



PREVENZIONE DEL DEGRADO DEI PONTI IN C.A.P. CON LA PRECOMPRESSIONE BILANCIATA. IL PONTE FUNICOLARE

Marcello Arici^{*}, Michele Fabio Granata^{*}

^{*} Università di Palermo
Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale e dei Materiali (DICAM)
Viale delle Scienze, 90128 Palermo, Italy
marcello.arici@unipa.it

Sommario

La trave e l'arco hanno comportamenti strutturali completamente differenti. La trave infatti, sotto l'effetto dei carichi applicati, ha un comportamento tipicamente flessionale mentre l'arco, grazie alla spinta e alla sua curvatura geometrica, può essere progettato con un comportamento funicolare a prevalenza assiale. Le strutture precomprese possono combinare intelligentemente questi due diversi comportamenti e la precompressione può essere favorevolmente utilizzata per trasformare la trave in una struttura funicolare, analoga ad un arco, con comportamento prevalentemente assiale. In questa nota viene presentata una filosofia di progetto per lo studio dei ponti a piastra precompressi, basata sul "Load Balancing Method", con la finalità di eliminare le deformazioni di tipo flessionale dovute ai carichi permanenti e limitare le deformazioni differite dovute alla viscosità nel calcestruzzo. Gli aspetti relativi alla evoluzione nel tempo delle deformazioni e delle sollecitazioni dovuti ai fenomeni viscosi sono analizzati e discussi applicando i principi della visco-elasticità lineare. La precompressione viene valutata e dimensionata come carico equivalente che controbilancia i carichi permanenti applicati, rendendo nulle le deformazioni elastiche flessionali prodotte dai carichi, eliminando in tal modo anche le deformazioni differite dovute alla viscosità. Viene proposta una ottimizzazione del comportamento strutturale nei ponti a piastra, tramite l'uso della precompressione bilanciata nelle due direzioni. La determinazione della forma più conveniente della struttura viene ricavata considerando la variazione dello spessore nei ponti a piastra e del layout dei cavi di precompressione, garantendo la realizzazione del comportamento funicolare e l'eliminazione delle deformazioni differite di tipo flessionale sotto l'azione dei carichi fissi. Questi concetti vengono utilizzati quali criteri di "Conceptual Design" per ottenere un comportamento ottimale e per prevenire l'azione del degrado nelle strutture di ponti in c.a.p. Il "caso studio" relativo a un ponte a piastra, progettato dall'autore e costruito negli anni '80 a Jeddah in Arabia Saudita, viene presentato e discusso. Ciò allo scopo di mostrare la utilità e convenienza dell'approccio proposto, alla luce del tempo di esercizio trascorso.

1 INTRODUZIONE

Se la rivoluzione francese con i concetti di libertà, eguaglianza e solidarietà può essere guardata come l'inizio del pensiero moderno, la nascita della meccanica analitica si deve in quegli anni agli studi di Eulero e Lagrange, mentre Cauchy, Navier e De Saint-Venant pongono le basi della meccanica strutturale.

Anche nel mondo delle costruzioni si ha, intorno a quel periodo, una profonda rivoluzione nei materiali. Per secoli la quasi totalità delle costruzioni era stata realizzata, in tutti i paesi e tutte le culture, solo con due materiali, la pietra ed il legno presenti in natura, a cui occorreva dare soltanto una forma costruttiva non richiedendo i due materiali alcun processo di trasformazione. La pietra era utilizzata per costruzioni pesanti e durevoli ed il legno per costruzioni leggere ma di durata limitata. Questi due materiali differivano totalmente nel loro comportamento meccanico: la prima presentando un comportamento rigido, fragile con una resistenza a trazione molto limitata (resistenza a flessione praticamente nulla), il secondo un comportamento deformabile ed una buona resistenza a trazione e flessione.

Nell'800, grazie ai nuovi processi industriali, si rende possibile la produzione di notevoli quantità di materiale metallico da destinare alle costruzioni, dapprima con la ghisa ed il ferro e successivamente con l'acciaio. Ciò comporta la nascita delle prime costruzioni metalliche che nella seconda metà del XIX secolo raggiungono, nei ponti e nelle strutture di grandi dimensioni, il massimo sviluppo. Il nuovo materiale, l'acciaio, possiede valori di resistenza meccanica sia a trazione che a compressione molto più elevati rispetto ai materiali conosciuti fino ad allora. Inoltre, l'acciaio ha anche ottime doti di duttilità, cioè di snervarsi oltre la soglia elastica, deformandosi plasticamente fino alla rottura. L'acciaio è inoltre molto durevole anche se al contatto con l'atmosfera si ossida e deve quindi essere protetto con una continua manutenzione.

Nello stesso secolo la scoperta dell'inglese Aspdin ed il brevetto per la produzione del cemento Portland consente di utilizzare nelle costruzioni il calcestruzzo, pietra artificiale che può assumere facilmente qualunque forma costruttiva gettando l'impasto in appositi casseri. Il calcestruzzo viene utilizzato per costruzioni massicce e pur essendo rigido e fragile come la pietra naturale, è però dotato di una propria caratteristica peculiare, il suo comportamento reologico e la presenza di deformazioni differite. Il calcestruzzo infatti, anche se prende la sua forma definitiva rapidamente (presa), ha una maturazione molto lenta in quanto, per un congruo numero di anni, l'acqua contenuta nell'impasto viene lentamente persa, dapprima rapidamente poi sempre più lentamente. Il calcestruzzo, da una parte, subisce una lenta ma continua diminuzione di volume (ritiro) che dura parecchi anni e che si manifesta generalmente in modo differenziale per la presenza di vincoli, provocando uno stato tensionale interno e una conseguente fessurazione più o meno diffusa. Si osserva poi che il calcestruzzo sottoposto ad uno stato tensionale per carichi esterni, quando questi perdurano nel tempo, subisce uno scorrimento viscoso che fa crescere le iniziali deformazioni elastiche prodotte dai carichi. Le due proprietà reologiche del calcestruzzo, ritiro (shrinkage) e viscosità (creep), apparentemente secondarie rispetto alle altre caratteristiche, ne influenzano il comportamento nel tempo ed in definitiva la sua durabilità.

In ogni caso l'arte del costruire si arricchisce e viene fortemente caratterizzata dai due nuovi materiali di base, il primo duttile e di elevata resistenza specifica, il secondo fragile, poco costoso e di semplice utilizzazione. Il XX secolo segna un ulteriore balzo in avanti con l'idea della utilizzazione combinata dei due nuovi materiali. Nascono prima il cemento armato e successivamente il cemento armato precompresso. Le due nuove tecnologie sfruttano al meglio le proprietà dei materiali di base che, utilizzati insieme, si completano esaltando le

loro specifiche qualità in una ottimale associazione di mutuo soccorso.

2 ASSOCIAZIONE DI CALCESTRUZZO E ACCIAIO NEL CEMENTO ARMATO

Inserendo una limitata percentuale di acciaio in barre in un getto di calcestruzzo, se le barre vengono disposte secondo le isostatiche di trazione, si ha la possibilità di conferire al manufatto un'ottima resistenza a flessione affidandosi all'aderenza tra i due materiali. Nascono tuttavia due fenomeni. Il primo consiste nella parzializzazione delle sezioni che si manifesta quando, tolte le casseforme, la trave viene assoggettata al carico ed il calcestruzzo nella parte inferiore della trave entra in trazione; la trave si deforma e si fessura. Il secondo è relativo al fatto che il calcestruzzo, venendo sottoposto a carico ancora in giovane età (sono passati al più 28 giorni dal getto), diminuisce di volume per il ritiro e subisce per scorrimento viscoso un incremento di deformazione che continua fino alla sua completa maturazione dopo molti anni.

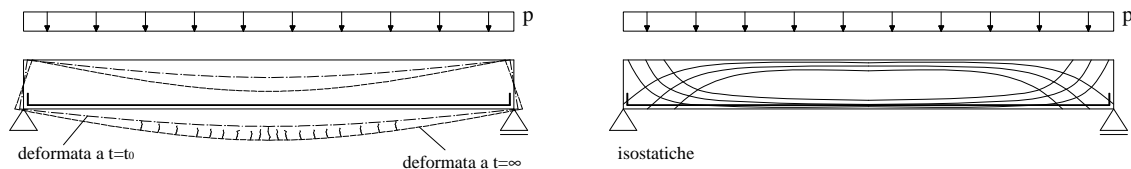


Figura 1: Deformata ed effetti differiti nel tempo. Isostatiche di trazione e compressione

Quando la percentuale di armatura è dimensionata in modo adeguato ed il calcestruzzo in zona compressa, anche a seguito di variazioni termiche e di ulteriori carichi variabili, è lontano dalla sua resistenza di rottura a compressione, la situazione resta stabile e sicura e può perdurare per molti anni senza problemi. Infatti, se l'ampiezza delle fessure nella parte inferiore della trave non raggiunge valori eccessivi con riguardo all'aggressività dell'ambiente, il calcestruzzo tramite un'azione passivante ed un adeguato copriferro protegge in modo abbastanza efficace le armature rispetto all'ossidazione dovuta agli agenti aggressivi. Purtroppo l'invecchiamento del calcestruzzo, la sua permeabilità, la perdita dell'effetto passivante ad opera della carbonatazione insieme con l'accresciuta ampiezza delle fessure dovute a ritiro e viscosità, proteggono sempre meno l'acciaio lasciandolo preda dell'ossidazione e del conseguente aumento di volume delle armature fino all'espulsione del copriferro. La cattiva qualità del calcestruzzo utilizzato e la mancanza di una adeguata manutenzione velocizzano inevitabilmente l'ammaloramento del cemento armato, portano alla caduta di durabilità, limitando ad un tempo assai breve la sua vita utile, a differenza di quanto si fosse ritenuto agli albori della nuova tecnologia.

Un'altra considerazione, relativamente alle luci delle campate nelle strutture in cemento armato ne riduce poi fortemente l'applicazione nell'ambito delle strutture da ponte. Essendo le travi certamente parzializzate, la loro parte inferiore anche se flessionalmente inerte possiede comunque un peso passivo che limita la luce della campata a circa 10 volte l'altezza delle travi stesse. Il peso proprio pertanto rappresenta una aliquota maggioritaria rispetto al totale dei carichi agenti. In ogni caso il parametro principale che influenza la luce limite di una struttura è, come è noto, la *resistenza specifica* del materiale detta anche coefficiente di qualità (rapporto tra resistenza a rottura σ_R e peso specifico γ). Per il calcestruzzo compresso essa vale circa 1/5 rispetto all'acciaio per carpenteria, circa 1/7 rispetto al legno e circa 1/17 rispetto all'acciaio armonico. Questo comporta che le luci raggiungibili con le strutture in cemento armato sono comunque limitate rispetto alle luci raggiungibili con altri materiali ed

in particolare con l'acciaio. Anche per questo motivo l'uso del cemento armato nelle strutture da ponte con impalcati a travi risulta limitato alle luci minori.

3 ASSOCIAZIONE DI CALCESTRUZZO E ACCIAIO NEL CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO.

Il cemento armato precompresso è una diversa associazione del calcestruzzo con l'acciaio ad altissima resistenza, l'acciaio armonico. Come è noto, la differenza che intercorre tra il cemento armato ed il cemento armato precompresso consiste nel fatto che in quest'ultimo l'armatura è attiva, ovvero tesata prima che l'azione esercitata dai carichi esterni solleciti la struttura, con la conseguente compressione del calcestruzzo. L'idea fondamentale consiste quindi nel porre in tensione artificialmente le armature trovando così il modo di evitare la fessurazione nel calcestruzzo. A causa della preventiva compressione del calcestruzzo, infatti, non nascono tensioni di trazione, o queste vengono ridotte a valori molto modesti, con la conseguenza che le sezioni della struttura non risultano parzializzate.

