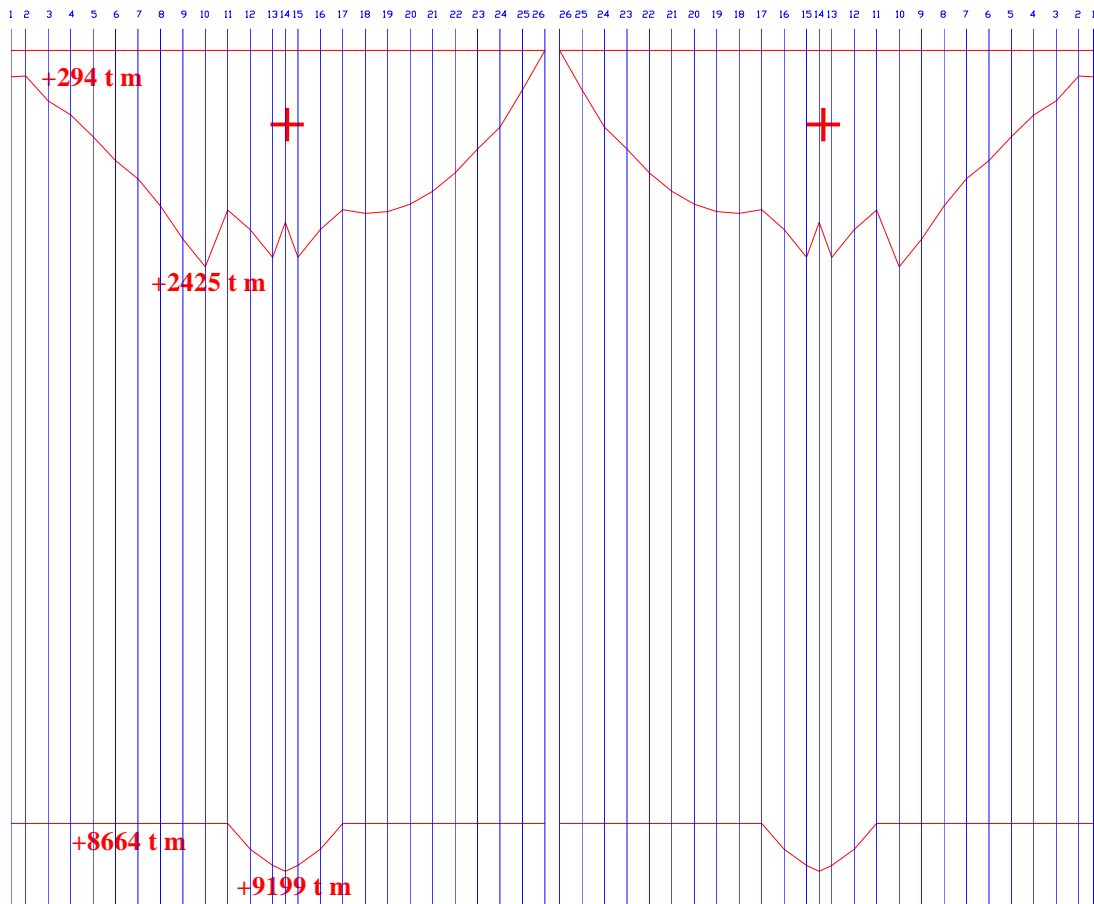
- **Diagramma 2.8**

Somma del **diagr. 1.7a** della *Fase 1* e del **diagr. 2.6a** della *Fase 2*.



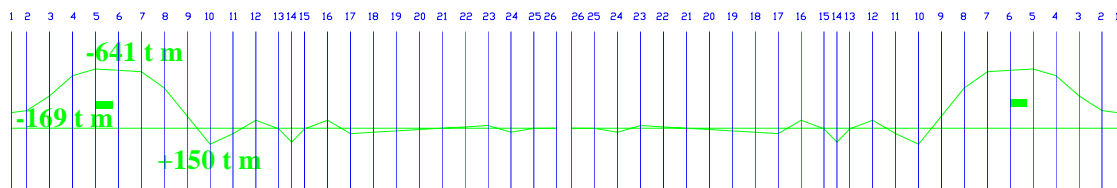
- **Diagramma 2.9**

Verifica dei momenti della fibra superiore in riferimento ai valori ammissibili addizionando il **diagr.2.7** ai risultati dei calcoli del **diagr. 2.8**. Come si può notare, c'è un ampio margine tra il momento utile equivalente e il momento nella struttura.



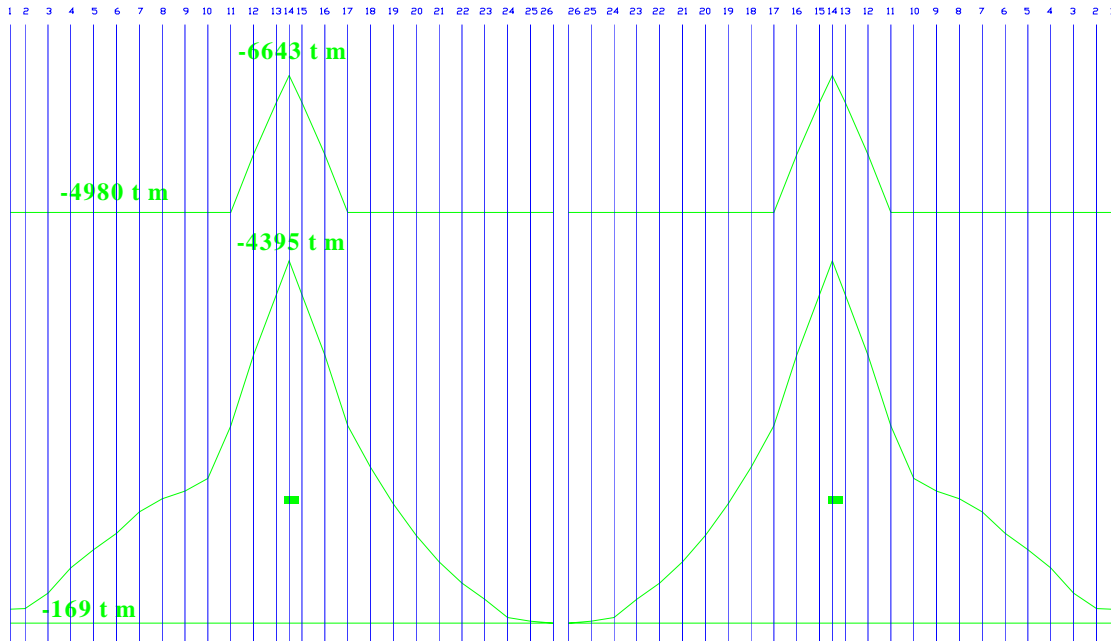
• **Diagramma 2.10**

Somma del **diagr. 1.8b** della *Fase 1* con il **diagr. 2.6b** della *Fase 2*.



• **Diagramma 2.11**

Verifica dei momenti della fibra inferiore in riferimento ai valori ammissibili addizionando il **diagr. 2.7** ai risultati dei calcoli del **diagr. 2.10**. Di nuovo il momento della struttura è molto minore del valore utile equivalente.



6.5.3 Fase 3

Completamento della campata centrale

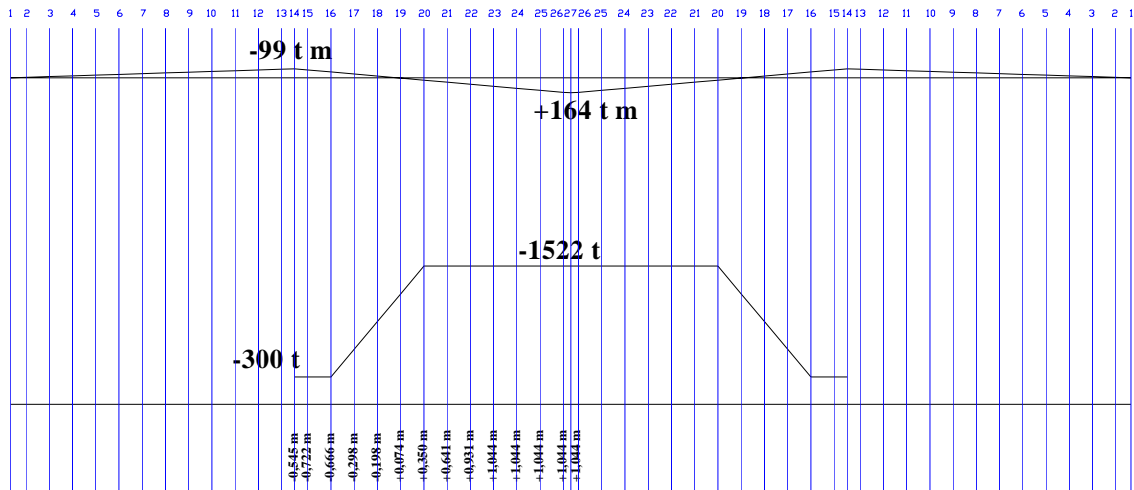
+ Post-tensionamento di continuità Gruppo 3a e 3b

In questa fase, la giunzione di mezzeria gettata in opera è completata e il post-tensionamento di continuità dei *Gruppi 3a* e *3b* è posizionato e tesato. Il *Gruppo 3a* di post-tensionamento consiste di 4 trefoli in ogni anima che sono localizzate nella soletta inferiore in mezzeria. Il *Gruppo 3b* di post-tensionamento consiste di 4 trefoli a 6 fili nella soletta superiore. Sia il *Gruppo 3a* che il *Gruppo 3b* di post-tensionamento sono mostrati in **fig. 6.8**.

La procedura di calcolo per questa fase è la seguente:

- **Diagramma 3.1a e 3.1b**

Il diagramma del momento flettente dovuto all'aggiunta del peso del concio di mezzeria gettato in opera. Il diagramma della forza di armatura e le eccentricità sono mostrate per tutte le armature dei Gruppi 3a e 3b.

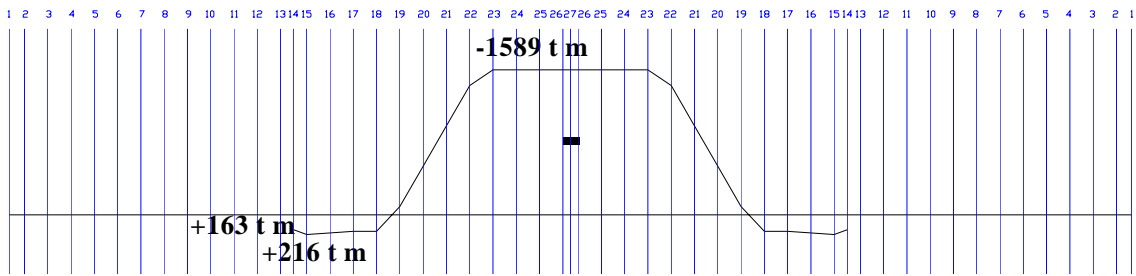


- **Diagramma 3.2**

Il diagramma del momento flettente dovuto ai *Gruppi 3a* e *3b* di post-tensionamento. Il post-tensionamento è tesato nello schema continuo, e i diagrammi di momento risultanti sono ottenuti come segue:

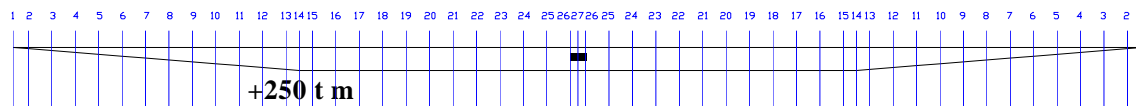
- **Diagramma 3.2a**

Si assumono cerniere agli appoggi sulle pile e si calcola il diagramma della forza di post-tensionamento. Si calcolano quindi i momenti flessionali dovuti ai *Gruppi 3a* e *3b* di post-tensionamento per la campata incernierata dove il momento è uguale alla forza moltiplicata per l'eccentricità.



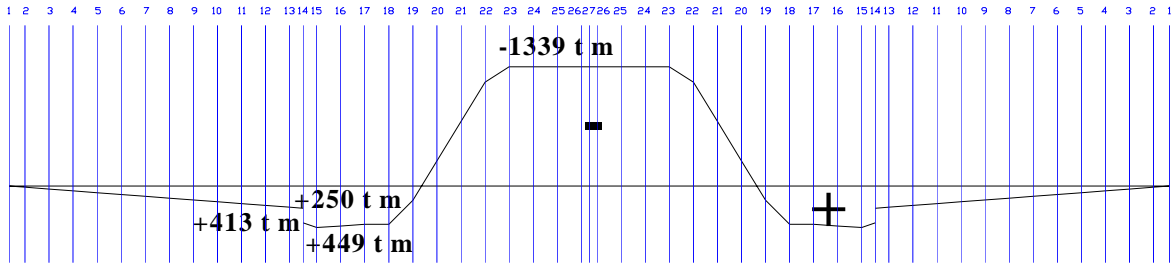
- **Diagramma 3.2b**

Si calcola l'angolo di rotazione in corrispondenza delle cerniere introdotte per mezzo del diagramma di momento ottenuto nel **diagr. 3.2a**. Si calcola quindi il momento secondario richiesto per soddisfare la congruenza iniziale in corrispondenza delle cerniere introdotte.



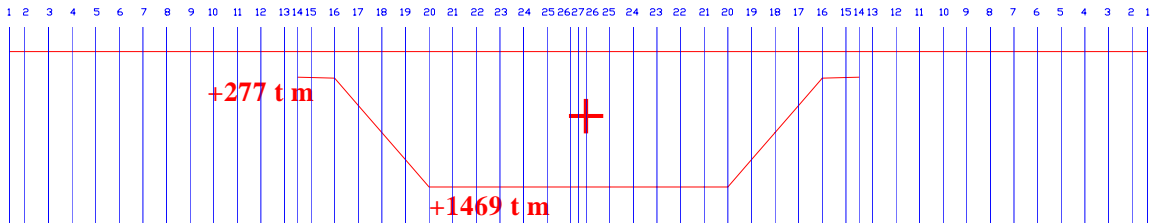
- **Diagramma 3.2c**

La somma dei **diagr. 3.2a** e **3.2b** è il diagramma del momento flessionale risultante dal post-tensionamento nello schema continuo.



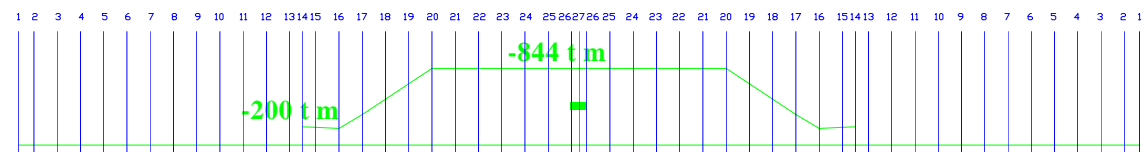
• **Diagramma 3.3**

Si moltiplica il diagramma della forza di armatura dei *Gruppi 3a e 3b* di post-tensionamento con il modulo di resistenza superiore e si divide per l'area della sezione, $\frac{F}{A} \cdot W_{sup}$. Questo provvede un diagramma del *momento equivalente* relativo alla fibra superiore per tener conto dell'effetto dello sforzo assiale.