L'idea comparve con maggiore o minore chiarezza, quasi contemporaneamente al cemento armato. Inizialmente, però, i primi esperimenti ed i primi brevetti conseguirono risultati deludenti. Nel 1928 Freyssinet, abbandonando la precedente attività di progettista e sciogliendo la sua società con cui aveva realizzato alcuni grandi ponti in cemento armato, si dedicò completamente all'idea del precompresso. Egli creò una tecnologia completa che consentiva di porre facilmente in opera la precompressione introducendo martinetti, ancoraggi, cavi composti da gruppi di fili e utilizzando acciai con resistenze maggiori di quelle degli acciai utilizzati nel cemento armato ordinario [1]. Una delle ragioni fondamentali del successo di Freyssinet è stata la sua conoscenza approfondita delle deformazioni differite del calcestruzzo che gli consentì di valutare, fin dall'inizio e con sufficiente precisione le cadute di tensione che si producevano nell'acciaio a causa di questi effetti. Ciò lo indusse ad utilizzare acciai ad alta resistenza, che risultano essenziali per rendere efficace l'effetto della precompressione. La tecnologia di *precompressione integrale* introdotta da Freyssinet si diffuse rapidamente in tutto il mondo ma il suo spettacolare sviluppo si ebbe, dopo la seconda guerra mondiale, con la necessità di ricostruire i ponti distrutti dagli eventi bellici soprattutto in Germania. Si deve al tedesco Finsterwalder l'opinione di potere ammettere limitate trazioni nel calcestruzzo sotto l'azione del massimo carico di esercizio con l'introduzione del concetto di *precompressione limitata* [2]. Successivamente Abeles ha introdotto la *precompressione parziale* sviluppando l'idea di tesare soltanto una percentuale dell'intera armatura, dal 40 al 60 %, assumendo, come nel cemento armato, che la zona tesa possa essere fessurata e parzializzata. I diversi gradi di precompressione sono stati accettati dalle norme tedesche DIN, dipendendo la scelta dal tipo di struttura, da considerazioni sulla fatica dell'acciaio e del calcestruzzo sotto l'azione di carichi ripetuti e dalle condizioni ambientali. Attualmente la maggior parte dei ponti che si costruiscono nel mondo sono in cemento armato precompresso, per il vantaggio della piena utilizzazione del calcestruzzo nelle sezioni ed il massimo sfruttamento delle resistenze degli acciai armonici. Inoltre la possibilità di usare travi e conci prefabbricati, diversi sistemi di varo ed i procedimenti di costruzione per sbalzi successivi, ha reso i ponti in cemento armato precompresso fortemente competitivi nel campo delle medie e grandi luci. Il campo delle grandissime luci resta in ogni caso dominio delle costruzioni metalliche e dei ponti sostenuti da cavi.

4 EFFETTI DELLA VISCOSITA'

Esaminiamo adesso il comportamento di una trave in cemento armato soggetta ad un carico permanente uniformemente distribuito e valutiamone gli effetti della viscosità [3]. Al disarmo

la trave viene caricata con la maggior parte dei carichi permanenti e nasce un diagramma dei momenti flettenti parabolico ed una deformata curvilinea.

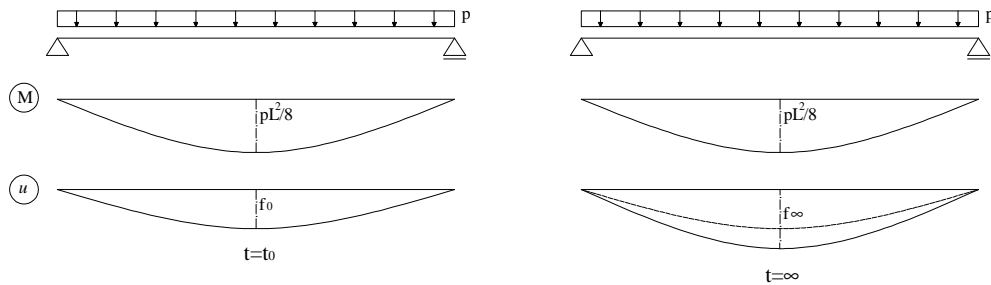


Figura 2: Effetto della viscosità sul momento flettente e sulle deformazioni

Se si considerano gli effetti della viscosità sulle fibre di calcestruzzo compresso, anche se non vengono applicati ulteriori carichi, le deformazioni della trave crescono con il lento maturare del calcestruzzo in relazione alle condizioni di umidità relativa dell'ambiente ed alla qualità del calcestruzzo utilizzato. L'eliminazione nel tempo dell'umidità interna, provoca un lento incremento della deformata elastica che può arrivare, dopo parecchi anni ed in condizioni particolarmente avverse (ambiente asciutto), a un valore anche 3-4 volte superiore a quella iniziale. Viceversa le sollecitazioni restano, senza aggiunta di ulteriori carichi, pressoché costanti nel tempo. Ciò avviene indipendentemente dalle condizioni di vincolo, sia che la struttura risulti isostatica o iperstatica.

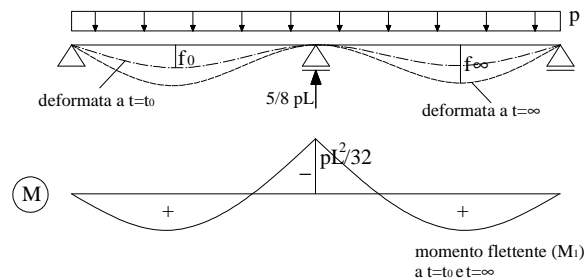


Figura 3: Effetto della viscosità sulla trave iperstatica

La viscosità del calcestruzzo, a parità di condizioni, provoca infatti, in una trave a due campate un incremento percentuale delle deformazioni uguale a quello del caso precedente. I momenti flettenti non variano nel tempo anche se, in questo caso, la presenza del momento negativo sull'appoggio centrale induce una parzializzazione delle sezioni ed una fessurazione al lembo superiore. Se si adotta il modello di viscosità lineare di tipo invecchiante prescelto dal Model Code 90 e dagli Eurocodici, il valore della deformazione dipendente dallo stato tensionale risulta proporzionale alle tensioni indotte al tempo t_0 (tempo di applicazione del carico), tramite la *funzione di viscosità* $J(t, t_0)$, funzione dei tempi t e t_0 (misurati in giorni), a partire dall'origine posta alla data del getto del conglomerato:

$$\varepsilon_{\sigma}(t) = \varepsilon_{\sigma}(t_0) [1 + \varphi(t, t_0)] = \frac{\sigma(t_0)}{E_c(t_0)} \left[1 + \varphi_{28}(t, t_0) \frac{E_c(t_0)}{E_{c28}} \right] = \sigma_0 \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi_{28}(t, t_0)}{E_{c28}} \right] = \sigma_0 J(t, t_0) \quad (1)$$

La funzione di viscosità $J(t, t_0)$ dipende dal coefficiente di viscosità $\varphi_{28}(t, t_0)$, che è funzione crescente del tempo, della geometria della struttura e delle condizioni medie ambientali durante la maturazione del calcestruzzo. Esso esprime l'aliquota viscosa rispetto a quella

elastica iniziale. $J(t, t_0)$ e $\varphi_{28}(t, t_0)$ vengono fornite da codici e norme modellando statisticamente i dati accumulati in una grande banca dati basata su valori sperimentali. Se la tensione di compressione nel calcestruzzo si mantiene inferiore alla metà della tensione di rottura, si può postulare la validità del principio di sovrapposizione delle deformazioni, per cui, se lo stato tensionale varia nel tempo, la deformazione prodotta dalle tensioni assume la forma:

$$\varepsilon_{\sigma}(t) = \sigma(t_0)J(t, t_0) + \int_{t_0}^t J(t, \tau) d\sigma(\tau) \quad (2)$$

che rappresenta la formulazione integrale della viscosità lineare per strutture con comportamento omogeneamente viscoso. Reciprocamente se nella struttura, inizialmente iperstatica, viene applicata una deformazione impressa variabile nel tempo, per il principio di sovrapposizione, si ha per lo stato tensionale una espressione integrale duale della (2):

$$\sigma(t) = \varepsilon_{\sigma}(t_0)R(t, t_0) + \int_{t_0}^t R(t, \tau) d\varepsilon_{\sigma}(\tau) \quad (3)$$

dove $R(t, t_0)$ è la *funzione di rilassamento*, reciproca della funzione di viscosità. Ovviamente se la deformazione impressa è solo una distorsione iniziale applicata al tempo t_0 , ad esempio un cedimento anelastico impresso ad uno dei vincoli, nasce nella struttura una deformata che si mantiene costante nel tempo, mentre al contrario lo stato tensionale, nato al tempo t_0 , diminuisce nel tempo tramite la funzione di rilassamento $R(t, t_0)$ che è una funzione decrescente del tempo.

Esemplificando e riassumendo. Se ad una struttura in calcestruzzo, omogeneamente viscosa ed a vincoli rigidi invariabili nel tempo, viene applicato al tempo t_0 un carico permanente che resta sulla struttura durante tutta la maturazione del calcestruzzo, lo stato tensionale provocato al tempo t_0 , si mantiene costante nel tempo, mentre al contrario, la deformata iniziale cresce con $J(t, t_0)$ (*Primo principio della viscosità lineare per strutture omogenee a vincoli rigidi*). Viceversa se alla struttura viene applicata una deformazione impressa al tempo t_0 , (ad esempio si impone un cedimento anelastico all'appoggio centrale) la deformata indotta inizialmente permane nel tempo, mentre lo stato di tensione che insorge nella struttura per il cedimento impresso decresce con il tempo con la funzione di rilassamento $R(t, t_0)$ (*Secondo principio della viscosità lineare per strutture omogenee a vincoli rigidi*).

Per strutture a vincoli rigidi, viscosamente omogenee ma con schema variato, strutture in cui vengono aggiunti vincoli durante la costruzione, vale il *terzo principio della viscosità lineare*. Secondo tale principio se al tempo t_1 viene aggiunto un qualunque vincolo, interno od esterno, lo stato di tensione precedente all'applicazione del vincolo, si modifica avvicinandosi, a tempo infinito, a quello che sarebbe nato nella struttura, sottoposta allo stesso carico, ma considerata con il vincolo aggiunto fin dalla fase iniziale. Le sollecitazioni e le deformazioni variano nel tempo e possono esprimersi come combinazione lineare di soluzioni elastiche, ottenute valutando le sollecitazioni e le deformazioni sulla struttura soggetta al carico permanente applicato, senza il vincolo aggiunto (sollecitazioni S_0 , deformata D_0) e con il vincolo (sollecitazioni S_1 , deformata D_1). Le caratteristiche di sollecitazione possono così esprimersi:

$$S(t) = S_0 + (S_1 - S_0) \xi(t, t_0, t_1) \quad (4)$$

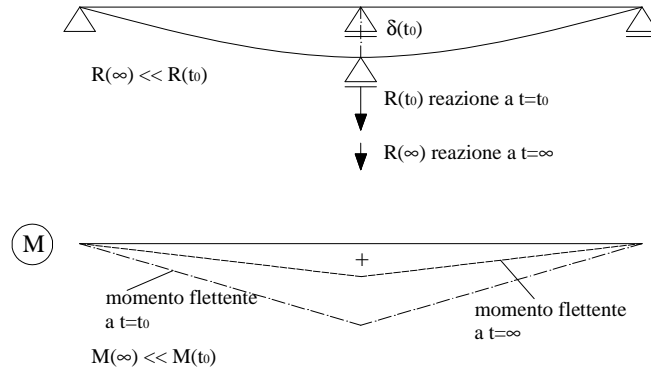


Figura 4: Effetto della viscosità per deformazioni impresse

Il coefficiente di questa combinazione è il coefficiente di redistribuzione viscosa $\xi(t, t_0, t_1)$, funzione crescente con t , $\xi = 0$ per $t \leq t_1$, dipendente da t_0 e t_1 , che rappresenta la percentuale di acquisizione della variazione di sollecitazione nella struttura modificata. Esso è correlato con le funzioni di viscosità e rilassamento, precedentemente definite attraverso la seguente relazione integrale:

$$\xi(t, t_0, t_1) = \int_{t_1}^t R(t, \tau) dJ(\tau, t_0) \quad (5)$$

Se l'applicazione del vincolo aggiunto avviene al tempo $t_1 = t_0^+$, cioè subito dopo l'applicazione del carico e dopo la deformazione elastica iniziale, si ha che: $\xi(t, t_0, t_0^+) = 1 - R(t, t_0)/E_c(t_0)$. Le deformazioni variano nel tempo secondo la seguente espressione [4]:

$$D(t) = D_0 E_{c28} J(t, t_0) + (D_1 - D_0) E_{c28} [J(t, t_0) - J(t_1, t_0)] \quad (6)$$

Si consideri, come esempio di struttura con schema variato, una trave inizialmente su due appoggi e soggetta ad un carico uniformemente distribuito a cui al tempo t_1 viene aggiunto un vincolo intermedio nella sezione di mezzeria. Per effetto della viscosità si ha, in base alle (4) e (6), la seguente evoluzione dei momenti flettenti e delle deformazioni, avendo chiamato con M_0 ed M_1 i diagrammi del momento rispettivamente sulla trave appoggiata e sulla trave continua e con D_0 ed D_1 le deformate corrispondenti.

Per $t \leq t_1$ si ottiene:

$$M(t) = M_0 \quad , \quad D(t) = D_0 E_{c28} J(t, t_0)$$

Per $t > t_1$ si ha invece:

$$M(t) = M_0 + (M_1 - M_0) \xi(t, t_0, t_1) \quad , \quad D(t) = D_0 E_{c28} J(t, t_0) + (D_1 - D_0) E_{c28} [J(t, t_0) - J(t_1, t_0)]$$

I principi esposti sono rigorosamente validi solo per strutture con comportamento viscoso omogeneo. Tale assunzione è certamente un'astrazione e una drastica esemplificazione della realtà, in quanto la sola presenza delle armature o di getti di parti della struttura effettuati in tempi differenti, provoca disomogeneità nel comportamento viscoso [5]. Essi tuttavia restano validi per individuare il comportamento qualitativo e quantitativo nelle valutazioni medie globali.

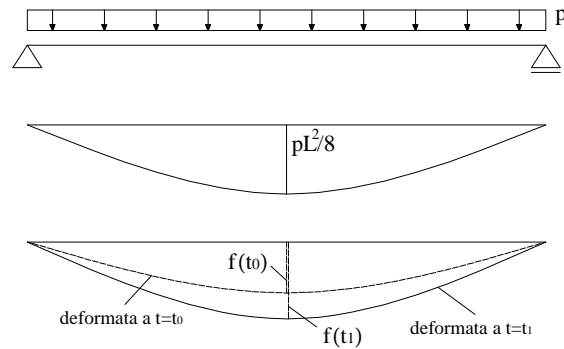


Figura 5: Momenti flettenti e deformata prima dell'aggiunta del vincolo ($t \leq t_1$)

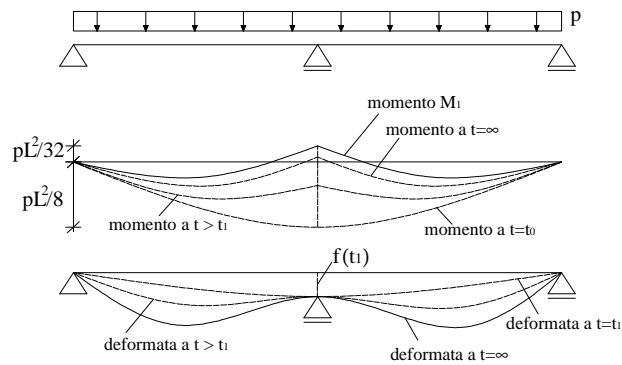


Figura 6: Momenti flettenti e deformata dopo l'aggiunta del vincolo ($t > t_1$)

E' bene considerare, inoltre, che essendo stata valutata la viscosità secondo modelli statistici e su valori medi relativi all'ambiente di maturazione, valutazione che implica come detto l'arco di parecchi anni, la funzione viscosità è affetta da una notevole approssimazione ed infatti i valori proposti per $J(t, t_0)$ dai diversi codici, (CEB MC90, ACI, B3, etc.), differiscono notevolmente tra loro e sono affetti da una buona dose di incertezza. Tuttavia essi consentono di prendere in conto globalmente il fenomeno del *creep* che non può e non deve essere trascurato. La funzione rilassamento $R(t, t_0)$ reciproca della funzione viscosità $J(t, t_0)$ e le funzioni di redistribuzione $\xi(t, t_0, t_1)$ non possono essere fornite esplicitamente dalle norme e devono essere ricavate per integrazione numerica, ma possono essere ricavate da abachi già predisposti o con programmi appositamente sviluppati partendo dalla funzione $J(t, t_0)$ prescelta e fornita dai codici.¹ A titolo di esempio in figura sono riportati i diagrammi semilogaritmici adimensionali delle funzioni $E_{c28} J(t, t_0)$, $R(t, t_0)/E_{c28}$, $\xi(t, t_0, t_1)$ per valori assegnati umidità relativa, classe di calcestruzzo e spessore equivalente.

¹ Per permettere con semplicità ai ricercatori ed ai progettisti l'integrazione numerica per i modelli di viscosità maggiormente in uso, è stata creata una pagina web dalla quale può essere scaricato un software di ausilio. La pagina web www.polito.it/creepanalysis è reperibile sul sito del Politecnico di Torino.

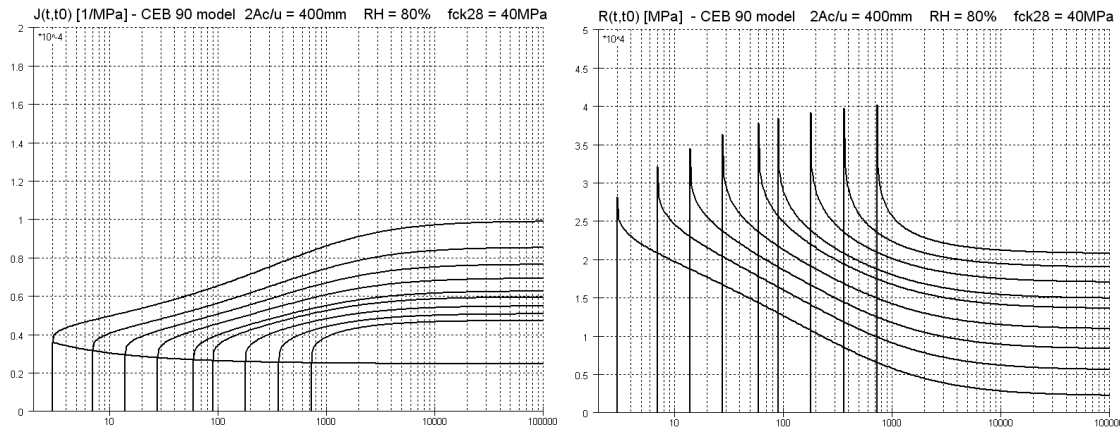


Figura 7: a) Esempio di funzione di viscosità $J(t,t_0)$ del CEB Model Code 90. b) Esempio di funzione di rilassamento $R(t,t_0)$ del CEB Model Code 90. $RH=80\%$, $2A_c/u = 400$ mm, $f_{ck} = 40$ MPa.

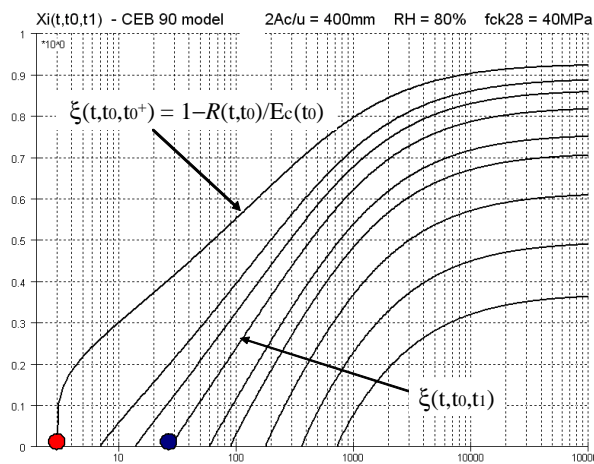


Figura 8: Funzione di redistribuzione viscosa $\xi(t,t_0,t_1)$ del CEB Model Code 90. $RH=80\%$, $2A_c/u = 400$ mm, $f_{ck} = 40$ MPa. Viene evidenziata la funzione per $t_1 = t_0^+ = 3$ gg.

5 LA PRECOMPRESSIONE BILANCIATA

Abbiamo già detto dei vantaggi della precompressione ed abbiamo fatto cenno ai differenti gradi di precompressione: *integrale*, *limitata* e *parziale*. Tramite la precompressione possiamo eliminare o ridurre le tensioni di trazione nel calcestruzzo, cambiare le condizioni di vincolo, creare appoggi intermedi nella struttura, avendo la possibilità di disporre di un potente mezzo per migliorare la condizione strutturale e per ottimizzarne il comportamento. Tuttavia dobbiamo fare i conti con i problemi reologici ed in particolare con la viscosità nel calcestruzzo e delle redistribuzioni ad essa conseguenti.

Consideriamo nuovamente una trave inizialmente ad una sola campata di luce L , soggetta ad un carico permanente p , uniformemente distribuito ed applicato al tempo t_0 , a cui si aggiunge al tempo $t_1 = t_0^+$, immediatamente dopo la deformazione iniziale, un appoggio intermedio nella sezione C di mezzeria. Nell'appoggio C per effetto della viscosità, al tempo $t \geq t_1 = t_0^+$, si ha per la (4), valida per le sollecitazioni al tempo t in ogni sezione e quindi anche per le reazioni, una reazione $R_C(t) = R_{C1} \xi(t, t_0, t_0^+) = R_{C1} [1 - R(t, t_0)/E_c(t_0)]$, dove $R_{C1} = 5/8 pL$, è la reazione dell'appoggio centrale nella trave continua (schema 1) ed essendo $R_{C0} = 0$. La reazione $R_C(t)$ cresce tra 0 (al tempo t_0^+), ed il valore massimo $R_C(t_\infty)$ che si raggiunge al tempo t_∞ (si assume $t_\infty = 10.000$ giorni, circa 30 anni). Contemporaneamente, come si è visto nella Figura 6, anche il momento sull'appoggio C cresce raggiungendo il suo valore massimo

negativo che si approssima (senza eguagliarlo) al valore $M_{C1} = -1/32 pL^2$, valore del momento negativo sullo schema 1 di trave continua. Ma l'appoggio intermedio può anche essere forzato verso l'alto con un martinetto inducendo, al tempo $t_1 = t_0^+$, uno spostamento verso l'alto. Immaginiamo di forzare l'appoggio in modo da ottenere uno spostamento verso l'alto eguale ed opposto allo spostamento verso il basso della sezione in C nella deformata iniziale. Ciò corrisponde ad applicare una distorsione impressa pari a $-\delta_0 = f_0$, e cioè fare sorgere un ulteriore stato di coazione nella struttura che, per effetto del 2° principio della viscosità lineare diminuisce nel tempo. Per effetto della deformazione impressa all'appoggio centrale si genera, al tempo $t_1 = t_0$, una reazione $R_{c\delta}(t_0) = R_{c1}$ (forza distorcente impressa dal martinetto) esattamente eguale a quella che il vincolo avrebbe fatto nascere spontaneamente sullo schema a trave continua caricato fin dall'inizio.