• **Diagramma 3.4**

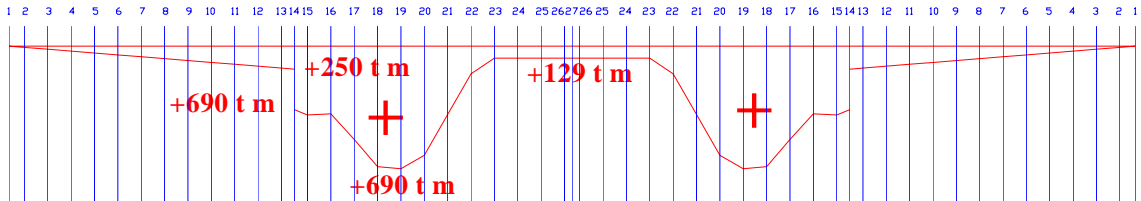
Si moltiplica il diagramma della forza di armatura dei *Gruppi 3a e 3b* di post-tensionamento con il modulo di resistenza inferiore e si divide per l'area della sezione, $\frac{F}{A} \cdot W_{inf}$. Questo provvede un diagramma del *momento equivalente* relativo alla fibra inferiore per tener conto dell'effetto dello sforzo assiale.



• **Diagramma 3.5**

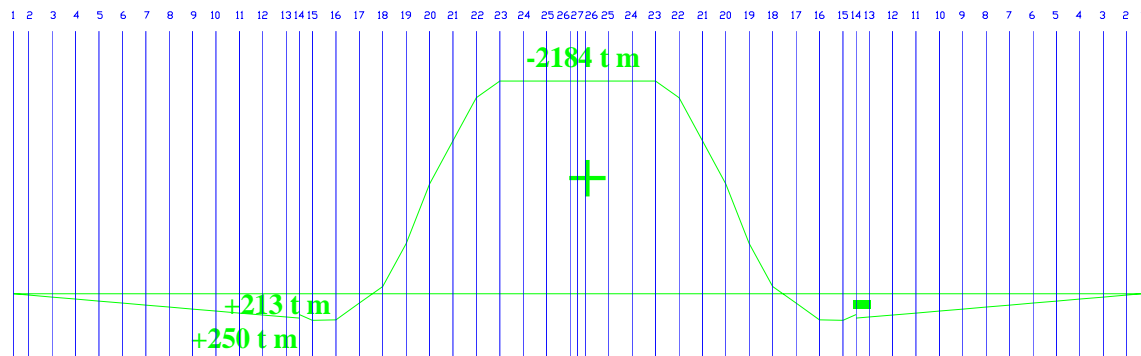
• **Diagramma 3.5a**

Somma dei **diagr. 3.2c** e **3.3** per ottenere l'effetto totale del post-tensionamento in riferimento alla fibra superiore, espresso come un *momento equivalente*.



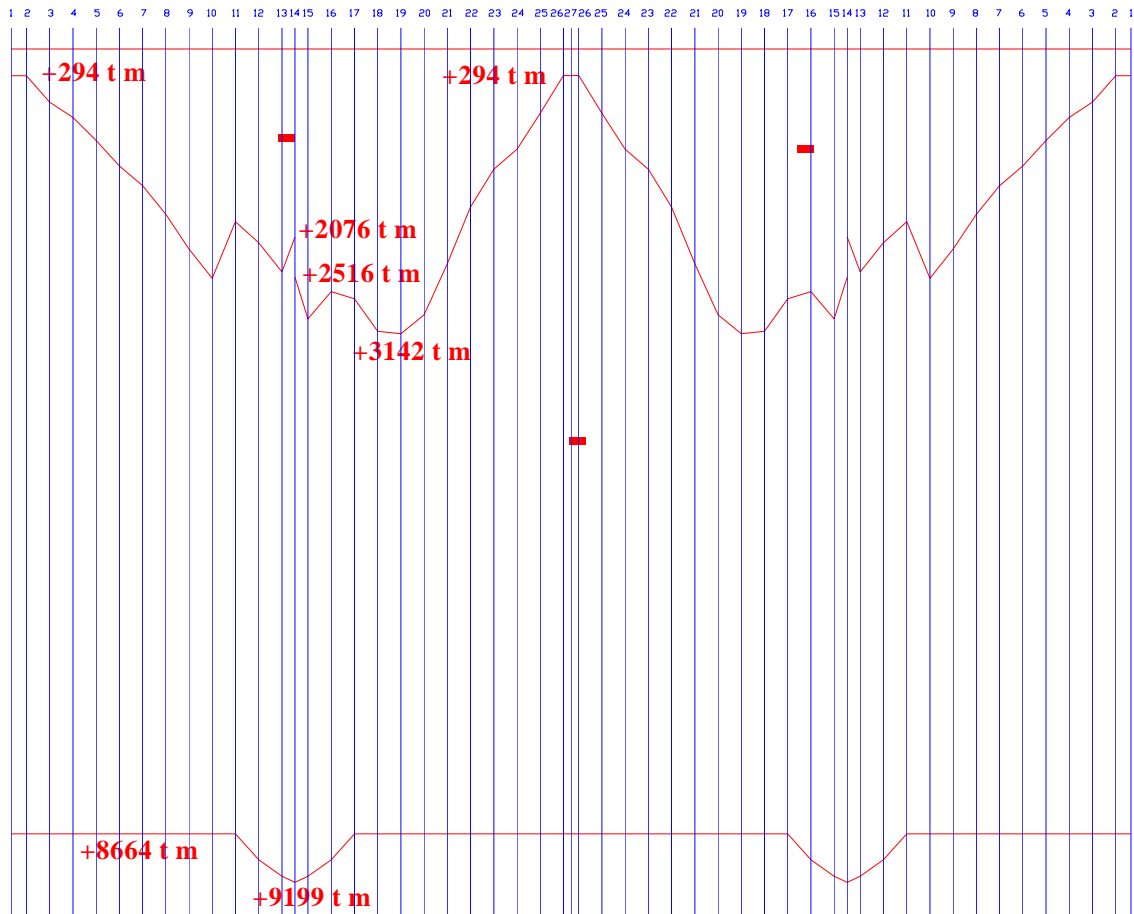
- **Diagramma 3.5b**

Somma dei **diagr. 3.2c** e **3.4** per ottenere l'effetto totale del post-tensionamento in riferimento alla fibra inferiore, espresso come un *momento equivalente*.



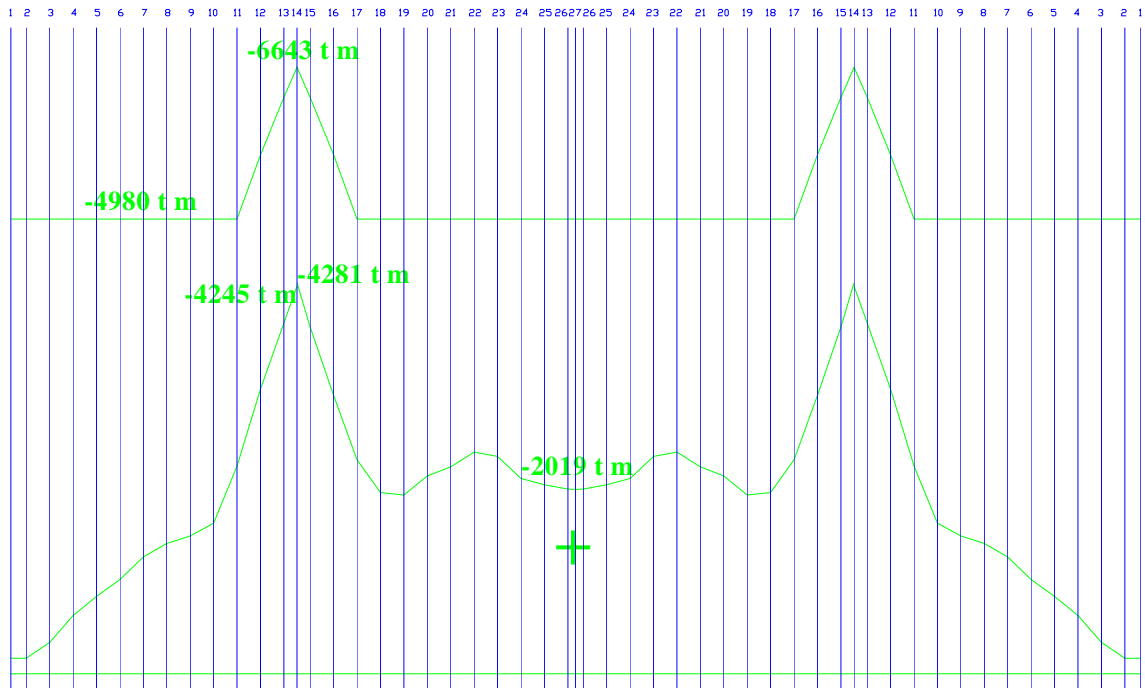
- **Diagramma 3.6**

Verifica del momento della fibra superiore addizionando i **diagr. 3.1a** e **3.5a** della *Fase 3* al **diagr. 2.9** della *Fase 2*. I momenti equivalenti (e quindi le tensioni) sono soddisfacenti in tutte le posizioni.



- **Diagramma 3.7**

Verifica del momento della fibra inferiore addizionando i **diagr. 3.1a** e **3.5b** della *Fase 3* al **diagr. 2.11** della *Fase 2*. Di nuovo i momenti sono soddisfatti entro i valori ammissibili per tutta la lunghezza della struttura.



6.5.4 Fase 4

Somma dei sovraccarichi permanenti

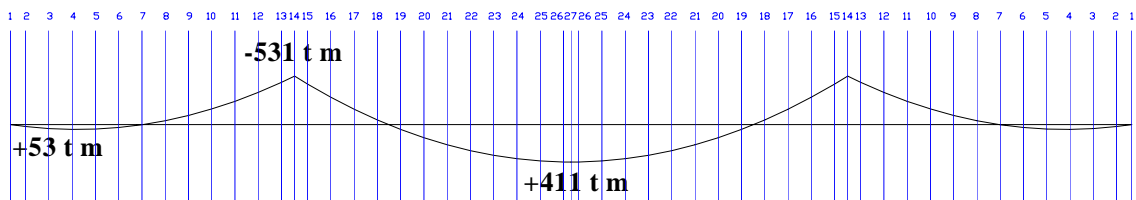
In questa fase è considerato l'effetto dei sovraccarichi permanenti dovuti alla somma dei parapetti, del manto stradale, nonché degli eventuali servizi transitanti sul ponte, quali cavi, condutture, ecc. I sovraccarichi permanenti sono trattati separatamente dai sovraccarichi accidentali poiché i carichi permanenti causano deformazioni viscosse della struttura. L'entità dei sovraccarichi permanenti è

$$2,24 \frac{t}{m}.$$

La procedura di calcolo è la seguente:

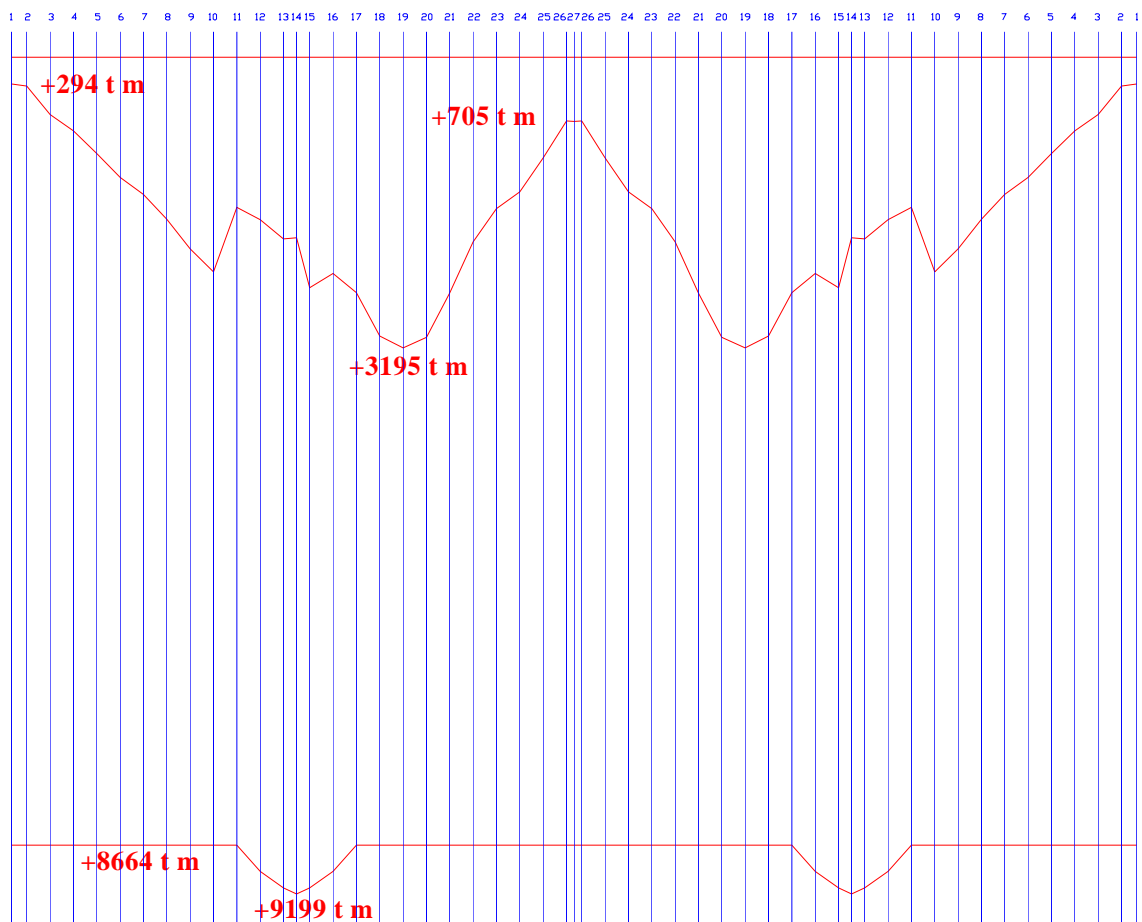
- **Diagramma 4.1**

Il diagramma dei momenti flessionali dovuti ai sovraccarichi permanenti.