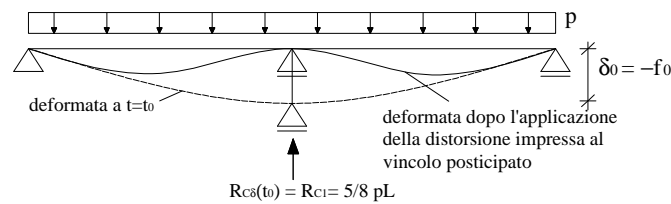


Figura 9: Vincolo posticipato forzato

Tenendo conto della viscosità, per effetto delle due azioni contestuali, di apposizione del vincolo e della forzatura verso l'alto di questo, si ha che la reazione complessiva nel vincolo C varia nel tempo con la legge:

$$\begin{aligned}
 R_C(t) &= R_{c1} \xi(t, t_0, t_0^+) + R_{c\delta}(t_0) \frac{R(t, t_0)}{E_c(t_0)} = R_{c1} \left[\xi(t, t_0, t_0^+) + \frac{R(t, t_0)}{E_c(t_0)} \right] = \\
 &= R_{c1} \left[\left(1 - \frac{R(t, t_0)}{E_c(t_0)} \right) + \frac{R(t, t_0)}{E_c(t_0)} \right] = R_{c1}
 \end{aligned}
 \tag{7}$$

Avviene quindi che la reazione nel vincolo diventa indipendente dal tempo e che non si ha, a partire dal tempo t_0^+ , alcuna redistribuzione degli sforzi interni per effetto della viscosità. Questo comporta anche che le sollecitazioni flessionali nella trave, che inizialmente sono i momenti di trave appoggiata M_0 , con la forzatura diventano, al tempo t_0^+ , i momenti M_1 di trave continua e successivamente non variano nel tempo, restando costanti e stabili. In pratica malgrado la doppia azione: a) di apposizione del vincolo posticipato, b) di contemporanea forzatura del vincolo con annullamento della deformata iniziale, dal tempo $t_1 = t_0^+$ in poi la trave si comporta come una trave a due campate con vincoli rigidi sottoposta ad un carico permanente p applicato al tempo $t = t_0$. E' però necessario precisare che se la doppia azione fosse stata imposta ad un tempo $t_1 = t_0 + \Delta t$ con Δt intervallo di tempo significativo (numerosi giorni, mesi od anni), la reazione $R_c(t)$ non sarebbe più indipendente dal tempo essendo, in questo caso, la somma $[\xi(t, t_0, t_1) + R(t, t_1)/E_c(t_0)]$, una funzione lievemente crescente del tempo e tendente ad un valore, a tempo infinito, inferiore all'unità.

Tornando al caso di $t_1 = t_0^+$, se apponendo il vincolo invece di forzare il vincolo con uno spostamento verso l'alto pari a $-\delta_0$, avessimo imposto una distorsione doppia pari $-2\delta_0$, avremmo imposto una monta verso l'alto ed eliminato nelle sezioni in campata della trave ogni spostamento verso il basso. Naturalmente ciò è possibile solo se i vincoli di estremità sono bilateri in quanto per imporre una distorsione doppia occorre applicare al martinetto una

forza distorcente $R_{c\delta}(t_0) = 2R_{c1} = 10/8 pL$ maggiore dell'intero carico (pL) agente sulla trave.

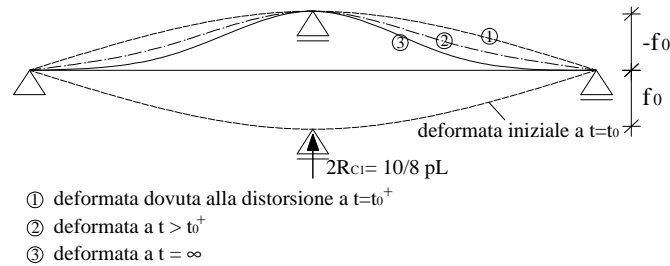


Figura 10: Forzatura del vincolo con distorsione doppia

Ma quale sarebbe stato lo stato di sollecitazione nel tempo? In questo caso la reazione in C avrebbe avuto la seguente evoluzione nel tempo:

al tempo t_0 : $R_{c0} = 0$; al tempo t_0^+ sarebbe nata la reazione pari a $2R_{c1}$ per effetto della distorsione di valore doppio. Infine per ogni $t > t_0^+$:

$$R_c(t) = R_{c1} \xi(t, t_0, t_0^+) + 2 R_{c1} R(t, t_0)/E_c(t_0) = R_{c1} [1 + R(t, t_0)/E_c(t_0)] \quad (8)$$

La reazione quindi in questo caso varia nel tempo e diminuisce sempre più a partire da t_0^+ , per redistribuzione viscosa tendendo verso il valore di trave continua. Anche i momenti flettenti subirebbero la stessa sorte. Inizialmente si avrebbero i momenti di trave appoggiata M_0 . Al tempo t_0^+ avverrebbe una brusca variazione dovuta alla distorsione e un momento negativo sull'appoggio C pari a 1,5 volte il momento positivo di trave appoggiata ma di segno opposto: $-10/8 pL \cdot L/4 + 1/8 pL^2 = -6/32 pL^2$ (momento negativo pari a 6 volte il momento di trave continua). Successivamente nasce una forte redistribuzione delle sollecitazioni che fa diminuire nel tempo il momento sull'appoggio intermedio che tende raggiungere, a tempo infinito, il momento di trave continua M_1 , senza tuttavia eguagliarlo. E' interessante confrontare i diagrammi di momento per vincolo aggiunto, senza e con forzatura dello stesso verso l'alto (figura 11):

- senza forzatura del vincolo, momenti $M(t)$ (curve 1 e 2);
- con forzatura del vincolo per annullare lo spostamento in C, momenti $\overline{M}(t)$ (curva 3);
- con distorsione doppia, $\overline{\overline{M}}(t)$ (curve 6, 5 e 4).

Le redistribuzioni viscosi si hanno quindi solo quando lo spostamento impresso verso l'alto - $\alpha \delta_0$ ($0 \leq \alpha \leq 2$) è inferiore o superiore, in valore assoluto, allo spostamento elastico iniziale f_0 ($\alpha = 1$). Nel primo caso ($\alpha < 1$) si ha un recupero delle sollecitazioni dal basso verso l'alto, nel secondo ($\alpha > 1$), dall'alto verso il basso ma sempre tendendo verso la situazione stabile di sollecitazioni di trave continua che si ottengono solo quando la forzatura è pari a $-\delta_0$, cioè quando $\alpha = 1$ e la struttura non risente della redistribuzione viscosa. Quest'ultima situazione si presenta come situazione *naturale* per il calcestruzzo, inoltre, essendo la viscosità ininfluyente, le sollecitazioni non dipendono dal modello di viscosità prescelto. Quando si può il progetto ottimale deve sempre tendere a situazioni naturali [6] cercando di assecondare il comportamento tendenziale dei materiali, senza forzature che possano squilibrarne lo stato tensionale.

Se, per esempio, consideriamo il caso in cui $\alpha = 1.2$, quando la forzatura, simultanea alla apposizione del vincolo posticipato, è prossimo anche se lievemente superiore allo spostamento elastico iniziale ($\alpha-1 = 0.2$), la redistribuzione viscosa è piccola e a partire dal

tempo t_0^+ , con momento negativo $M(t_0^+) = -2/32 pL^2$, pari al doppio di quello di trave continua, si scende rapidamente tendendo al valore stabile della trave su tre appoggi.

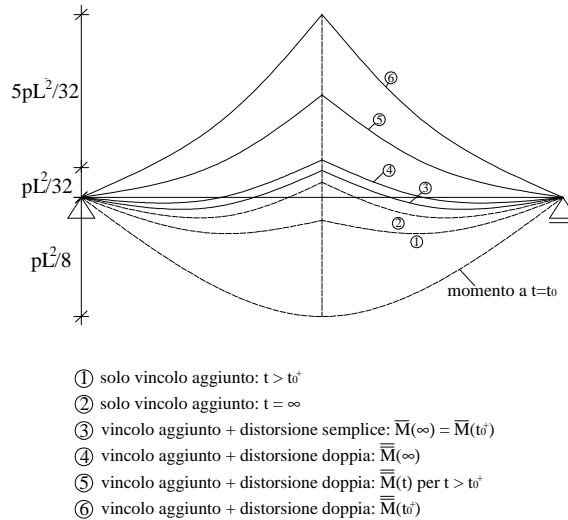


Figura 11: Diagrammi dei momenti nelle varie situazioni di vincolo aggiunto forzato e non forzato

La struttura fin qui esaminata non è precompressa, introduciamo ora la precompressione a cavi scorrevoli (figura 12). Abbiamo già detto che con la precompressione si possono modificare le condizioni di vincolo e creare appoggi intermedi. Vediamo allora di sostituire l'appoggio intermedio, precedentemente discusso con un cavo teso, esterno od interno alla struttura. Si può graduare la reazione del vincolo R_c in funzione del tiro dato al cavo. Consideriamo che l'angolo α sia piccolo e quindi che $\cos \alpha = 1$, $\sin \alpha = \text{tg } \alpha = 2 e_c/L$. Se, dopo avere tesato il cavo, questo viene bloccato nella posizione deformata si ottiene una trave precompressa. Consideriamo le perdite istantanee e l'effetto delle deformazioni differite del calcestruzzo. Assumiamo di poter trascurare le inevitabili perdite per attrito che si hanno al tiro quando il cavo entra in contatto con gli altri elementi del sistema. Quando il cavo viene bloccato a contrasto con le sezioni di estremità della trave, creando un sistema autoequilibrato, qualunque sia il sistema di bloccaggio, si ha una perdita istantanea nel tiro T , per cui a cavo bloccato lo sforzo effettivo trasmesso alla trave vale: $P_0 = T - \Delta T$.

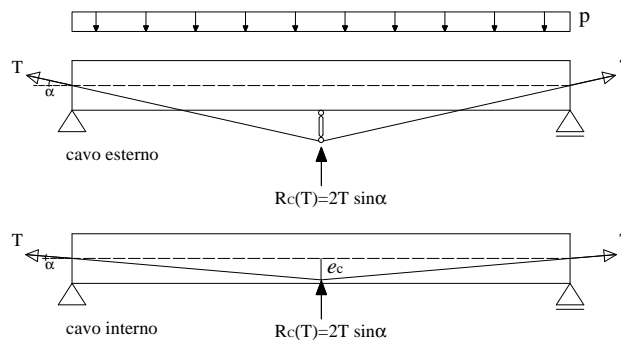


Figura 12: Vincolo fittizio tramite cavi di precompressione

Inoltre, per il comportamento reologico del calcestruzzo, si ha una caduta nel tempo di sforzo nel cavo per viscosità e per l'accorciamento della trave dovuto al ritiro.

Immaginiamo di valutare lo sforzo nel cavo a tempo infinito. Assumiamo $t_\infty = 10.000$ giorni, chiamando P lo sforzo nel cavo a t_∞ , si ha che $\Delta P_\infty = P_0 - P$ rappresentano le cadute di tensione

dello sforzo di precompressione che si hanno nel tempo per la viscosità. Se tesiemo il cavo con il tiro $T_0 = P + \Delta P_\infty + \Delta T$, otterremo che a t_∞ , nella sezione C, nascerà una forza rivolta verso l'alto pari a $R(P)$. Facciamo in modo che per effetto del tiro tale forza eguagli $R_{C1} = 5/8 pL$ di figura 9, così operando possiamo sostituire l'appoggio aggiunto al tempo t_0^+ e la distorsione impressa che annulla lo spostamento in C. Avremo anche ottenuto che le sollecitazioni nella trave e la sua deformata a t_∞ , sono quelle della trave continua soggetta al carico p , illustrati in figura 3. In pratica con la precompressione introdotta, ai fini delle sollecitazioni flessionali, avviene quello che avverrebbe se aggiungessimo un appoggio intermedio prima dell'applicazione del carico. Inoltre, per effetto della componente orizzontale dello sforzo nel cavo, avremo introdotto uno sforzo di compressione in tutte le sezioni della trave utile per eliminare la fessurazione delle fibre di calcestruzzo che altrimenti risulterebbero tese per la flessione. In effetti al tempo t_0^+ , quando è stata applicata la precompressione (fase di tiro), si avrà uno sforzo nel cavo un poco maggiore (di circa il 20%), pari a P_0 , e in conseguenza un piccolo spostamento verso l'alto nella sezione C che favorisce il disarmo ed il distacco dalla cassaforma. Se lo sforzo si mantenesse costante nel tempo e pari a P_0 , le sollecitazioni in C diminuirebbero, per la redistribuzione dovuta alla sola viscosità, approssimandosi alla condizione di trave su tre appoggi senza mai raggiungerla. Ma poiché il valore dello sforzo nel cavo diminuisce, per la deformazione viscosa e per il ritiro verso il valore finale P , sostanzialmente la situazione si avvicina più rapidamente ed in modo asintotico, al crescere del tempo, allo stato tensionale e deformativo ed alla condizione stabile già viste della trave su tre appoggi.