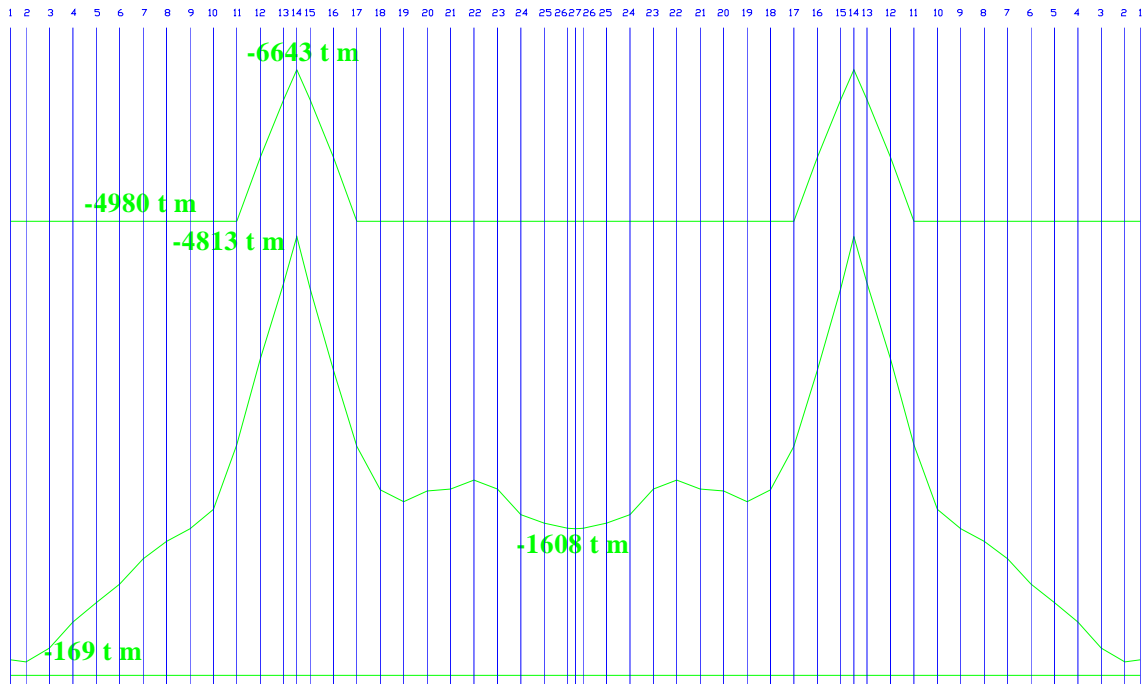
• **Diagramma 4.2**

Verifica dei momenti della fibra superiore addizionando il **diagr. 4.1** della *Fase 4* con il **diagr. 3.6** della *Fase 3*. Tutti i *momenti equivalenti* della fibra superiore sono entro i valori ammissibili.



- **Diagramma 4.3**

Verifica dei momenti della fibra inferiore aggiungendo il **diagr. 4.1** della *Fase 4* con il **diagr. 3.7** della *Fase 3*. Tutti i *momenti equivalenti* della fibra inferiore sono entro i valori ammissibili.



6.5.5 Fase 5

Applicazione del sovraccarico accidentale e dell'azione dovuta agli effetti termici trasversali

Il sovraccarico accidentale sulla struttura fa riferimento alle norme che riguardano la *Progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali* (D. Min. LL. PP. 4 maggio 1990). Al riguardo, si sono effettuati la ricerca dei massimi e minimi momenti flettenti nelle sole sezioni che sono presumibilmente più sollecitate mediante il tracciamento delle linee di influenza.

L'azione dell'effetto termico trasversale consiste:

- in un aumento di temperatura di 10 °C della soletta superiore rispetto alle anime e alla soletta inferiore;
- in un decremento di temperatura di 5° C sulla soletta superiore rispetto alle anime e alla soletta inferiore.

Con l'area della soletta superiore di $A = 1,988 \text{ m}^2$ e il modulo di elasticità di $E = 3,5 \cdot 10^6 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$, la forza sviluppata da una variazione termica differenziale di

$\Delta t = 10^\circ\text{C}$ con un coefficiente termico $\alpha = 10^{-5} \frac{\text{m}}{\text{m}/^\circ\text{C}}$ è di

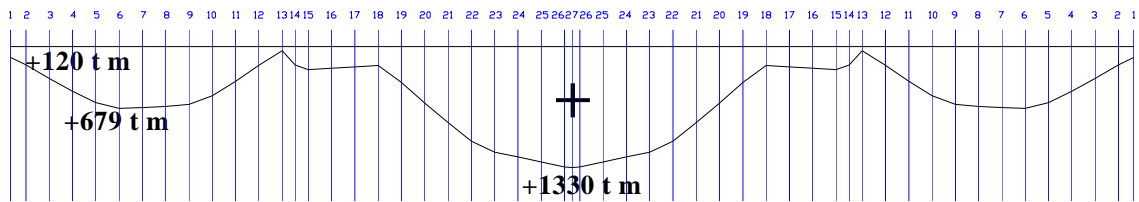
$P = f_{c1} \cdot A = E \cdot \alpha \cdot \Delta t \cdot A = 695,8 \text{ t}$. La procedura di analisi delle sollecitazioni termiche trasversali è stata presentata nel paragrafo **3.2.4**. Le tensioni di temperatura calcolate sono convertite nei *momenti flessionali equivalenti*.

La procedura di calcolo di questa fase è la seguente:

- **Diagramma 5.1**

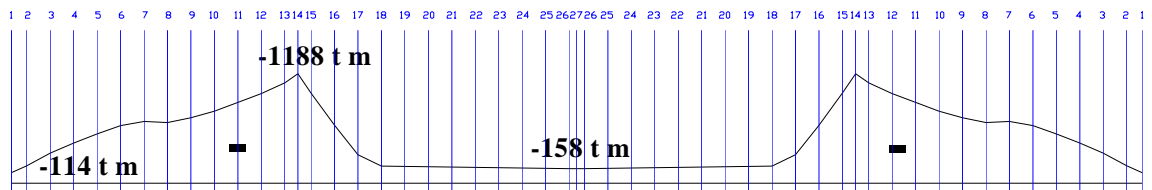
- **Diagramma 5.1a**

Il diagramma dei momenti positivi relativi al sovraccarico accidentale.



- **Diagramma 5.1b**

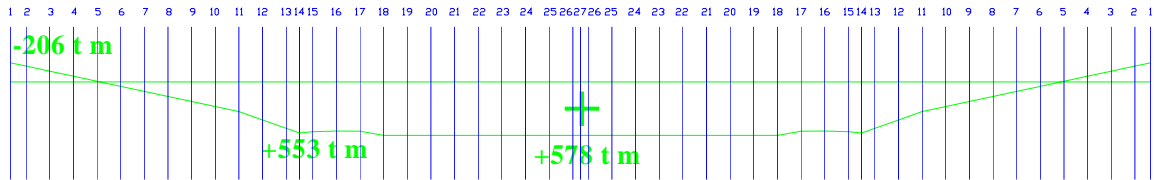
Il diagramma dei momenti negativi relativi al sovraccarico accidentale.



- **Diagramma 5.2**

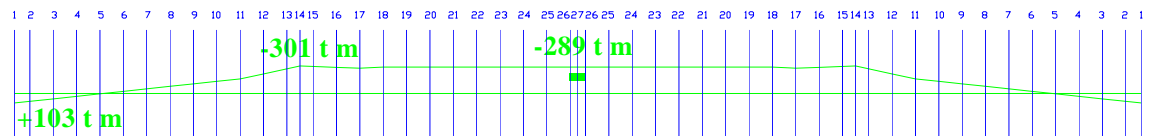
- **Diagramma 5.2a**

Il diagramma del momenti equivalenti della variazione di temperatura massima (+10°C) della fibra inferiore



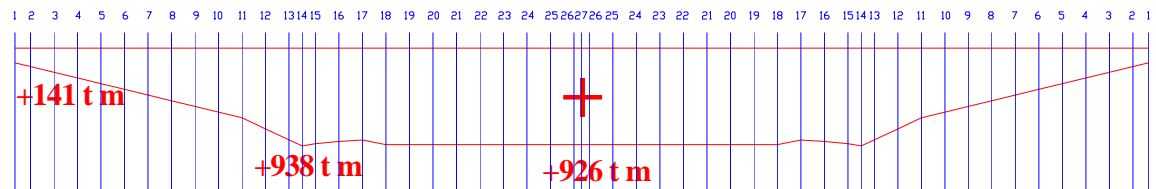
- **Diagramma 5.2b**

Il diagramma del momenti equivalenti della variazione di temperatura minima (-5°C) della fibra inferiore



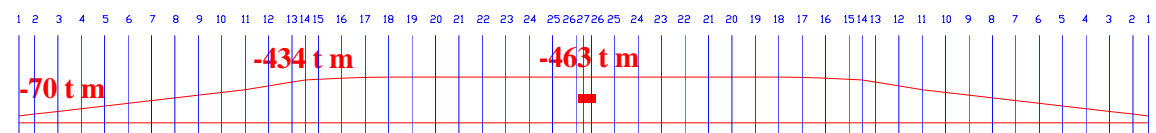
- **Diagramma 5.2c**

Il diagramma del momenti equivalenti della variazione di temperatura massima (10°C) della fibra superiore



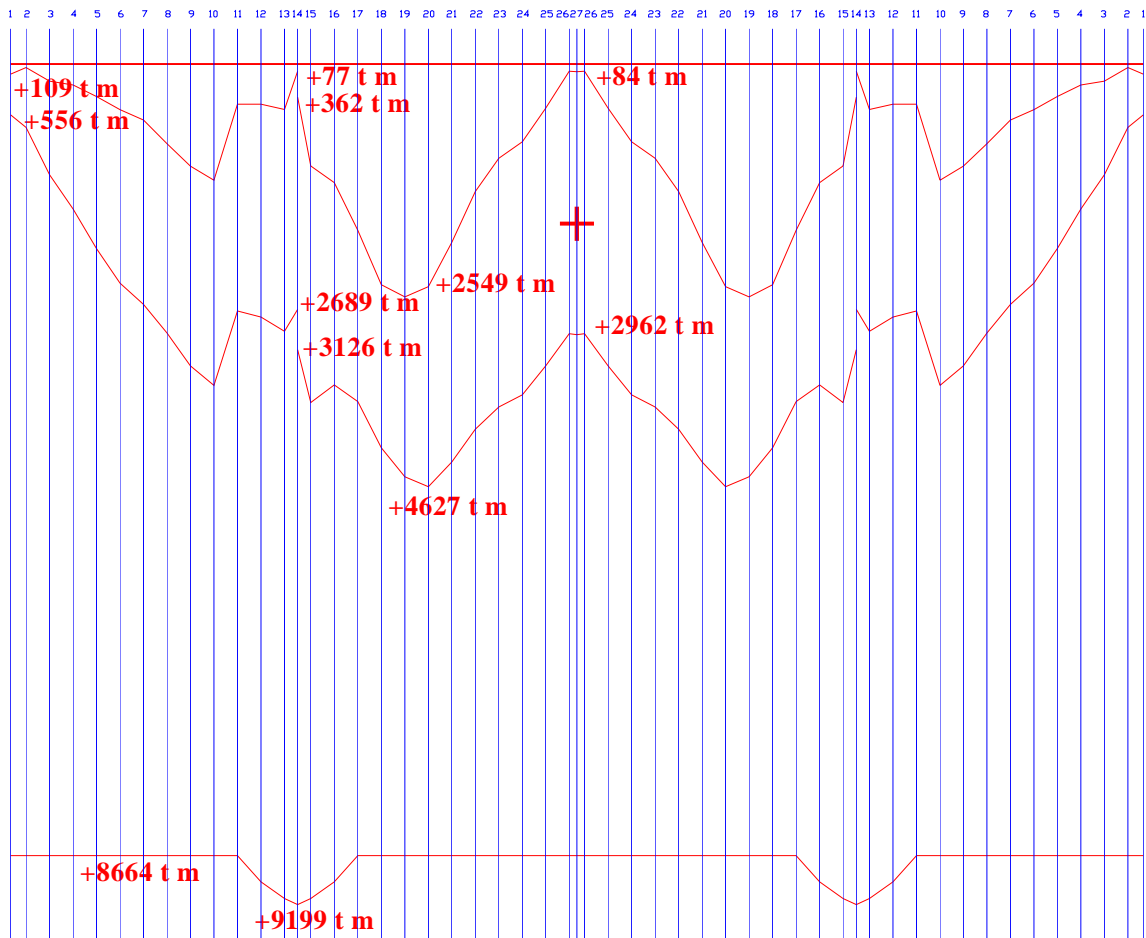
- **Diagramma 5.2d**

Il diagramma del momenti equivalenti della variazione di temperatura minima (-5°C) della fibra superiore



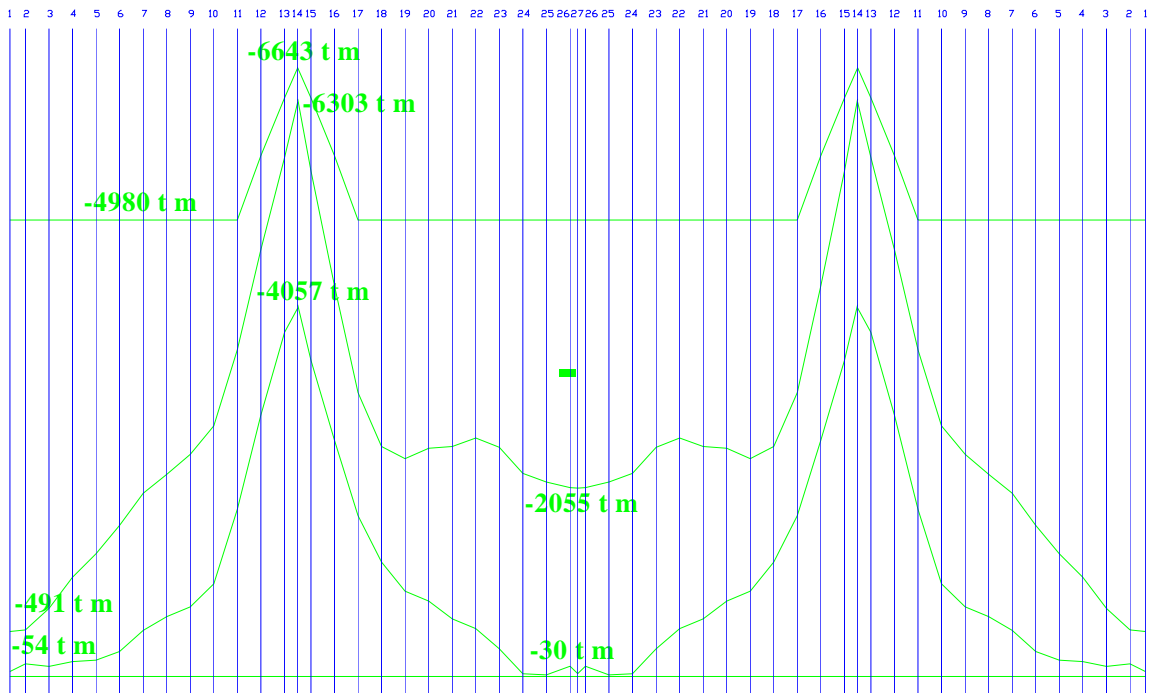
• **Diagramma 5.3**

Verifica dei momenti della fibra superiore rispetto ai valori equivalenti ammissibili combinando il **diagr. 4.2** della *Fase 4* con la combinazione dei **diagr. 5.1, 5.2a, 5.2b, 5.2c e 5.2d** della *Fase 5*. Tutti i momenti sono entro i valori utili.