Per illustrare meglio come la precompressione possa essere utilizzata per modificare i vincoli esterni, illustriamo un caso differente. Con riferimento alla figura 13, partiamo da una trave su due appoggi, in A ed in C, ed uno sbalzo di luce $L/2$. Se vogliamo ottenere con la precompressione le sollecitazioni di flessione della trave continua su tre appoggi, simulando l'introduzione di un appoggio in B, prima dell'applicazione del carico, ribaltiamo simmetricamente, rispetto alla linea d'asse della trave, il tracciato del cavo del caso precedente ed applichiamo un tiro che, a tempo infinito, vale: $P = 3/32 pL^2/e_c$. Si ottengono così a tempo t_∞ una deformata ed un diagramma dei momenti esattamente eguali a quelli del caso precedente di trave su tre appoggi.

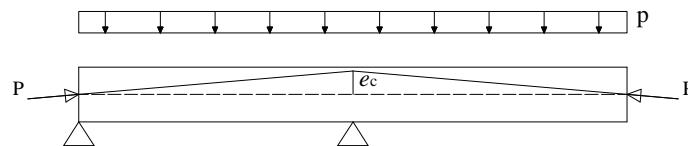


Figura 13: Un altro caso di vincolo fittizio tramite cavi di precompressione

Tornando al caso precedente, si è trovata una situazione stabile, priva di distribuzioni viscosse, tuttavia con diagramma dei momenti ancora diverso da zero. Se il carico esterno, invece di essere un carico distribuito, fosse un carico concentrato Q applicato in C, mantenendo la stessa disposizione del cavo si sarebbe potuto ottenere un perfetto bilanciamento. Infatti, in tal caso, i momenti flettenti risultano nulli e, nelle sezioni della trave, resta soltanto un benefico sforzo assiale ottenendo così un comportamento della struttura di tipo funicolare. Modificando invece il tracciato del cavo e mantenendo il carico distribuito si può, in modo analogo, ottenere il perfetto bilanciamento del carico adottando la sagoma parabolica [7].

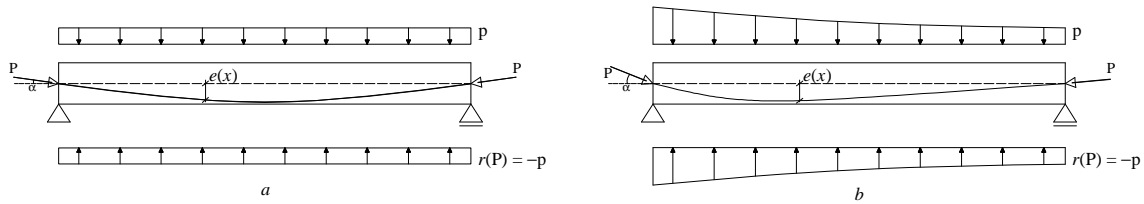


Figura 14: Cavo parabolico e carico equivalente alla precompressione: a) carico uniforme; b) carico non uniforme. Le sollecitazioni sono: $N = P \cos \alpha \approx P$; $T \approx 0$; $M = 0$.

Il cavo sagomato secondo la funicolare del carico p genera, infatti, nel calcestruzzo un effetto equivalente ad un carico uniforme di intensità $r(P) = -p$ che bilancia ed annulla l'azione del carico esterno (figura 14a) con l'annullamento della deformazione e dei momenti. L'azione simultanea del carico esterno, del carico equivalente alla precompressione e delle forze di ancoraggio determinano la coincidenza della curva delle pressioni con l'asse geometrico della trave generando l'effetto funicolare. La struttura resta indeformata e le sollecitazioni flettenti si annullano in ogni sezione.

Se poi il carico esterno applicato, invece che essere uniforme, è variabile con legge $p(x)$ (figura 14b), per ottenere una precompressione funicolare ed i vantaggi ad essa connessi, si può sagomare il cavo secondo la curva funicolare del carico $p(x)$. L'eccentricità $e(x)$ del cavo valutata rispetto all'asse geometrico, deve avere l'andamento del diagramma del momento flettente della trave appoggiata soggetta al carico $p(x)$, diviso per il valore dello sforzo nel cavo, ottenuto dal rapporto tra momento massimo e massima eccentricità possibile, compatibile con la sezione: $P = M_{\max}^p / e_{\max}$.

A questo punto si comprende la stretta analogia tra la precompressione ed il comportamento negli archi. Nel precompresso, la componente orizzontale dello sforzo nel cavo, introdotta artificialmente, svolge lo stesso ruolo della spinta H dell'arco che invece nasce in modo naturale. Negli archi funicolari si sagoma la curva d'asse in modo da farla coincidere con la curva delle pressioni del carico fisso (peso proprio + tutti i carichi fissi agenti sull'arco) ottenendo una forma strutturale spontanea ed ottimale. Nelle condizioni di esercizio, l'arco funicolare sarà assoggettato anche agli altri carichi variabili (carichi mobili, variazioni termiche, ecc.) che, insieme alle sollecitazioni prodotte dalla caduta di spinta e dalle deformazioni differite, generano lo stato di sollecitazione in esercizio con l'insorgere di momenti flettenti. Inoltre alla nuova spinta H_{live} bisogna sommare la favorevole sollecitazione di puro sforzo assiale prodotta dai carichi fissi e dovuta ad H . Deve ottenersi che per un comportamento ottimale dell'arco, la curva delle pressioni in esercizio, non fuoriesca dal campo limite. Se l'arco è realizzato con materiale non resistente a trazione, affinché non nascano tensioni di trazione, il centro di pressione deve cadere in ogni sezione entro il campo di nocciolo e se la sezione è rettangolare, entro il terzo medio.

In figura 15 è riportato il diagramma dei massimi e minimi momenti per i carichi di esercizio (carichi mobili, variazioni termiche, etc...) di un arco incastrato, da disegnare ribaltato in ogni sezione e a scala N , sforzo normale nella sezione considerata. A questo è stato sovrapposto il campo di nocciolo delle varie sezioni per la valutazione delle eccentricità massime. In questo modo è possibile effettuare il controllo dello stato tensionale nelle varie sezioni.

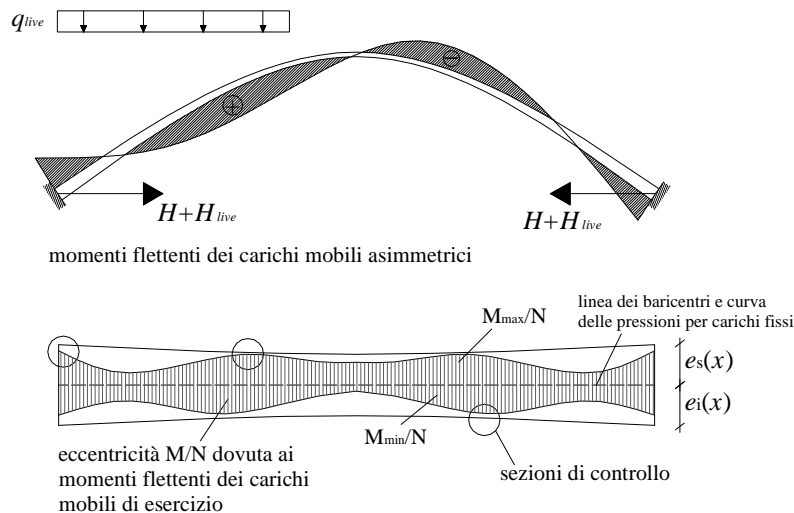


Figura 15: Momenti per carichi mobili sull'arco incastrato e andamento delle eccentricità.

Ritornando al caso della trave precompressa, questa può essere progettata in modo da bilanciare al tempo $t = t_{\infty}$ tutti i carichi fissi. In un ponte, questi dipendono in massima parte dal peso proprio della struttura (che è l'azione prevalente) oltre che dai carichi permanenti aggiuntivi per il completamento della costruzione (pavimentazioni e carichi fissi aggiunti). Se la trave è a sezione variabile ovviamente il carico fisso avrà un andamento variabile $p(x)$. Per poter bilanciare nel senso già detto questo carico con la precompressione, occorre determinare la curva delle eccentricità del cavo rispetto alla linea d'asse della trave che risulta in questo caso curvilinea.

Se il carico fisso è costituito anche da carichi concentrati in qualche sezione, la curva delle eccentricità deve avere dei punti di discontinuità nella sua derivata perchè deve risultare funicolare del carico fisso. Nasce una difficoltà: il tracciato del cavo deve avere un andamento dolce e smussato per evitare forti perdite dello sforzo nel cavo dovuto all'attrito, che fin qui è stato trascurato. Il tracciato del cavo deve quindi essere rettilineo o se curvo è bene che esso abbia un andamento parabolico evitando però di eccedere nelle curvature. Nel caso di travi a sezione variabile si può agire contemporaneamente sul tracciato del cavo e sulla legge di variazione delle sezioni ottenendo una curva delle eccentricità che bilanci il carico fisso anche discontinuo. In tal modo, in taluni casi, si può ottenere il perfetto bilanciamento ed il comportamento funicolare mantenendo basse le perdite d'attrito. Ciò si ottiene ad esempio, con un cavo rettilineo in uno sbalzo (figura 16) quando per bilanciare il peso dello sbalzo si dia alla sezione una variazione del profilo secondo la catenaria (funzione coseno iperbolico). Si riesce in tal modo a dare una forma alla struttura, matematicamente definita, sulla base di "condizioni ottimali" per il materiale, mirando ad un funzionamento bilanciato della struttura. Bisogna inoltre rendere possibile la deformazione assiale della trave con una opportuna scelta e disposizione dei vincoli. Questi infatti non devono impedire la contrazione dovuta al ritiro, alla viscosità e allo sforzo normale di precompressione e lasciare "respirare" la struttura per gli accorciamenti e le dilatazioni conseguenti a salti termici uniformi, pena l'estrinsecarsi di forti azioni sui vincoli e sui loro supporti.

Fino ad ora si è visto però solo un aspetto parziale considerando il ponte soggetto ai soli carichi fissi. Occorre anche effettuare lo studio delle sollecitazioni indotte dai carichi mobili e dalle altre azioni variabili che possono presentarsi durante la vita utile della struttura ed effettuare le verifiche per tutti gli stati limite di servizio che le condizioni ambientali richiedono. Infine bisogna garantire l'adeguato livello di sicurezza allo stato limite ultimo

[8,9].

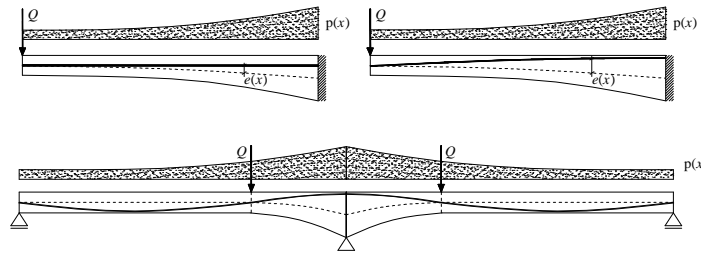


Figura 16: Trave precompressa a profilo variabile. Bilanciamento.

Per quanto riguarda i carichi variabili di esercizio, è necessario valutare le sollecitazioni massime e minime indotte sezione per sezione, quando si siano definiti la forma della struttura, la precompressione e lo schema dei vincoli. Se i carichi fissi sono stati bilanciati con un comportamento funicolare, ogni sezione si trova uniformemente compressa e deve assorbire gli ulteriori stati tensionali dovuti alle azioni variabili.

Per stabilire il livello massimo di tensioni di trazione che può essere accettato da ogni sezione in relazione alle condizioni dell'ambiente esterno, bisogna tenere presente che le eventuali trazioni provengono da azioni temporanee anche se ripetute. Non si può quindi prescindere da valutazioni relative alla frequenza correlata all'intensità di tali azioni. Nei ponti autostradali, per luci piccole ad esempio, solo il 40% del carico utile di progetto si manifesta con una certa frequenza. Quando si aumentano le luci tale percentuale si riduce notevolmente. Nel caso dei ponti ferroviari, è stato valutato, sulla base di studi e ricerche effettuate dalle ferrovie tedesche [10], che solo il 50% dei carichi totali prescritti si verifica con una frequenza che risulta determinante. Queste considerazioni sono fondamentali per stabilire il grado di precompressione necessario ed in definitiva quale sia il livello delle tensioni di trazione accettabile nel caso di azioni temporanee, in relazione all'ambiente.

Tornando alla struttura funicolare, stabilita una soglia per la tensione di trazione $f_{ct} = f_{ctk}/\gamma_c$ che sia accettabile per una data frequenza di ripetizione del carico utile, si può definire e costruire il campo limite (cioè la distanza tra i punti limite nella sezione) entro cui deve ricadere il centro di pressione in fase di esercizio affinché tale soglia non venga superata. Naturalmente il valore della tensione di trazione va definita in dipendenza delle condizioni di aggressività ambientale. Si può inoltre intervenire sulla quantità e sulla distribuzione di armatura ordinaria per fare in modo che se anche dovesse nascere una fessurazione temporanea con l'intera tensione di trazione trasferita alle armature, le fessure si mantengano al di sotto di una certa ampiezza. Ciò può quindi essere verificato operando sul diagramma dei massimi e minimi momenti flettenti per tutte le combinazioni delle azioni variabili e tenendo conto dei tratti in cui il valore dello sforzo di precompressione è costante. Si dividono i tratti del diagramma per i valori di sforzo assiale e si confrontano con l'ampiezza del campo limite. La verifica allo stato limite ultimo viene poi eseguita in modo tradizionale tenendo conto della presenza dell'armatura ordinaria in aggiunta all'armatura attiva.

Avendo operato il bilanciamento dei carichi fissi, il controllo della deformazione è automaticamente verificato nella struttura e non è necessario attribuire ulteriore monte per compensare le deformazioni elastiche e viscosi. Si evitano così i fastidiosi effetti dovuti alle eccessive monte che si verificano negli impalcati dei ponti a travi precomprese, quando un eccesso di precompressione in fase iniziale induce eccessivi spostamenti verso l'alto che crescono nel tempo per il fenomeno viscoso. Nelle strutture che presentano grandi sbalzi viene al contrario limitata la deformazione elastica verso il basso che si incrementerebbe nel

tempo per le deformazioni differite.

Tali concetti possono essere efficacemente utilizzati nel progetto di ponti a piastra funicolari per contrastare l'azione del degrado.

6 PRECOMPRESSIONE BILANCIATA NEI PONTI A PIASTRA

In questo paragrafo si specificano le considerazioni prima effettuate con riferimento a ponti a piastra, considerando inizialmente il comportamento di una striscia di piastra soggetta ai carichi fissi e valutando successivamente gli effetti dei carichi utili di esercizio.

Si consideri una mensola di lunghezza L , con sezione rettangolare ad altezza variabile $h(x)$ e in presenza di un cavo di precompressione rettilineo. E' possibile, attraverso la precompressione trovare il perfetto bilanciamento dei carichi permanenti applicati dovuti al peso proprio $g(x)$, ad un carico uniforme (pavimentazione e sovrastruttura) p e ad un carico concentrato Q in punta (fig. 17).

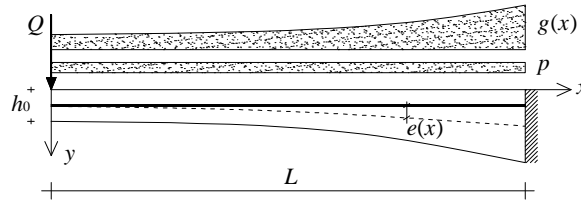


Fig. 17: Bilanciamento con cavo rettilineo

Sia γ il peso specifico del calcestruzzo armato e $h_0 = h(0)$ l'altezza della sezione all'estremità iniziale. Sia poi N lo sforzo di precompressione nel cavo in esercizio, avendo già scontato le cadute di tensione nel tempo e si trascuri l'effetto dell'attrito considerando costante il valore di N per tutta la lunghezza del cavo. Essendo i baricentri delle sezioni posti su una curva, l'eccentricità dello sforzo di precompressione è variabile sezione per sezione: $e(x) = [h(x) - h_0]/2$.

Il carico equivalente alla precompressione $q_p(x)$, può scriversi tramite la relazione:

$$q_p(x) = -N \frac{d^2 e(x)}{dx^2} = -\frac{N}{2} \frac{d^2 h(x)}{dx^2} \quad (9)$$

Per equilibrare i carichi permanenti, il carico equivalente alla precompressione deve soddisfare la seguente condizione:

$$g(x) + p + q_p(x) = 0 \Rightarrow \frac{N}{2} \frac{d^2 h(x)}{dx^2} - \gamma h(x) - p = 0 \quad (10)$$

L'equazione (10) è un'equazione differenziale del secondo ordine la cui soluzione è:

$$h(x) = A \sinh \alpha x + B \cosh \alpha x - \frac{2p}{N\alpha^2} \quad (11)$$

nella quale $\alpha^2 = 2\gamma/N$ mentre A, B sono costanti da determinare attraverso le condizioni al contorno:

$$\left. \frac{de}{dx} \right|_{x=0} = \frac{Q}{N} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{2Q^2}{\gamma N}} \quad (12)$$

$$h(0) = h_0 \Rightarrow B = h_0 + \frac{p}{\gamma}$$

La soluzione che fornisce il profilo della mensola a sezione variabile, per il perfetto bilanciamento dei carichi permanenti g , p e Q attraverso lo sforzo di precompressione N del cavo rettilineo e la variazione conseguente di eccentricità, viene fornita dalla seguente legge di variazione dell'altezza della sezione:

$$h(x) = \sqrt{\frac{2Q^2}{\gamma N}} \sinh \alpha x + \left(h_0 + \frac{p}{\gamma} \right) \cosh \alpha x - \frac{p}{\gamma} \quad (13)$$

Nel caso in cui, invece, il cavo è rettilineo ma inclinato (Figura 18), imponendo le nuove condizioni al contorno, la soluzione diventa:

$$h(x) = \left(\sqrt{\frac{2Q^2}{\gamma N}} - \sqrt{\frac{(h_0 - 2d)^2 N}{2\gamma L^2}} \right) \sinh \alpha x + \left(h_0 + \frac{p}{\gamma} \right) \cosh \alpha x - \frac{p}{\gamma} \quad (14)$$

in cui d è il copriferro del cavo di precompressione nella sezione finale di incastro.

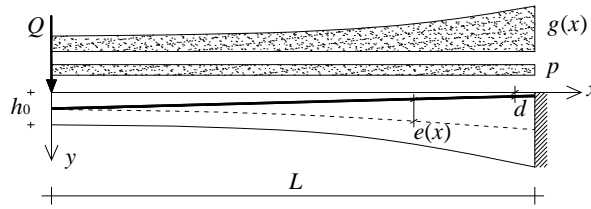


Fig. 18: Bilanciamento con cavo rettilineo inclinato

Consideriamo ora il caso di un cavo parabolico (Figura 19). Per determinare il profilo della mensola che fornisce il perfetto bilanciamento di carico equivalente alla precompressione e carichi permanenti applicati, la nuova eccentricità è determinata come somma di quella dovuta alla curvatura del cavo e di quella dovuta alla curvatura della linea dei baricentri.

$$e(x) = \left(\frac{h_0}{2} - d \right) \frac{x}{L} \left(2 - \frac{x}{L} \right) + \frac{h(x) - h_0}{2} \quad (15)$$

Per l'equilibrio alla traslazione verticale si ha:

$$\frac{N}{2} \frac{d^2 h(x)}{dx^2} - \gamma h(x) - p + \frac{2N}{L^2} \left(\frac{h_0}{2} - d \right) = 0 \quad (16)$$

La soluzione dell'equazione (16) è:

$$h(x) = A \sinh \alpha x + B \cosh \alpha x - \frac{p}{\gamma} - \frac{N}{\gamma L^2} (h_0 - 2d) \quad (17)$$

e le condizioni al contorno sono:

$$\begin{aligned} \left. \frac{de}{dx} \right|_{x=0} &= \frac{Q}{N} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{2Q^2}{\gamma N}} - \sqrt{\frac{2N(h_0 - 2d)^2}{\gamma L^2}} \\ h(0) &= h_0 \Rightarrow B = h_0 + \frac{p}{\gamma} + \frac{N(h_0 - 2d)}{\gamma L^2} \end{aligned} \quad (18)$$

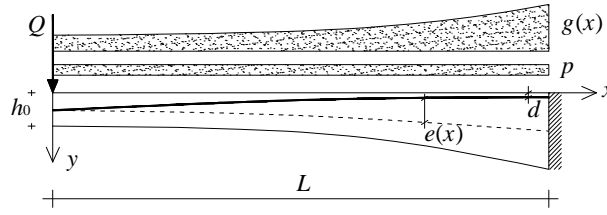


Fig. 19: Bilanciamento con cavo parabolico

In definitiva il profilo è dato dalla soluzione:

$$h(x) = \left(\sqrt{\frac{2Q^2}{\gamma N}} - \sqrt{\frac{2(h_0 - 2d)^2 N}{\gamma L^2}} \right) \sinh \alpha x + \left(h_0 + \frac{p}{\gamma} + \frac{N(h_0 - 2d)}{\gamma L^2} \right) \cosh \alpha x - \frac{p}{\gamma} - \frac{N(h_0 - 2d)}{\gamma L^2} \quad (19)$$

Le equazioni (13), (14) e (19) forniscono la variazione dell'altezza $h(x)$ della sezione della trave per le diverse configurazioni del cavo di precompressione, noto che sia il valore N di sforzo di precompressione nel cavo.

In alternativa, fissata a priori la geometria e quindi i parametri h_0 , $h(L)$ e d , è invece possibile trovare il valore di N per il bilanciamento dei carichi permanenti. I valori dei parametri geometrici possono derivare da considerazioni tecnologiche o meccaniche. L'altezza minima h_0 può dipendere dallo spazio necessario agli ancoraggi dei cavi e dallo spessore minimo per le verifiche locali della soletta.

Ma l'altezza della sezione in ogni sezione deve soddisfare soprattutto un'altra condizione, relativa ai carichi di esercizio. Infatti, scegliendo di effettuare una precompressione limitata, si deve assicurare che in ogni sezione, per effetto dei carichi di esercizio non si superi l'aliquota massima prescritta di tensioni di trazione $f_{ct} = f_{ctk}/\gamma_c$ (in cui f_{ctk} è la tensione caratteristica di rottura a trazione del calcestruzzo e γ_c il coefficiente parziale). Nel caso di precompressione integrale f_{ct} viene posta eguale a zero, mentre nel caso di precompressione limitata, in ogni sezione deve valere la seguente condizione:

$$f_c(x) = \frac{N}{A_c(x)} - \frac{M_{live}(x)}{W_c(x)} \geq -f_{ct} \quad (20)$$

in cui A_c è l'area della sezione e W_c il modulo di resistenza mentre, M_{live} è il momento flettente dovuto alla combinazione prescelta dei carichi utili di esercizio.