• **Diagramma 5.4**

Verifica dei momenti della fibra inferiore rispetto ai valori equivalenti ammissibili combinando il **diagr. 4.3** della *Fase 4* con la combinazione dei **diagr. 5.1, 5.2a, 5.2b, 5.2c e 5.2d** della *Fase 5*. Tutti i momenti sono entro i valori utili.



6.5.6 Fase 6

Influenza del tempo

Con il trascorrere del tempo, i momenti nella struttura si modificano, a causa degli effetti della viscosità sui momenti relativi al peso proprio della trave a cassone e sui momenti relativi al post-tensionamento, e a causa dell'effetto delle perdite di precompressione. Questi tre effetti saranno considerati separatamente nei calcoli seguenti. La *Fase 6a* considererà la redistribuzione dei momenti relativi al peso proprio della trave a cassone dovuta alla viscosità, la *Fase 6b* comprenderà la redistribuzione dei momenti relativi al post-tensionamento dovuta alla viscosità, e la *Fase 6c* considererà l'effetto delle perdite di precompressione.

In tutti questi calcoli, il valore assunto del coefficiente di viscosità ϕ sarà compreso tra un valore superiore ed uno inferiore come segue:

$$\begin{cases} \phi_1 = 1,41 \\ \phi_2 = 1,05 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 1 - e^{-\phi_1} = 0,76 \\ 1 - e^{-\phi_2} = 0,65 \end{cases}$$

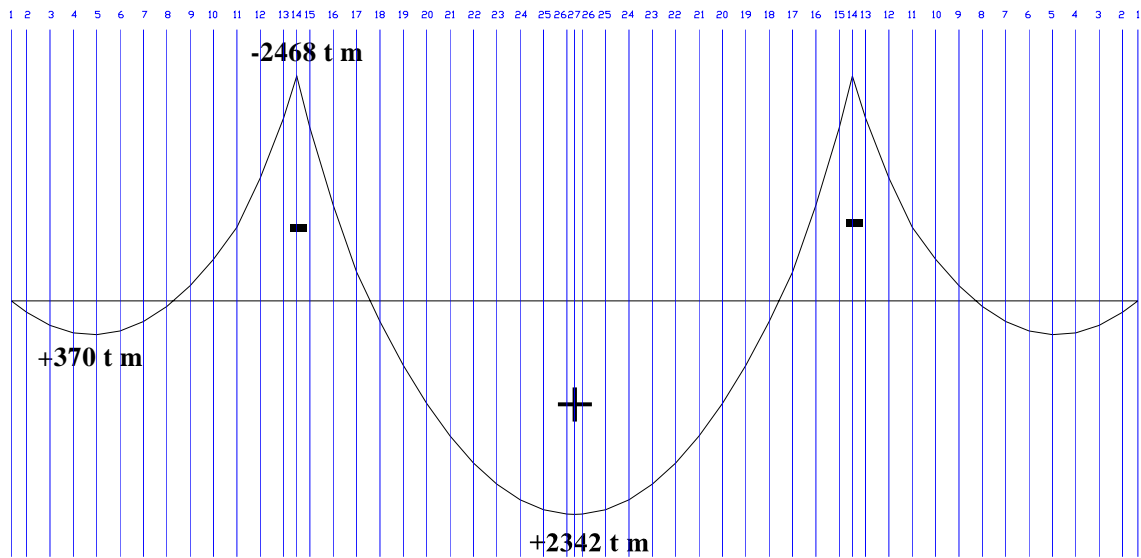
6.5.6.1 Fase 6a

**Ridistribuzione del momento relativo al peso proprio della trave
a cassone dovuta alla viscosità**

La procedura di calcolo è la seguente:

• **Diagramma 6a.1**

Il diagramma dei momenti relativi al peso proprio della trave a cassone (non includendo il sovraccarico permanente) nella struttura continua.



• **Diagramma 6a.2**

Il diagramma dei momenti relativi al peso proprio della trave a cassone al completamento dell'assemblaggio. Somma dei **diagr. 1.1** della *Fase 1*, **diagr. 2.1** della *Fase 2* e **diagr.3.1a** della *Fase 3*.

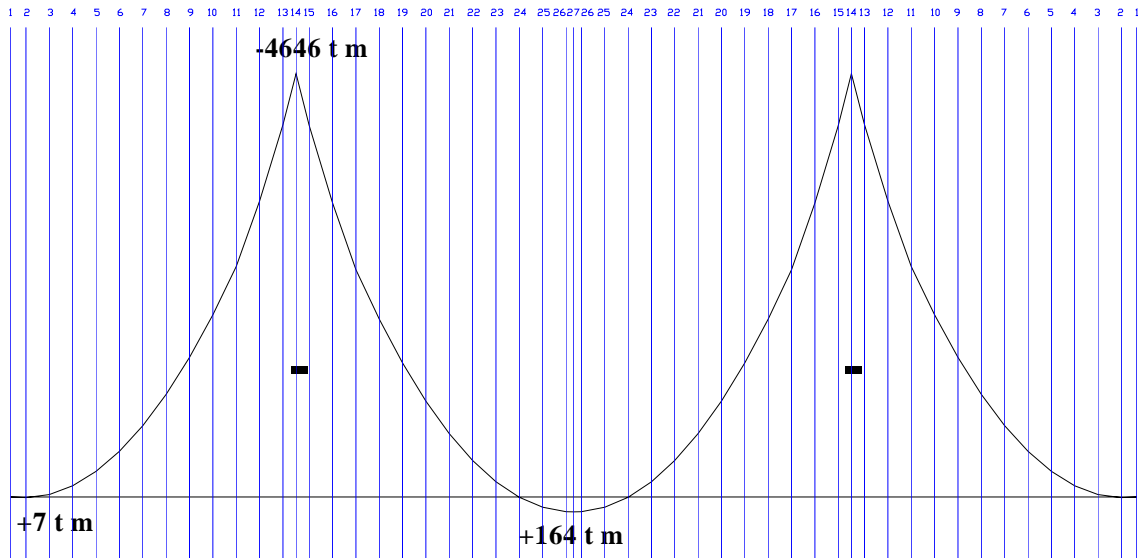
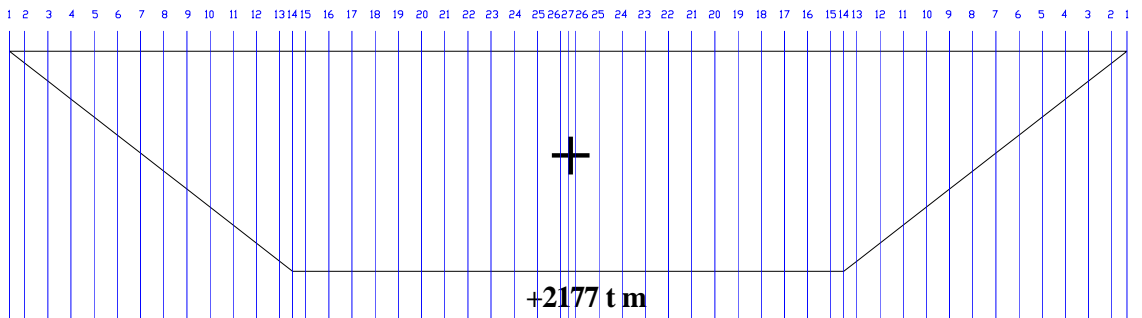


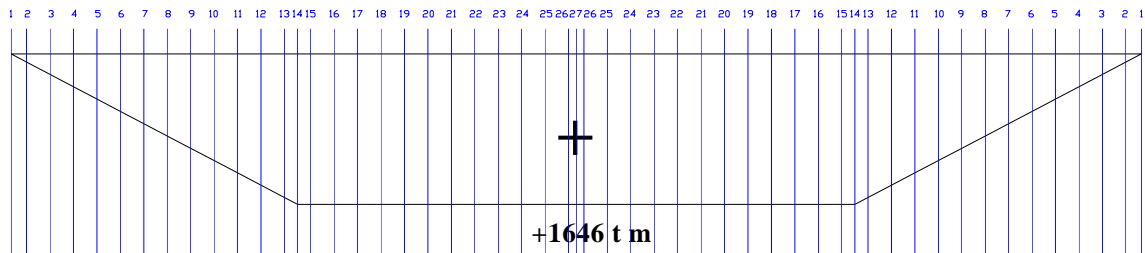
Diagramma 6a.3

La differenza tra i **diagr. 6a.1** e **6a.2** sopraccitati.



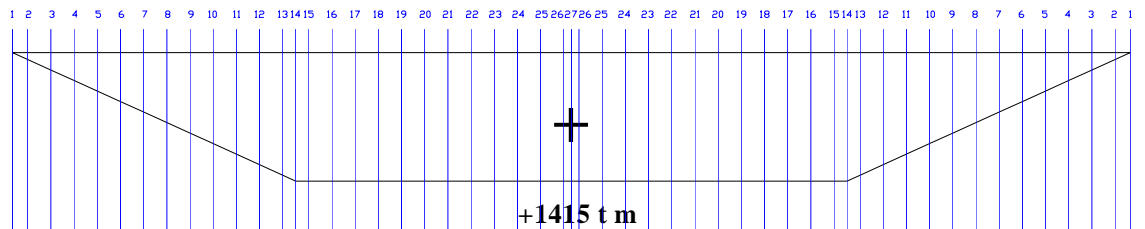
- **Diagramma 6a.4**

Moltiplicazione del **diagr. 6a.3** per il valore superiore del coefficiente di viscosità $1 - e^{-\phi_1}$ per provvedere una stima massima della redistribuzione del momento di viscosità relativo al peso proprio della trave a cassone.



- **Diagramma 6a.5**

Moltiplicazione del **diagr. 6a.3** per il valore inferiore del coefficiente di viscosità $1 - e^{-\phi_2}$ per provvedere una stima minima della redistribuzione del momento di viscosità relativo al peso proprio della trave a cassone.

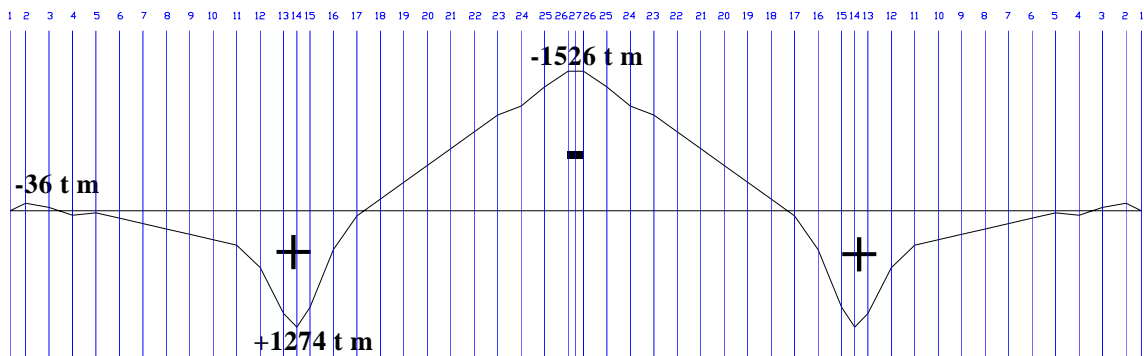


6.5.6.2 Fase 6b

Ridistribuzione del momento relativo al post-tensionamento
dovuta alla viscosità

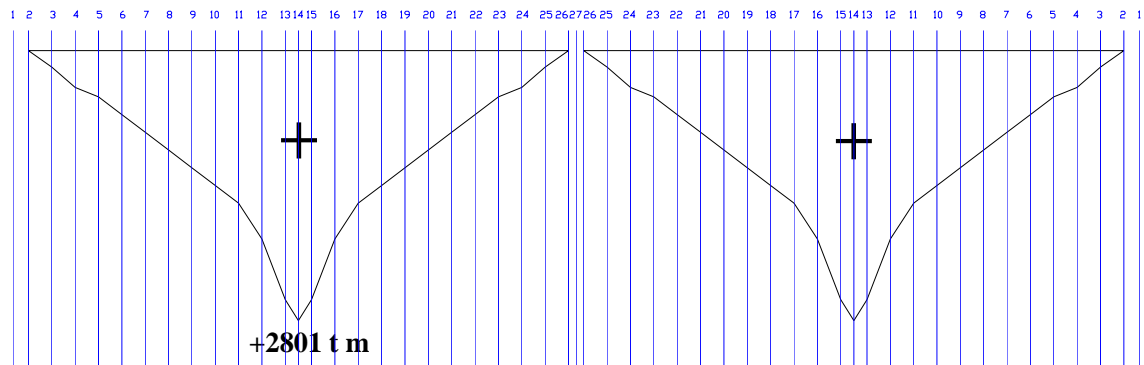
• **Diagramma 6b.1**

Gli effetti del post-tensionamento a sbalzo (*Gruppo I*) sulla struttura continua.



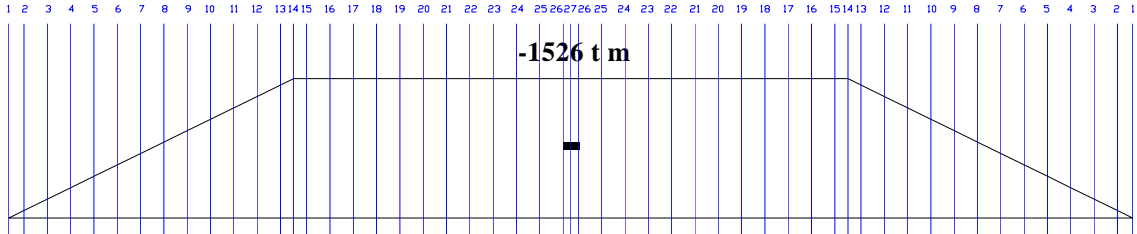
• **Diagramma 6b.2**

I momenti relativi al post-tensionamento a sbalzo alla fine dell'assemblaggio
(diagr. 1.4 della Fase I).



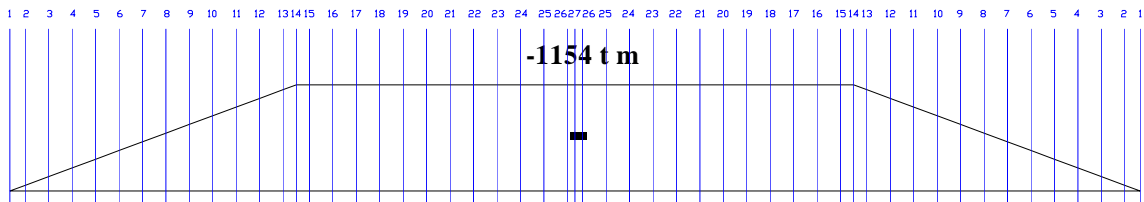
- **Diagramma 6b.3**

La differenza tra il **diagr. 6b.1** e **6b.2** sopraccitati.



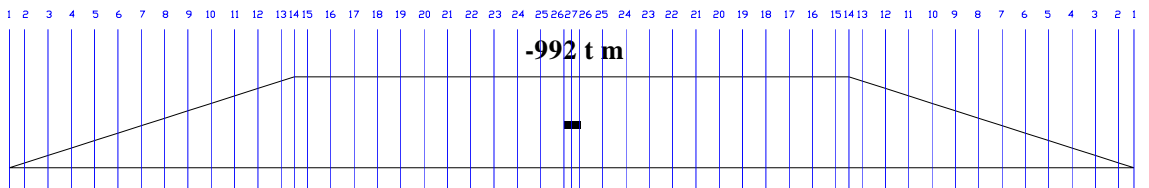
- **Diagramma 6b.4**

Moltiplicazione del **diagr. 6b.3** per il valore superiore del coefficiente di viscosità $1 - e^{-\phi_1}$ dando una stima massima della redistribuzione del momento relativo al post-tensionamento a sbalzo (*Gruppo I*) dovuta alla viscosità.



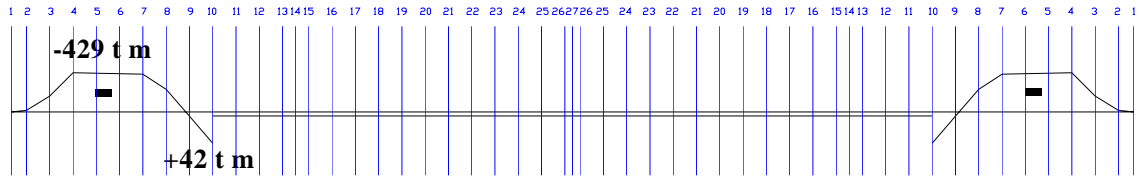
- **Diagramma 6b.5**

Moltiplicazione del **diagr. 6b.3** per il valore inferiore del coefficiente di viscosità $1 - e^{-\phi_2}$ dando una stima minima della redistribuzione del momento relativo al post-tensionamento a sbalzo (*Gruppo I*) dovuta alla viscosità.



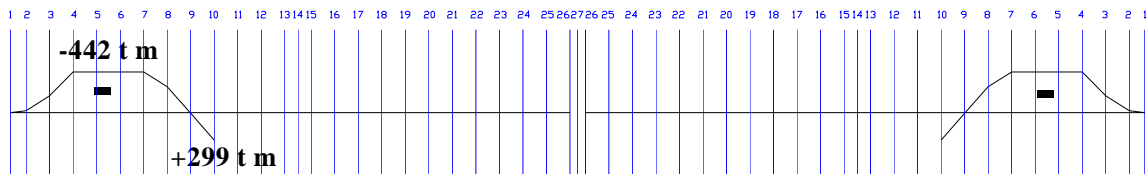
• **Diagramma 6b.6**

L'effetto del Gruppo 2 del post-tensionamento di continuità sulla struttura continua.



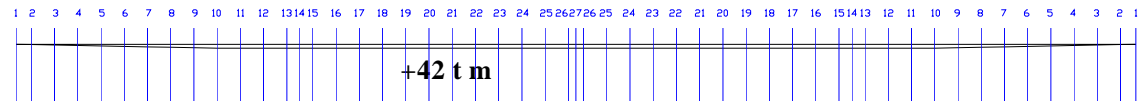
• **Diagramma 6b.7**

L'effetto del Gruppo 2 del post-tensionamento durante la costruzione (diagr. 2.3 della Fase 2).



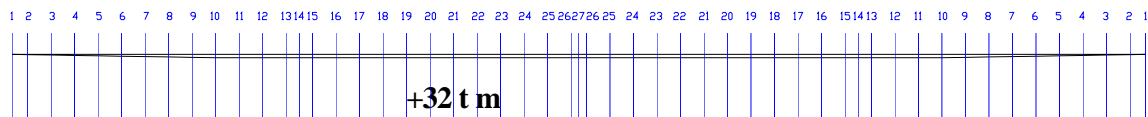
• **Diagramma 6b.8**

La differenza tra i diagr. 6b.6 e 6b.7 sopraccitati.



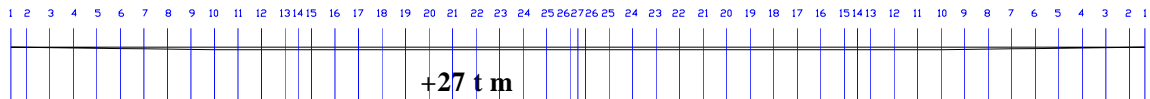
• **Diagramma 6b.9**

Moltiplicazione del diagr. 6b.8 per il valore superiore del coefficiente di viscosità $1 - e^{-\phi_1}$ dando una stima massima della redistribuzione del momento relativo Gruppo 2 di post-tensionamento dovuta alla viscosità.



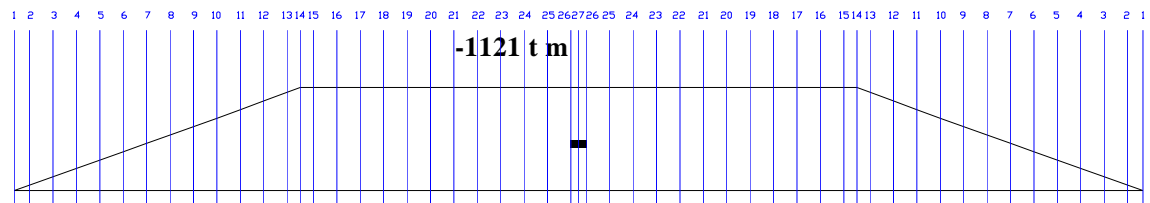
- **Diagramma 6b.10**

Moltiplicazione del **diagr. 6b.8** per il valore inferiore del coefficiente di viscosità $1 - e^{-\phi_2}$ dando una stima minima della redistribuzione del momento relativo *Gruppo 2* di post-tensionamento dovuta alla viscosità.



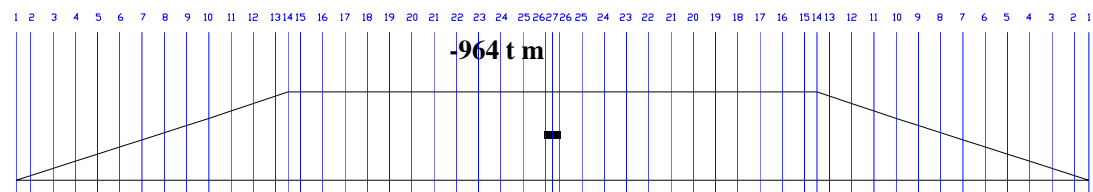
- **Diagramma 6b.11**

Combinazione dei **diagr. 6b.4** e **6b.9** per ottenere il valore superiore della redistribuzione totale dei momenti relativi al post-tensionamento dovuta alla viscosità.



- **Diagramma 6b.12**

Combinazione dei **diagr. 6b.5** e **6b.10** per ottenere il valore inferiore della redistribuzione totale dei momenti relativi al post-tensionamento dovuta alla viscosità.



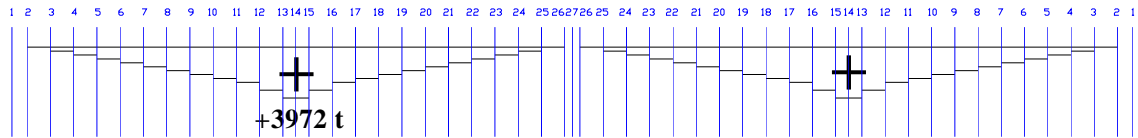
6.5.6.3 Fase 6c

Effetti delle perdite di precompressione

Le perdite di precompressione dovute all'attrito, all'accorciamento elastico, al ritiro e alla viscosità sono state assunte come il 14% delle forze iniziali.

- **Diagramma 6c.1**

Il diagramma della forza di armatura del Gruppo 1 di post-tensionamento moltiplicato per la percentuale della perdita di precompressione.



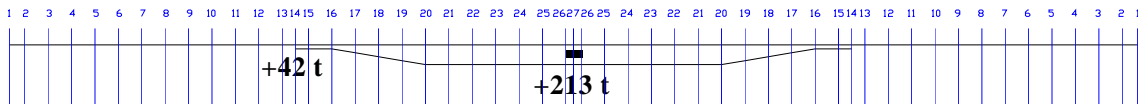
- **Diagramma 6c.2**

Il diagramma della forza di armatura del Gruppo 2 di post-tensionamento moltiplicato per la percentuale della perdita di precompressione.



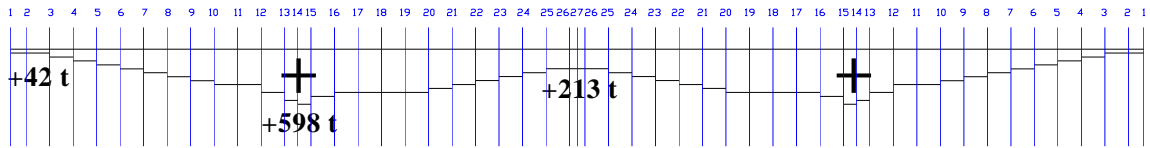
- **Diagramma 6c.3**

Il diagramma della forza di armatura del Gruppo 3 di post-tensionamento moltiplicato per la percentuale della perdita di precompressione.



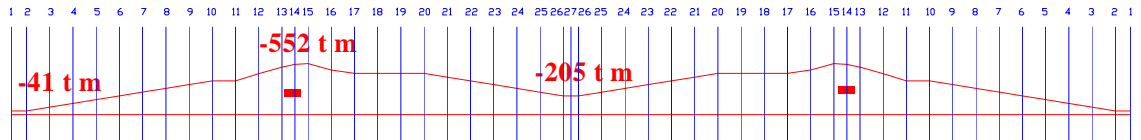
• **Diagramma 6c.4**

La somma dei **diagr. 6c.1, 6c.2 e 6c.3.**



• **Diagramma 6c.5**

La moltiplicazione del **diagr. 6c.4** con il modulo di resistenza superiore W_{sup} e dividendo per l'area della sezione A. Questo è l'effetto della perdita della forza di precompressione relativo alla fibra superiore espresso come un *momento equivalente*.



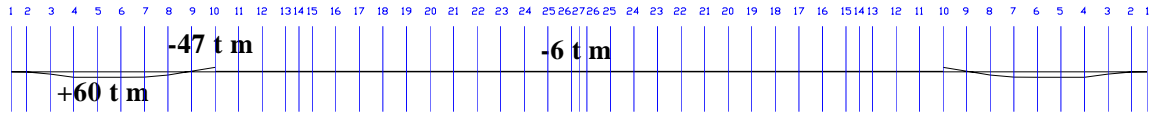
• **Diagramma 6c.6**

La moltiplicazione del **diagr. 6c.4** con il modulo di resistenza inferiore W_{inf} e dividendo per l'area della sezione A. Questo è l'effetto della perdita della forza di precompressione relativo alla fibra inferiore espresso come un *momento equivalente*.



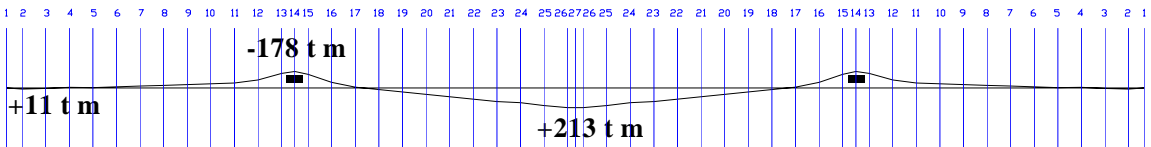
• **Diagramma 6c.7**

Il diagramma dei momenti flessionali relativi al *Gruppo 2* di post-tensionamento di continuità nello schema continuo moltiplicati per la percentuale della perdita di precompressione.



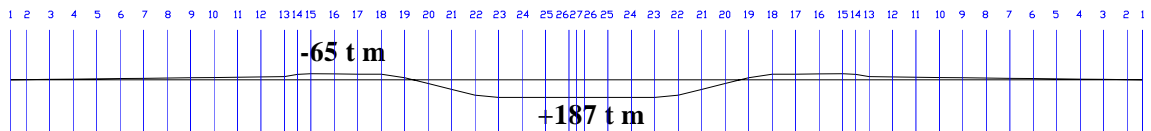
• **Diagramma 6c.8**

Il diagramma dei momenti flessionali relativi al *Gruppo 1* di post-tensionamento a sbalzo nello schema continuo moltiplicati per la percentuale della perdita di precompressione.



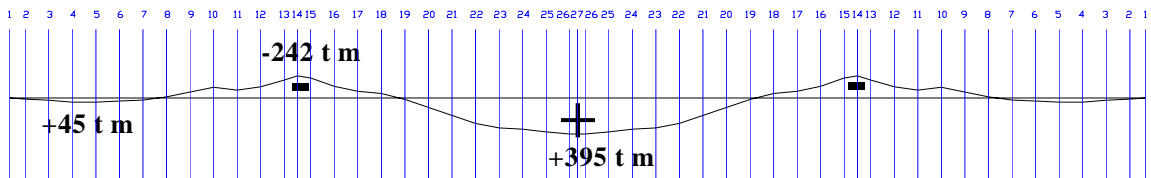
• **Diagramma 6c.9**

Il diagramma dei momenti flessionali relativi al *Gruppo 3* di post-tensionamento di continuità nello schema continuo moltiplicati per la percentuale della perdita di precompressione.