Allora si può procedere nel seguente modo, in analogia a quanto già visto per l'arco:

- 1) si determina il diagramma dei momenti flettenti dovuto ai carichi utili di esercizio per la combinazione prescelta;
- 2) si determina sezione per sezione, il valore di eccentricità limite relativo alla massima tensione di trazione f_{ct} (estremo del campo limite);
- 3) si verifica che in ogni sezione il diagramma delle eccentricità dovute ai carichi mobili $M_{live}(x)/N$ rientri entro il campo limite;
- 4) si determina l'eventuale armatura ordinaria necessaria alla limitazione della fessurazione.

Attraverso tale valutazione si determina quindi se l'altezza delle sezioni ed il profilo ottenuto dal bilanciamento dei carichi fissi è adeguato per assicurare il livello prescritto di sicurezza a fessurazione.

Inoltre, potrebbe anche valutarsi la possibilità di limitare ulteriormente le tensioni di trazione, escludendo che esse insorgano per i carichi utili ripetuti, considerando l'aliquota dei carichi massimi con frequenza determinante.

7 UN CASO DI PONTE A PIASTRA: IL PONTE SULLA LAGUNA RUWAIS A JEDDAH

Il ponte sulla laguna Ruwais a Jeddah, Arabia Saudita (figura 20), è il primo di tre ponti a piastra realizzati nella città ed è stato costruito nella prima metà degli anni '80 nell'ambito di un progetto su larga scala che riguardava la "corniche", un viale lungo il mare che si estende per più di 30 km da nord a sud della città. Il ponte, lungo complessivamente 212 m, è un ponte multicampata con piastre a fungo, con 5 campate centrali da 33 metri e due campate laterali di 23.5 metri, con tracciato curvo orizzontalmente con raggio costante pari a 600 m. La piastra è a profilo variabile sia longitudinalmente che trasversalmente; il profilo è stato determinato con il metodo della precompressione bilanciata e segue quindi la forma della catenaria. Il profilo è simmetrico con altezza massima dell'impalcato al di sopra della laguna di 10 metri. L'impalcato è largo 29 metri ed ospita due carreggiate, con tre corsie per senso di marcia, due marciapiedi laterali ed uno spartitraffico centrale. L'impalcato ha schema statico longitudinale di telaio con selle Gerber situate asimmetricamente rispetto alle pile. Su ogni pila insiste una porzione di impalcato di superficie pari approssimativamente a 1000 mq. Ogni piastra è precompressa sia longitudinalmente che trasversalmente e la sezione è variabile longitudinalmente con altezze che vanno da 1.00 m (al centro della campata) a 2.30 m (in corrispondenza della pila) e trasversalmente da 0.32 m (all'estremo libero dello sbalzo) a 1.00 m (al centro della sezione).

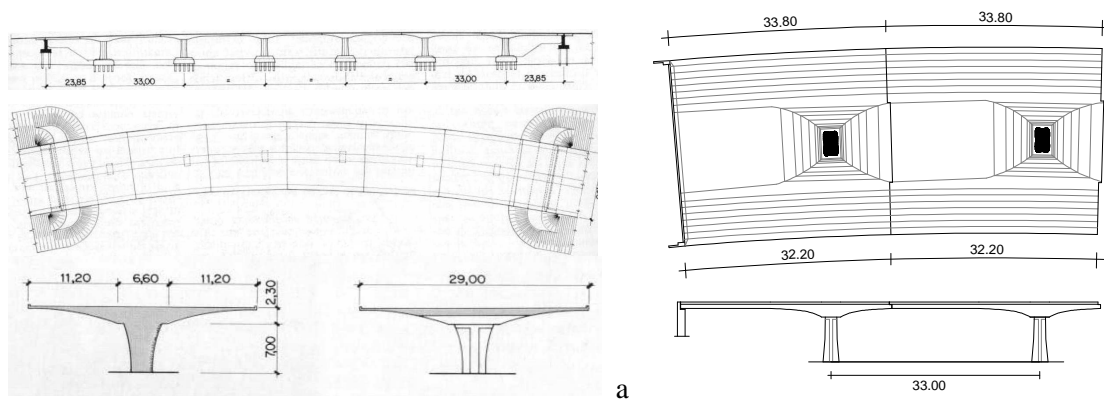


Fig. 20: Il ponte sulla laguna Ruwais. a) Pianta, prospetto e sezioni. b) Avanzamento delle stampelle.

Le pile hanno sezione trasversale ellittica variabile e sono alte 7 metri. Esse sono state precomprese verticalmente per far fronte ai momenti flettenti indotti dalla torsione dell'impalcato quando questo è soggetto a carichi mobili eccentrici. Le spalle sono larghe quanto l'impalcato e quest'ultimo poggia su di esse tramite appoggi elastomerici, mentre sulle selle Gerber sono posizionati appoggi di acciaio e teflon che permettono rotazioni e piccoli spostamenti longitudinali per favorire le deformazioni assiali dovute a ritiro e variazioni termiche uniformi.

Le fondazioni sono a plinto piramidale su 25 pali $\phi 600$ di lunghezza variabile e comunque non minore di 20 m. Il terreno sottostante è costituito da strati superficiali soffici su uno strato di aggregato corallino compatto più profondo, assimilabile ad una sabbia di buone caratteristiche meccaniche. Notizie relative alle modalità costruttive dei ponti possono essere reperite in [11].

Criteri di progetto per carichi fissi

Il criterio fondamentale che ha ispirato la progettazione è stato quello di mantenere

uniformemente compressa ogni sezione per effetto dei carichi fissi, per evitare la fessurazione della struttura, viste le condizioni ambientali di forte aggressività della laguna. Considerati i carichi permanenti dovuti al peso proprio della struttura e alla pavimentazione, è stato utilizzato il metodo della precompressione bilanciata per la determinazione del profilo variabile e dello sforzo di precompressione. La scelta è stata quella di adottare una precompressione limitata con un valore massimo delle tensioni di trazione da non superare per effetto dei carichi utili di esercizio.

In questa maniera si è ottenuta una tensione uniforme di compressione in ogni sezione della piastra per i carichi permanenti, con uno sforzo di precompressione considerato a cadute avvenute, in condizioni di esercizio.

Consideriamo innanzi tutto il profilo longitudinale del ponte. Esso è costituito da due parti: una centrale a sezione costante e lunga 14 metri a partire dalla sella Gerber, più una parte laterale a profilo variabile che si connette con la pila.

Nella parte centrale di altezza costante ($h=1.00$ m) vengono posti cavi parabolici: questo tratto si trova tra due punti di nullo dei momenti flettenti e può essere considerato come una trave semplicemente appoggiata a sezione costante con cavo parabolico. Il carico equivalente alla precompressione q_p è uniforme e deve essere eguale ed opposto ai carichi permanenti. Sotto questa condizione lo sforzo di precompressione è quindi:

$$N = \frac{M}{e_{\max}} = \frac{q_{\text{dead}} L^2}{8 e_{\max}} = \frac{q_{\text{dead}} L^2}{8 \left(\frac{h}{2} - d \right)} \quad (21)$$

Dall'equazione (21) si trova per il caso in studio un valore di $N=3000$ kN per ogni striscia longitudinale larga 1 metro. Con questo valore possono essere determinati il numero e il tipo di cavi: nella striscia longitudinale centrale di 15 metri sono stati utilizzati 24 cavi 19T13 (figura 21).

La scelta progettuale è stata quella di lasciare tali cavi ancora efficaci anche nelle zone laterali a sezione variabile, rialzando opportunamente i cavi per la determinazione dell'eccentricità più conveniente. In queste zone si ha quindi un profilo variabile con cavo parabolico. Attraverso la relazione (19), si trova il valore dello sforzo necessario in questa zona, sostituendo i valori dei parametri: $h_0 = 1.00$ m, $h(L) = 2.30$ m, $\gamma = 25$ kN/m³, $Q = 319$ kN, $p = 3$ kN/m². Si trova $N = 5000$ kN, per cui è necessario aggiungere altri 14 cavi parabolici a integrazione dei precedenti 24, per un totale di 38 cavi. La configurazione è illustrata in figura 21. Il profilo che ne consegue è dato, sezione per sezione, dall'espressione (19) e corrisponde ad una situazione di perfetto bilanciamento dei carichi permanenti con una tensione uniforme di compressione media nelle sezioni di circa 3.0 MPa. Tale tensione costituisce la riserva di compressioni necessaria ad affrontare le trazioni derivanti dai momenti flettenti che nascono in esercizio per effetto dei carichi variabili (carichi mobili, carichi termici, etc...).

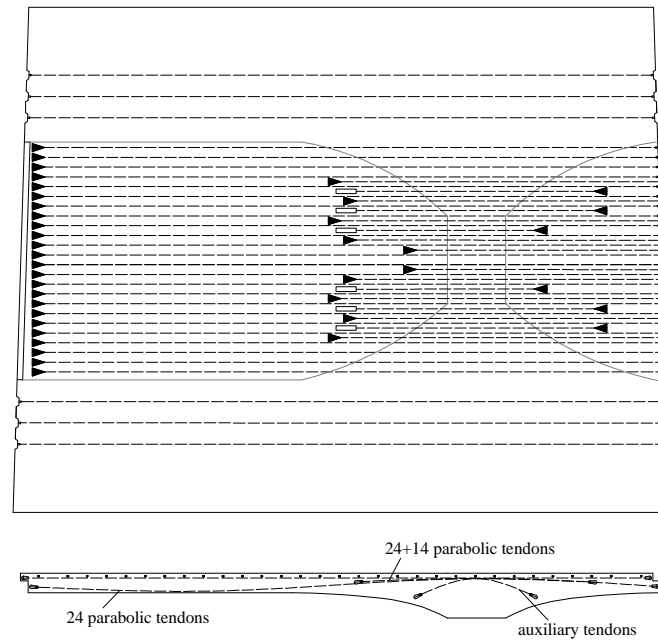


Fig. 21: Profilo longitudinale e configurazione dei cavi di precompressione (i cavi ausiliari sono necessari per il taglio)

Una considerazione particolare va fatta sulla sella Gerber. Normalmente tali selle costituiscono un punto delicato della costruzione in quanto sede di rotazioni relative che si incrementano nel tempo creando il dissesto del giunto. In tale caso, essendo la struttura bilanciata e con deformazione nulla, nella sella Gerber non nascono rotazioni per effetto dei carichi permanenti, ma soltanto traslazioni orizzontali. Piccole rotazioni temporanee si hanno sotto l'effetto dei carichi variabili, che si annullano al cessare della causa. Si è potuto osservare che dopo circa 30 anni, nessun dissesto si è prodotto nella sella né nel giunto.

Consideriamo ora il profilo trasversale. In questo caso la precompressione bilanciata è applicata attraverso un cavo rettilineo nella sezione a profilo variabile dello sbalzo laterale e attraverso un cavo parabolico nella parte centrale a sezione costante.

Per determinare la forma geometrica del profilo è possibile applicare la relazione (13) in cui $Q = 0$, $h_0 = 0.32$ m, $h(L) = 1.00$ m, $L = 7.50$ m. In questo caso il valore dello sforzo di precompressione risulta, per ogni striscia di 1 metro: $N = 1,120$ kN/m, $\alpha = 0.211$ m⁻¹.

La figura 22 fornisce la sezione trasversale con i cavi di precompressione, mentre la figura 23 illustra il “conceptual design” trasversale per il bilanciamento del peso degli sbalzi.

Consideriamo il bilanciamento della sezione a profilo variabile. La variazione improvvisa della curva dei baricentri nella sezione in cui il profilo rimane di altezza costante (sezione b), corrisponde ad una forza concentrata che per l'equilibrio è eguale al taglio dovuto ai carichi permanenti non uniformi, essendo L_{ab} circa eguale a L_{bc} .