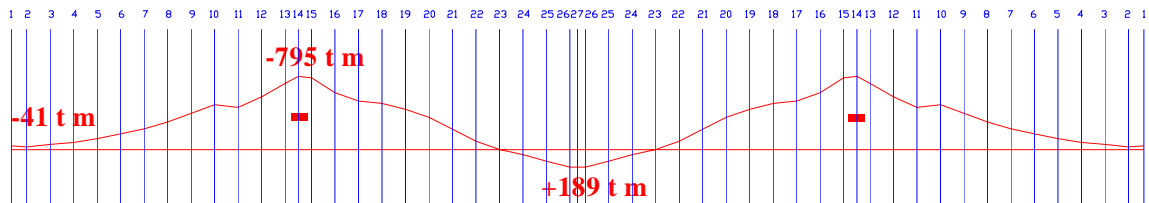
• **Diagramma 6c.10**

Somma dei **diagr. 6c.7, 6c.8 e 6c.9.**



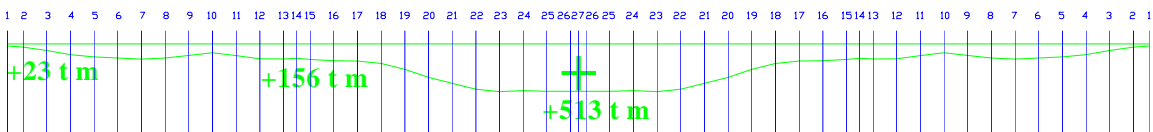
- **Diagramma 6c.11**

Il diagramma dei momenti flessionali totali equivalenti relativo alla fibra superiore dovute alle perdite di precompressione ottenuto addizionando il **diagr. 6c.10 e 6c.5.**



- **Diagramma 6c.12**

Il diagramma dei momenti flessionali totali equivalenti relativo alla fibra inferiore dovute alle perdite di precompressione ottenuto addizionando il **diagr. 6c.10 e 6c.6.**

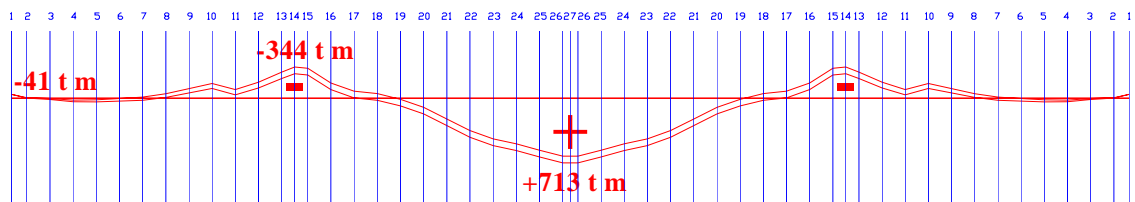


6.5.7 Fase 7

Verifica di tensione finale

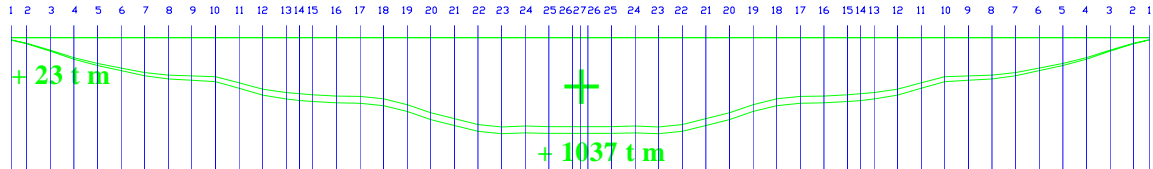
- **Diagramma 7.1**

Effetti totali nel tempo (massimo e minimo) delle *Fase 6a*, *6b* e *6c* relativo alla fibra superiore.



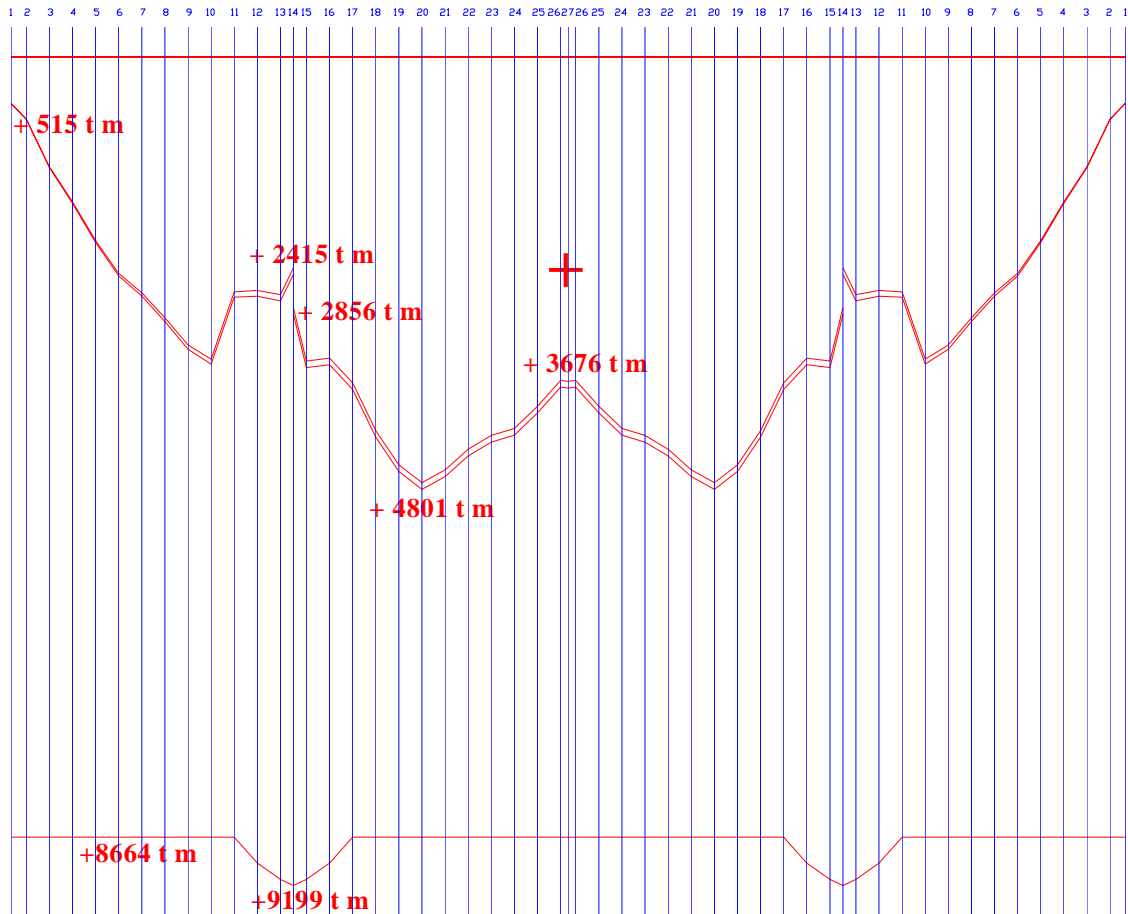
- **Diagramma 7.2**

Effetti totali nel tempo (massimo e minimo) delle *Fase 6a*, *6b* e *6c* relativo alla fibra inferiore.



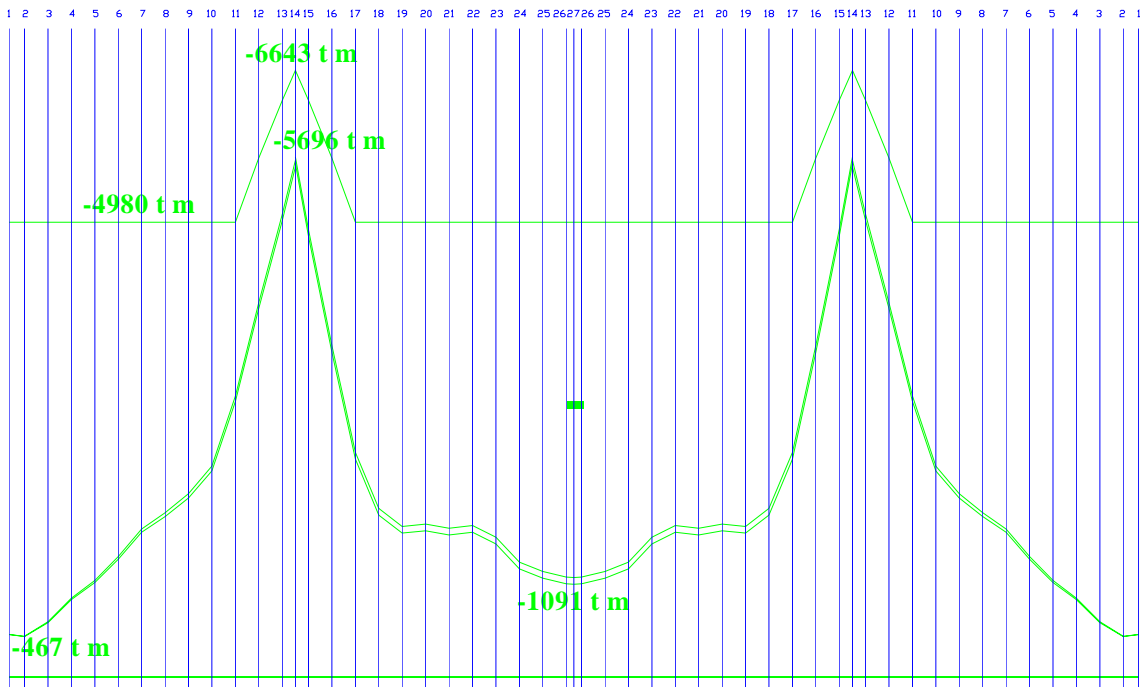
• **Diagramma 7.3**

Verifica di tensione finale relativa alla fibra superiore determinata dalla combinazione del **diagr. 7.1** sopraccitato con il **diagr. 5.3** della *Fase 5*.



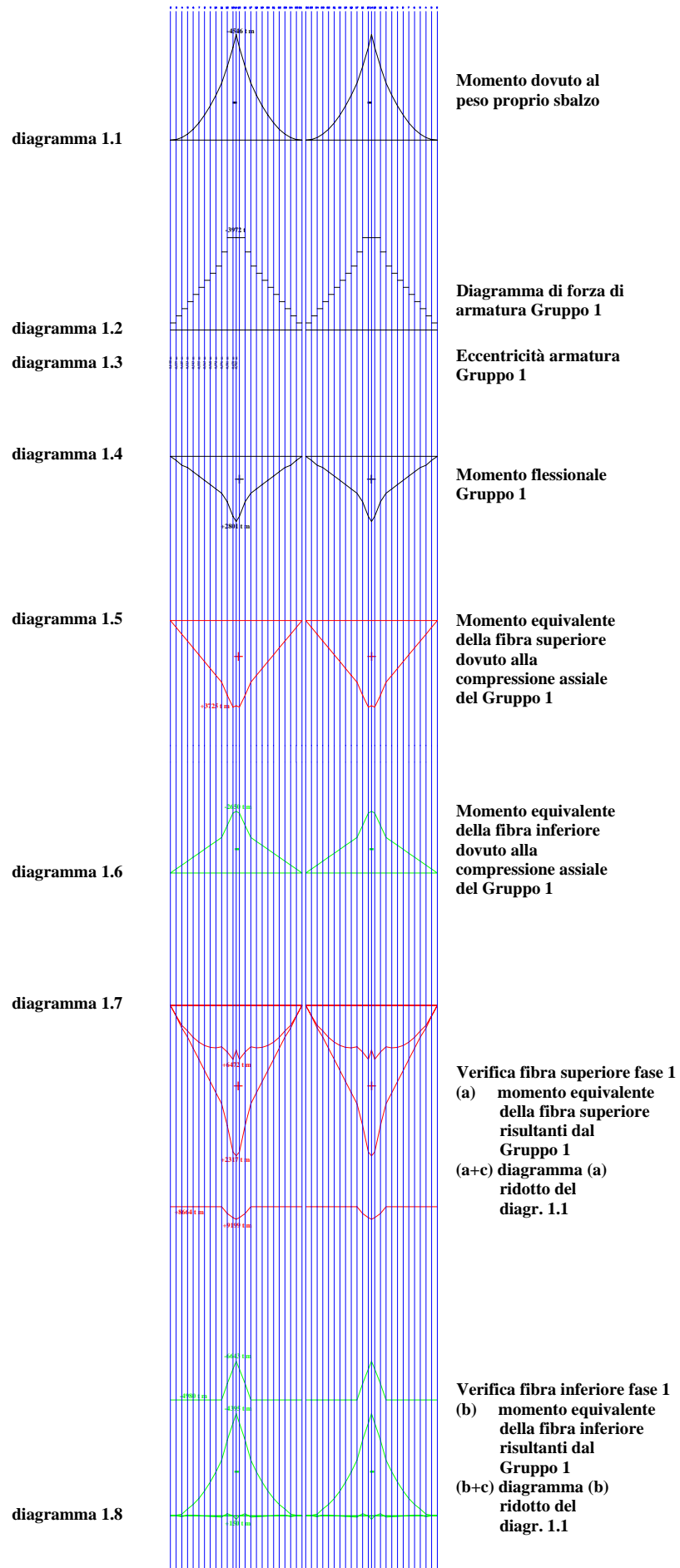
• **Diagramma 7.4**

Verifica di tensione finale relativa alla fibra inferiore determinato dalla combinazione del **diagr. 7.2** sopraccitato con il **diagr. 5.4** della *Fase 5*.