Sommando i carichi fissi con il carico equivalente alla precompressione e sagomando il profilo a catenaria, si ottiene il bilanciamento e una tensione di compressione uniforme in tutte le sezioni. La parte centrale è soggetta invece ai carichi permanenti uniformi $g+p$ più i carichi equivalenti alla precompressione, che sono qui dello stesso segno dei carichi permanenti. Il risultato è quello di aver “trasferito” il peso dello sbalzo sulla striscia centrale, spalmandola su di essa.

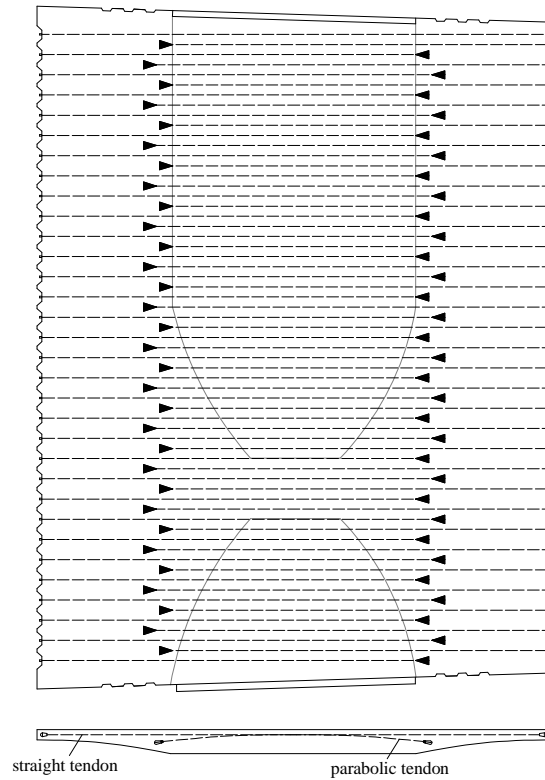


Fig. 22: Profilo trasversale e configurazione dei cavi

Questo aggravio di carico nella zona centrale è a sua volta equilibrato, per quello che abbiamo visto in precedenza, dalla precompressione longitudinale e quindi la striscia longitudinale centrale larga circa 15 metri supporta gli sbalzi laterali ma risulta anch'essa bilanciata. Trasversalmente, la tensione media di compressione uniforme è pari a circa 2.0 MPa. A questa vanno sommati gli effetti dei carichi variabili. Per quanto riguarda le deformazioni, l'effettivo annullamento avviene solo a tempo t_{∞} . Tuttavia, in fase iniziale si sono avute piccole montate verso l'alto che hanno favorito il distacco dalla cassaforma e che dopo qualche anno sono diventate inapprezzabili. Attualmente, dopo 30 anni di esercizio, il ponte si presenta perfettamente orizzontale senza alcun segno di disallineamento. Questo manifesta un segnale di buon comportamento della precompressione, che si è mantenuta efficiente nel tempo. Il criterio del bilanciamento ha quindi giocato un efficace ruolo di prevenzione del degrado del ponte in condizioni particolarmente difficili, validando le scelte di progetto.

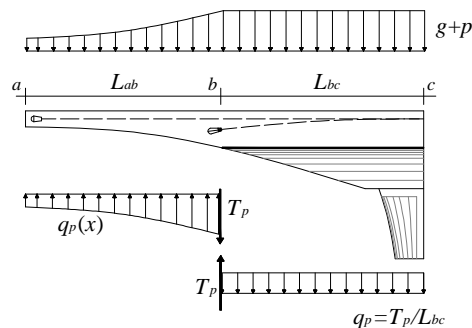


Fig. 23: Bilanciamento trasversale dello sbalzo

Criteri di progetto per i carichi variabili di esercizio

Finora sono stati considerati soltanto i carichi fissi. Ora si valutino gli effetti di carichi mobili e dei gradienti di temperatura. Delle variazioni termiche uniformi non ci si occupa perché la struttura è isostatica assialmente, grazie alla sconnessione con appoggi mobili sulle selle Gerber.

Per questa valutazione è stato considerato un gradiente termico di 10°C dovuto al soleggiamento con riscaldamento della superficie superiore d'impalcato e sono stati applicati i carichi dell'Eurocodice 1 per i ponti stradali [12, 13]. Il progetto originario invece è stato redatto considerando i carichi da ponte forniti dalle norme dell'Arabian Ministry of Communication (MOC, 1973), applicando per le verifiche progettuali le norme AASHTO del 1977. Trasversalmente, per la striscia larga 1.00 m, sono stati considerati i valori: $N = 1,120$ kN/m, $M_{live} = 300$ kNm/m, $f_{ct} = 1.35$ MPa con altezza massima $h = 1.00$ m (sezione b della figura 23). Per il profilo longitudinale, mantenendo il valore costante di altezza 1.00 m, i valori nella zona con massime tensioni di trazione sono invece: $N = 2,940$ kN/m, $M_{live} = 702$ kNm/m.

Tali valutazioni possono essere fatte in ogni sezione attraverso il diagramma dei massimi e minimi momenti per la valutazione delle eccentricità $M_{live,max}/N$ e $M_{live,min}/N$. Queste vanno confrontate con il campo limite, avendo fissato $f_{ct} = 1.35$ MPa. In figura 24 è riportato il diagramma delle eccentricità longitudinali ed il confronto col campo limite, con l'evidenziazione delle sezioni critiche. Si noti che il salto nel diagramma delle eccentricità limite dipende dalla variazione di sforzo normale dove vengono introdotti i 14 cavi laterali. La curva a tratto continuo si riferisce alle valutazioni effettuate tenendo conto della doppia curvatura (longitudinale e trasversale) che assume il profilo dell'impalcato, mentre la linea a tratteggio indica una valutazione approssimata con variazione singola del profilo (solo longitudinale).

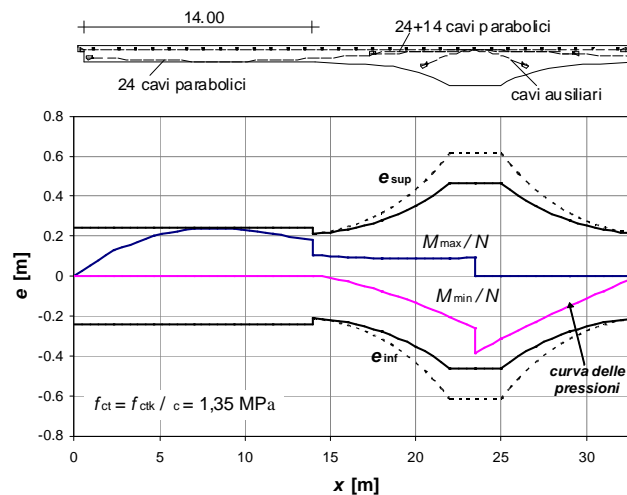


Fig. 24: Verifica longitudinale delle eccentricità per la combinazione carichi mobili + gradiente termico.

In questa maniera e con tali valori, una volta ottenuto il perfetto bilanciamento per carichi fissi con la precompressione non si hanno deformazioni dovute ai carichi permanenti tranne quelle dovute alla variazione di sforzo normale nel tempo per effetto delle cadute e quelle assiali dovute alla compressione uniforme. Gli spostamenti della struttura dipendono quindi soltanto dai carichi utili di esercizio e quindi le deformazioni conseguenti sono sempre transitorie e legate all'intensità del carico utile: le trazioni consentite non vengono superate e le piccole fessurazioni che dovessero aversi nella zona in trazione sono microfessure capillari

che si richiudono immediatamente al passaggio del carico. Ciò permette di evitare l’innescò di problemi di corrosione delle armature, anche in ambiente estremamente aggressivo come quello umido e salino della laguna. Inoltre, essendo le deformazioni dipendenti da carichi variabili, non si hanno problemi di deformazioni differite dovute a viscosità, che potrebbero risultare di particolare importanza per la presenza di grandi sbalzi laterali.



Fig. 25: Foto della costruzione del ponte a piastra sulla laguna Ruwais

La precompressione bilanciata permette infatti di annullare il carico totale permanente dello sbalzo e quindi le deformazioni elastiche, cosicché non possano queste incrementarsi per gli effetti della viscosità. Nelle figure vengono riportate alcune foto dello stato attuale dei ponti a piastra costruiti secondo il progetto illustrato.



Fig. 26: Visione generale di uno dei ponti a piastra costruiti a Jeddah



Fig. 27: Foto del profilo in prossimità della pila e della sella Gerber dall’intradosso dell’impalcato

7 CONCLUSIONI

E’ stato presentato il criterio di progettazione della precompressione con bilanciamento completo delle deformazioni flessionali e la realizzazione di un ponte funicolare, quale criterio di “conceptual design” per prevenire il degrado delle strutture in condizioni particolarmente avverse. La forma della struttura non è arbitraria ma spontanea e conseguente alle condizioni prescelte, così come in natura le conchiglie o l’uovo presentano la forma spontanea più adatta. Nel ponte di cui sono state presentate le scelte progettuali sono anche

state adottate in fase di realizzazione numerose cautele che hanno garantito una buona esecuzione del manufatto. Il calcestruzzo dei getti, con cemento di tipo solfato-resistente, inerti basaltici ed additivi, è stato progettato con un attento mix-design e controllato in opera con verifiche continue. Particolare attenzione è stata posta nei getti in clima caldo, eseguiti di notte e con acqua di impasto raffreddata. E' stata curata la maturazione ed evitata la fessurazione iniziale dovuta alle forti temperature aggiuntive provenienti dal calore di idratazione dei getti piuttosto massicci. Ciò è stato ottenuto con modalità di getto particolari e con una fase di precompressione iniziale di basso tenore introdotta poco dopo il completamento del getto della singola campata.

Si è avuto modo di accertare che dopo 30 anni anche in assenza di manutenzione, i criteri di progetto adottati e la buona esecuzione hanno ridotto drasticamente il degrado e lasciato i ponti costruiti in perfetta efficienza ed esercizio, come risulta a tutt'oggi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Fernandez Troyano L. 2006. *Terra sull'acqua. Atlante storico universale dei ponti*. Ed. italiana. Palermo: Dario Flaccovio.
- [2] Leonhardt, F. 1964. *Prestressed concrete. Design and construction*. Berlin: W. Ernst & Sohn.
- [3] Chiorino, M.A. 2005. A Rational Approach to the Analysis of Creep Structural Effects. In: Gardner, Weiss. *Shrinkage and Creep of Concrete*, ACI, SP-227,107-141.
- [4] Arici M. & Granata M.F. 2007b. Removal of temporary supports and creep effects in the sequential construction of bridges. In: Chiorino-Gardner, *Structural Implication of Shrinkage and Creep of Concrete*, ACI, SP246, 37-52.
- [5] Rappa L., Arici M., Chiorino M.A. 2006. Effetti della viscosità su ponti a conci costruiti per segmenti successivi. *Atti 16° congresso CTE*, Parma, I 279-290.
- [6] Strasky J. 2003. The power of prestressing. *Structural Concrete – Journal of the fib*. Vol. 4. 25-43.
- [7] Lin, T.Y. & Burns, N.H. 1982. *Design of prestressed concrete structures*. New York: John Wiley and sons.
- [8] Thoner, H. 1992. *Le béton précontraint aux états-limites*. Paris: Presses de l'école nationale de ponts et chaussées. 2 ed
- [9] Arici, M. & Granata M.F. 2007a. La sicurezza di servizio nella progettazione di un ponte a conci in c.a.p. *Giornate AICAP 2007*. Salerno: 4-6 ottobre 2007
- [10] Leonhardt, F. 1979. *c.a. e c.a.p. Calcolo di progetto e tecniche costruttive*. vol. IV. Milano: Edizioni Tecniche.
- [11] Arici, M. 1985. Ponte sulla laguna Ruwais a Gedda (Arabia Saudita), *L'industria Italiana del Cemento*. n.12/85. 764-779. Pubblicamento: Roma.
- [12] UNI-CEN. 2005. *UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti*. Ed. italiana, Milano: UNI.
- [13] UNI-CEN. 2006. *UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi*. Ed. italiana, Milano: UNI.