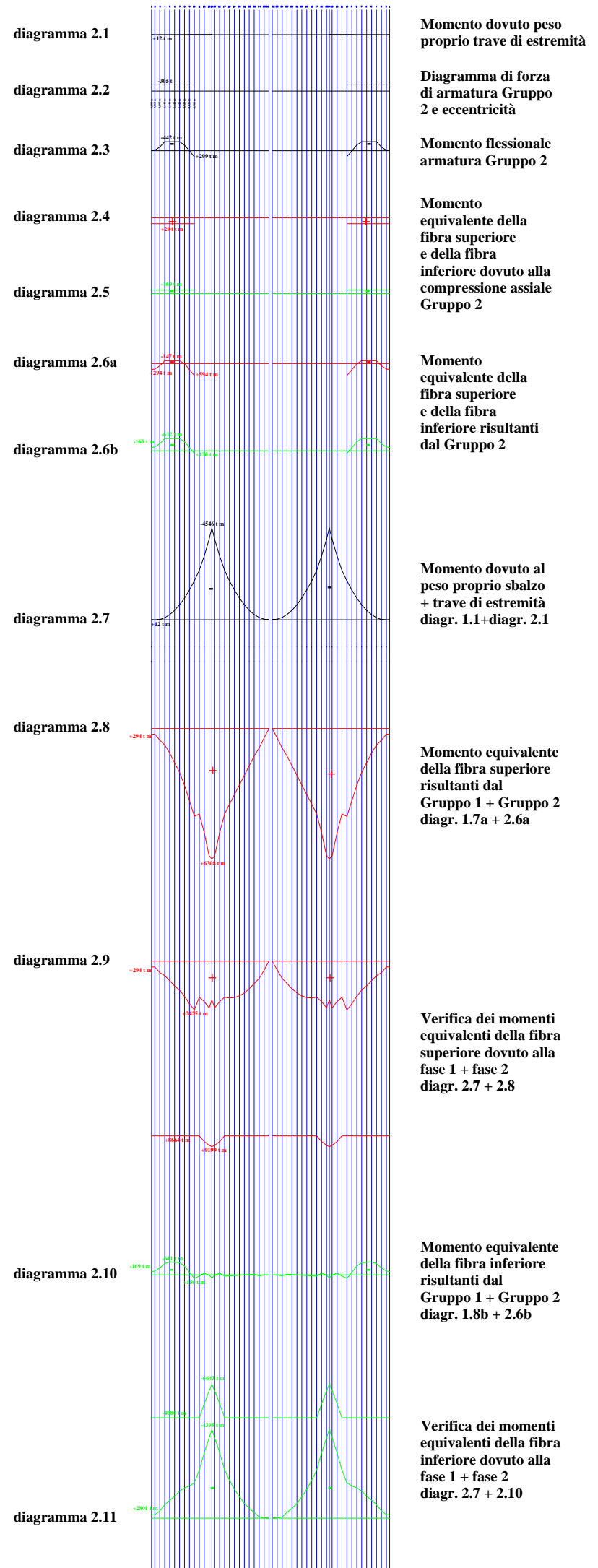
FASE 1

**Sbalzo iniziale +
post-tensionamento
a sbalzo Gruppo 1**

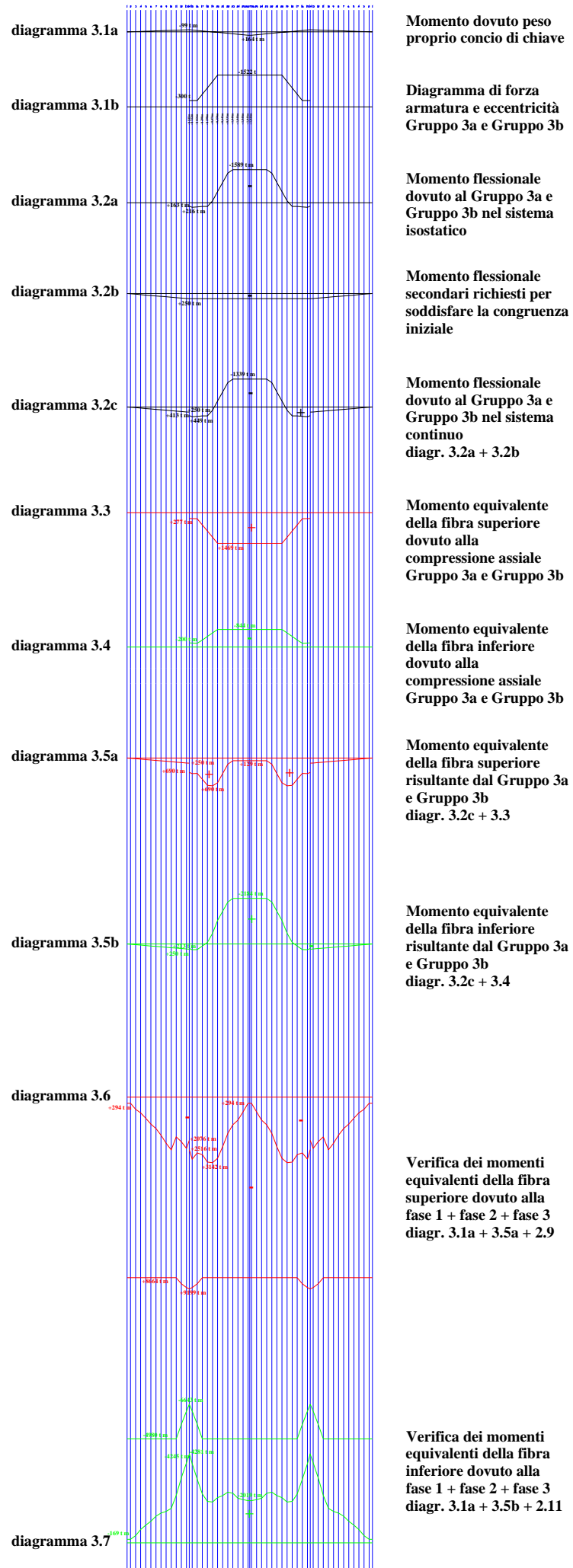


FASE 2

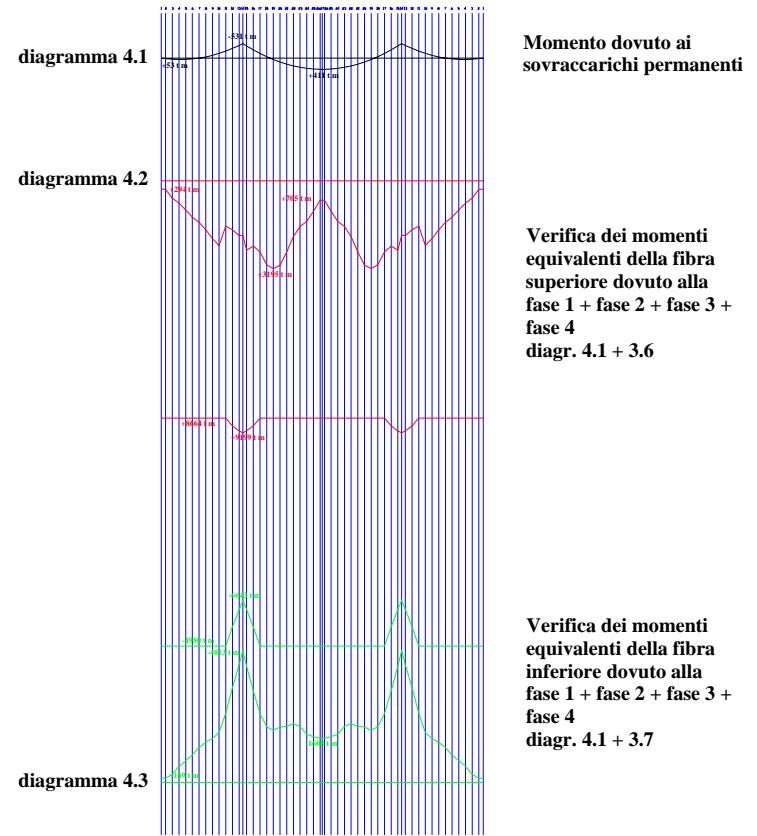
**Completamento
campata di coda +
post-tensionamento
di continuità
Gruppo 2**



Completamento campata centrale + post-tensionamento di continuità Gruppo 3a e Gruppo 3b

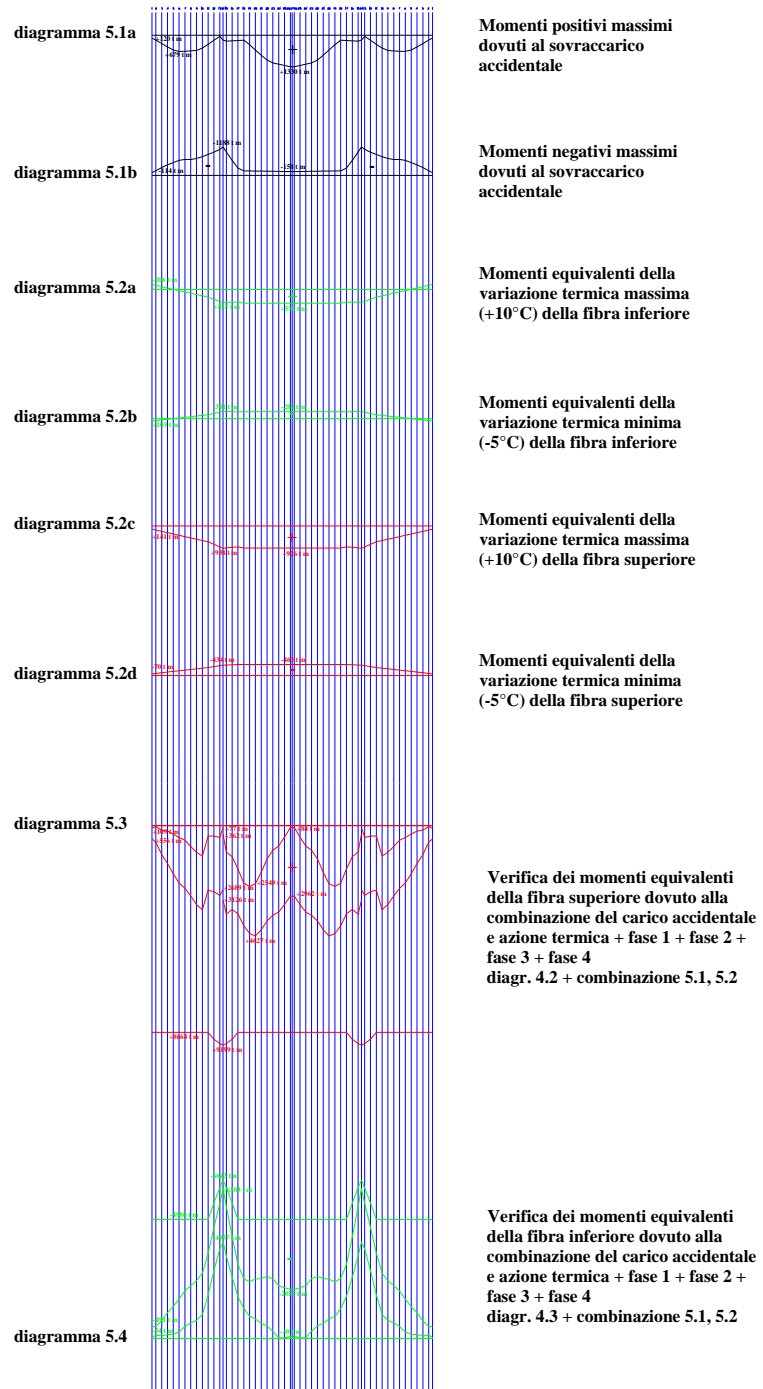


Somma dei sovraccarichi permanenti



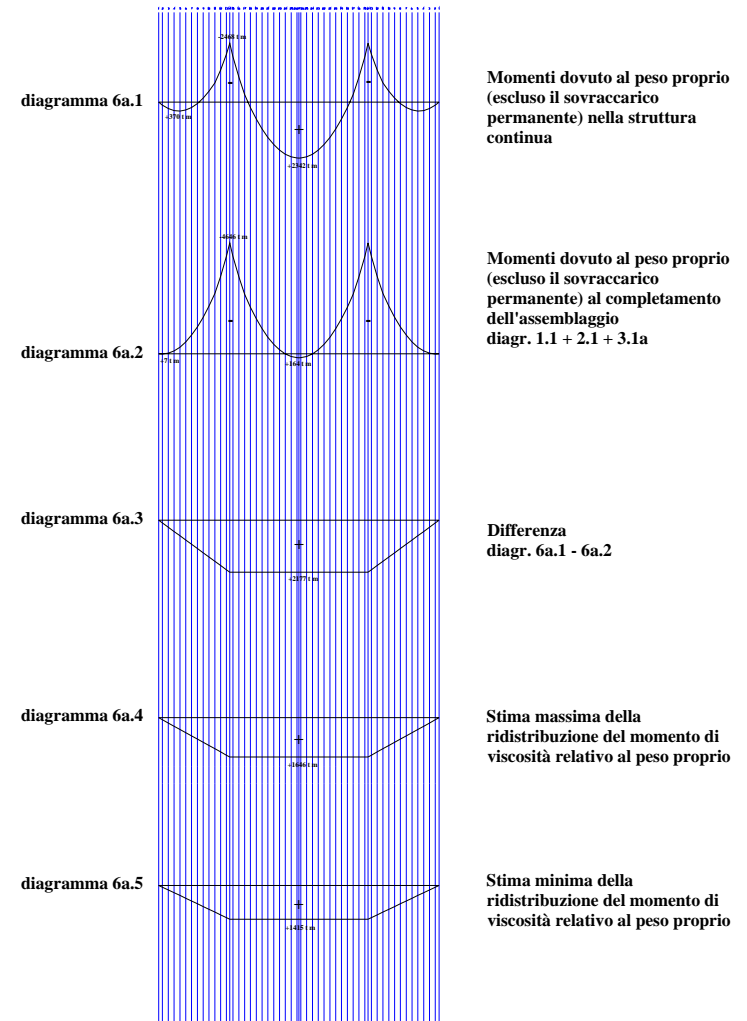
FASE 5

Applicazione del sovraccarico accidentale e dell'azione dovuta agli effetti termici trasversali



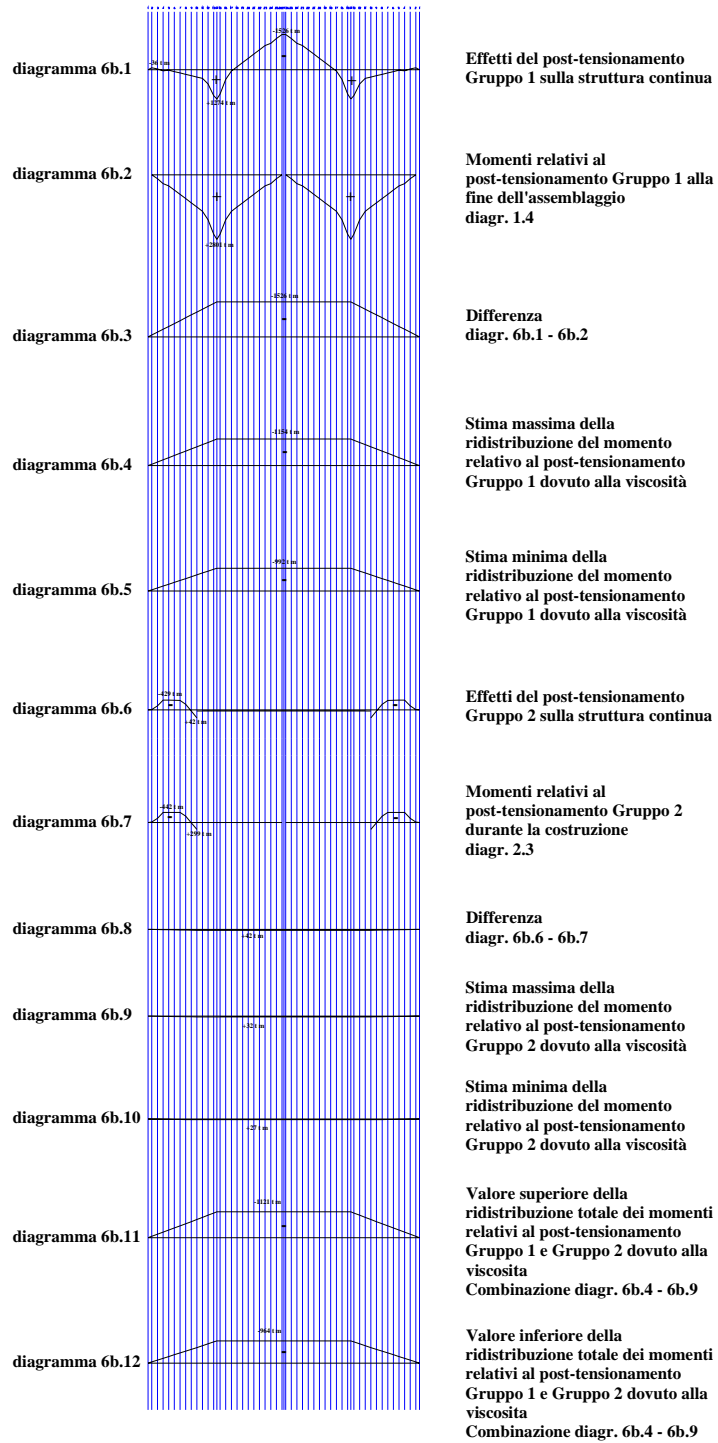
FASE 6a

Ridistribuzione del momento relativo al peso proprio della trave a cassone dovuta alla viscosità



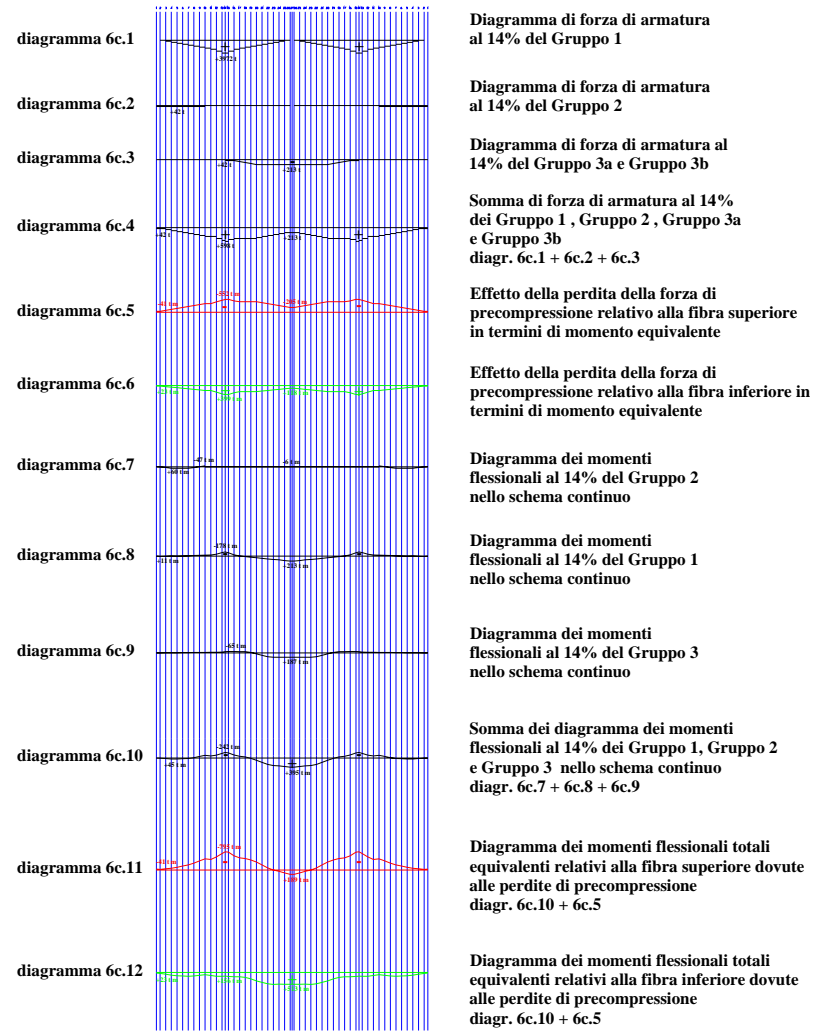
FASE 6b

Ridistribuzione del momento relativo post-tensionamento dovuta alla viscosità



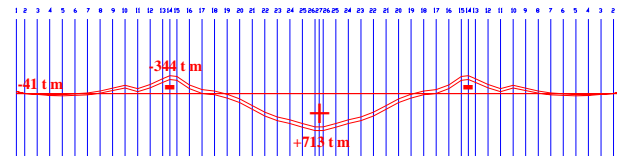
FASE 6c

Effetti delle perdite di precompressione



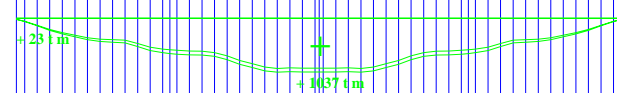
FASE 7

diagramma 7.1



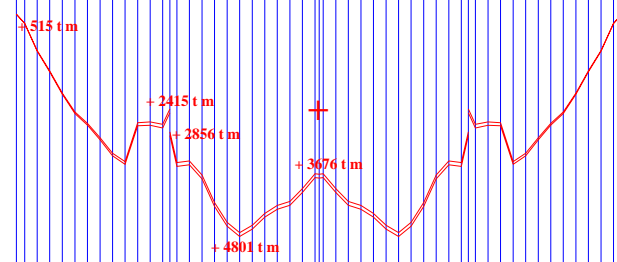
Effetti totali nel tempo (massimo e minimo) della Fase 6a, 6b, e 6c relativo alla fibra superiore

diagramma 7.2



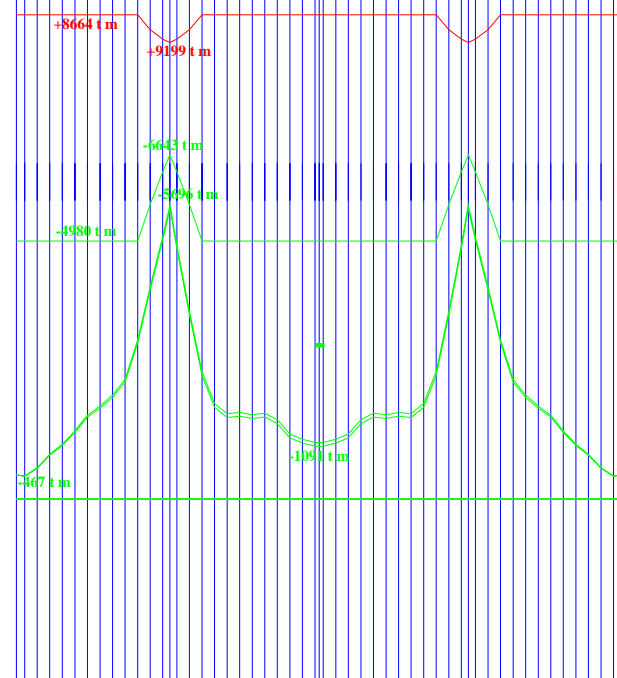
Effetti totali nel tempo (massimo e minimo) della Fase 6a, 6b, e 6c relativo alla fibra inferiore

diagramma 7.3



Verifica di tensioni finale in termini di momento equivalente relativa alla fibra superiore
Combinazione diagr. 7.1 , 5.3

diagramma 7.4



Verifica di tensioni finale in termini di momento equivalente relativa alla fibra superiore
Combinazione diagr. 7.1 , 5.3

Bibliografia

Riferimenti Fotografici

- [F1] *L'Industria Italiana del Cemento*, Novembre 1994, p. 687;
- [F2] www.structurae.de;
- [F3] *L'Industria Italiana del Cemento*, Settembre 1990, p. 756;
- [F4] *L'Industria Italiana del Cemento*, Giugno 1992, p. 387;
- [F5] *L'Industria Italiana del Cemento*, Settembre 1992, p. 543;
- [F6] *L'Industria Italiana del Cemento*, Giugno 1998, p. 528;
- [F7] *L'Industria Italiana del Cemento*, Gennaio 1996, p. 31;
- [F8] *L'Industria Italiana del Cemento*, Febbraio 1998, p. 130;
- [F9] *L'Industria Italiana del Cemento*, Giugno 1998, p. 531;
- [F10] Naaman A. E., *Prestressed Concrete Analysis and Design*, Usa, McGraw-Hill, 1982, p. 548;
- [F11] *L'Industria Italiana del Cemento*, Gennaio 1996, p. 55;
- [F12] *L'Industria Italiana del Cemento*, Gennaio 2004, p. 38;
- [F13] Petrangeli M. P., *Progettazione e costruzione di ponti*, Milano, Casa Editrice Ambrosiana, 2001, p. 232;
- [F14] *L'Industria Italiana del Cemento*, Dicembre 1996, p. 873;
- [F15] *L'Industria Italiana del Cemento*, Giugno 2002, p. 532;
- [F16] Petrangeli M. P., *Progettazione e costruzione di ponti*, Milano, Casa Editrice Ambrosiana, 2001, p. 246;
- [F17] Petrangeli M. P., *Progettazione e costruzione di ponti*, Milano, Casa Editrice Ambrosiana, 2001, p. 230;
- [F18] *L'Industria Italiana del Cemento*, Giugno 1991, p. 381;

- [F19] Naaman A. E., *Prestressed Concrete Analysis and Design*, Usa, McGraw-Hill, 1982, p. 265;
- [F20] Naaman A. E., *Prestressed Concrete Analysis and Design*, Usa, McGraw-Hill, 1982, p. 550.

Note Bibliografiche

- [1] A. J. Moreton, “Segmental Bridge Construction in Florida – A Review and perspective”, in *PCI Journal*, Maggio-Giugno 1989, pp. 36-77;
- [2] “Il ponte sul fiume torride a Bideford nel Devon (Gran Bretagna), in *L’Industria Italiana del Cemento*, Settembre 1990, pp. 748-761;
- [3] Mancini G., “Il viadotto Vallone Marzo per l’autostrada Messina-Palermo nei pressi di Cefalù”, in *L’Industria Italiana del Cemento*, Giugno 1992, pp. 386-401;
- [4] Zorutti P., “Il raccordo autostradale di Grangetown presso Cardiff nel Galles”, in *L’Industria Italiana del Cemento*, Settembre 1992, pp. 536-553;
- [5] Venafro R., “Il viadotto a conci prefabbricati per l’Autostrada H-3 delle Hawaii, in *L’Industria Italiana del Cemento*, Gennaio 1996, pp. 30-41;
- [6] Mazzi A., Senis F., “Il ponte ‘sdoppiato’ Seabreeze a Daytona Beach in Florida, U.S.A.”, in *L’Industria Italiana del Cemento*, Febbraio 1998, pp. 122-137;

- [7] Arcangeli A., “Struttura di c.a. per la superstrada sopraelevata di Bangkok”, in *L’Industria Italiana del Cemento*, Giugno 1998, pp. 524-535;
- [8] “Il Viadotto Amont a Grenoble”, in *L’Industria Italiana del Cemento*, Gennaio 1996, p. 55-57;
- [9] Moro F., “Considerazioni generali sugli aspetti teorici e progettuali delle costruzioni in c.a. e c.a.p.”, parte seconda, in *L’Industria Italiana del Cemento*, Settembre 1995, pp. 3-9;
- [10] Italiano S. G., “Sul Danubio”, in *L’Industria Italiana del Cemento*, Gennaio 2004, pp. 34-47;
- [11] Rosignoli M., “L’interazione avambecco-impalcato nei ponti in c.a.p. realizzati per varo frontale”, in *L’Industria Italiana del Cemento*, Marzo 1995, pp. 178-185;
- [12] Rosignoli M., “Sul dimensionamento degli impalcati da ponte in c.a.p. realizzati per varo frontale progressivo”, in *L’Industria Italiana del Cemento*, Dicembre 1996, pp. 872-879;
- [13] Batoli C., Rosignoli M., “La ‘spinta’ del calcestruzzo”, in *L’Industria Italiana del Cemento*, Giugno 2002, pp. 524-539.
- [14] Ciampoli M., “La sopraelevata urbana “Westgate” a Melbourne”, in *L’Industria Italiana del Cemento*, Giugno 1991, pp. 376-391.

Testi consultati

- Gallo A., Contaldo M., *I ponti a conci prefabbricati (Segmental Bridges)*, Anno Accademico 2002-2003, tesi di laurea;
- Ghinassi G., J. Fazio, G. Dreas, *Viscosità e metodi costruttivi nei ponti in c.a.p. a travata continua, realizzati per fasi*, Firenze, Alinea editrice, 1994
- Giacobini E., Contaldo M., *La Precompressione delle Strutture in c.a. mediante cavi non aderenti*, tesi di laurea, anno accademico 1996-97;
- *L'Industria Italiana del Cemento*, Gennaio 1990 - Aprile 2004;
- Naaman A. E., *Prestressed Concrete Analysis and Design*, Usa, McGraw-Hill, Inc., 1982;
- Petrangeli M. P., *Progettazione e costruzione di ponti*, Milano, Casa Editrice Ambrosiana, 2001;
- *Precast Segmental Box Girder Bridge Manual*, Post-tensioning Institute, Prestressed Concrete Institute, Chicago, Illinois, 1978.

Siti web consultati

www.structurae.de

www.fhwa.dot.gov/bridge

www.manuals.dot.state.tx.us

www.cement.org/bridge

www.icivilengineer.com

...ringrazio *mia madre* per la sua costante presenza e complicità e per l'appoggio economico (incondizionato) durante questi anni...

mio padre per tutti quei "sacrifici" affrontati che mi permettono oggi di terminare questo viaggio e diventare "ingegnere"... nonostante il suo sogno sia da sempre stato di avere un figlio "dottore"; ne approfitto, comunque, per dimostrargli che "non ho preso la pensione all'università" e ancora oggi dubito seriamente che lui, al mio posto, sarebbe stato capace, come sostiene, di prendersi "2 lauree"(si sarebbe ritirato dopo una settimana di corsi)...

Antonietta, per la "mia-sua-nostra" 600; senza, questa laurea avrebbe continuato ad aspettare...

Terry & Antonietta, per l'ospitalità "parassitaria" offertami in via Piave e avermi così evitato di morire facendo il pendolare...

FRANCESCO, per i consigli e l'incoraggiamento; ma soprattutto per quel materiale, di importanza incalcolabile, che ha dato poi forma a questa tesi...

Prof. Michele Contaldo per avermi trasmesso la passione per la costruzione dei ponti e per le avvincenti e indimenticabili lezioni...

Antonio Gallo per la sua enorme disponibilità e il materiale "americano"...

Giuseppe Zagari, il mago del FEM, per le centinaia di ore che ha dedicato allo studio dei diagrammi contenuti in questa tesi...

Michele, per avermi accompagnato in quest'avventura e reso unici questi anni; abbiamo iniziato insieme, condividendo il primo esame, e nonostante anni separati inseguendo traguardi diversi, ci ritroviamo oggi, amici e "fratelli", a laurearci nella stessa sessione...

Nonna Antonietta, per tutti quegli esami studiati sulla sua terrazza tra granite e thè al limone...

Luigi, per le curiosità informatiche, il portatile, lo scanner...

Evelina & Pino, per essere stati la mia seconda famiglia durante quest'ultimo periodo cosentino e per i numerosi pranzi "casalinghi" (è difatti universalmente noto il mio odio per qualsiasi tipo di mensa)...

Inoltre, ringrazio il carpentiere *Giorgio Scavello* per l'esperienza acquisita sul "campo", impagabile e preziosa...

Vorrei inoltre ricordare mia zia **Carmeluccia**, perché nonostante oggi non ci sia, la immagino in prima fila ad assistere alla mia proclamazione come "ingegnere"...

Ringrazio infine chi ha contribuito maggiormente alla stesura di questa tesi.

...

Chi ha scelto il tipo, lo stile e le dimensioni dei caratteri...

Chi ha scelto il formato dei rientri e dell'interlinea...

Chi ha scelto l'allineamento delle immagini, dei diagrammi e delle figure...

Chi ha scelto l'impostazione dei margini delle pagine e le note...

Chi ha scelto il colore e il tipo della copertina...

Chi ha scelto lo stile dei paragrafi...

Chi ha contribuito a fotocopiare 15 anni della rivista "iic" sull'argomento ...

Chi ha realizzato le diapositive per la presentazione ...

Chi ha corretto tutti gli errori di scrittura della pre stampa...

Chi ha tradotto l'impossibile sul tema *Precast Segmental Box Girder Bridges*...

Chi s'infuriò quando il Relatore mi consigliò di spostare un paragrafo in un altro capitolo ...

Chi ha scritto la dedica e il riferimento sui ponti del romanzo di Dickens...

...E' giunto il momento di concludere questa tesi...

...e di farlo come l'ho iniziata:

Ad Angela