

Nuove soluzioni strutturali nel campo del cemento armato precompresso

RELAZIONE GENERALE

Prof. Ing. RICCARDO F. BALDACCI

1. PREMESSE

Nel ringraziare il Consiglio della nostra Associazione per la fiducia dimostrata nell'affidarmi la seconda Relazione generale di queste Giornate 1969 su un tema di così vasta portata, ritengo opportuno premettere i criteri seguiti. Precisamente, nel corso della esposizione mi atterrò alle comunicazioni ricevute dai singoli Autori ed alla loro documentazione, cercando attraverso una sintesi del significato strutturale delle varie opere progettate, di pervenire a qualche conclusione.

Malgrado il numero non molto elevato delle comunicazioni pervenutemi, complessivamente otto, dovrò necessariamente limitarmi all'aspetto essenziale delle soluzioni progettate; accennerò quindi al lato tecnologico solo quando intimamente legato alla scelta dello schema strutturale, lasciando ai singoli Autori il compito di chiarire, con maggiore competenza della mia, i particolari dei procedimenti costruttivi seguiti, qualora, nel corso della discussione fosse ritenuto utile per una migliore comprensione delle varie opere. In sostanza mi limiterò ad esporre esclusivamente il materiale che mi è stato inviato, la maggior parte ben oltre i termini fissati secondo le migliori tradizioni di tutti i congressi, anche se riconosco trattarsi di una visione parziale di quanto è stato fatto nel nostro Paese rammaricandomi sinceramente che insigni Cultori del precompresso non abbiano potuto, per mancanza di tempo, offrire la loro collaborazione preziosa ad una esposizione più esauriente.

Uno sguardo generale alle opere progettate mette in risalto una grande vivacità nella ricerca di soluzioni nuove, una profonda sensibilità nell'adeguare schemi tradizionali alle esigenze specifiche del precompresso, una rigorosa coerenza compositiva nel pieno rispetto della funzionalità delle opere progettate.

2. TRAVE AD ANELLO

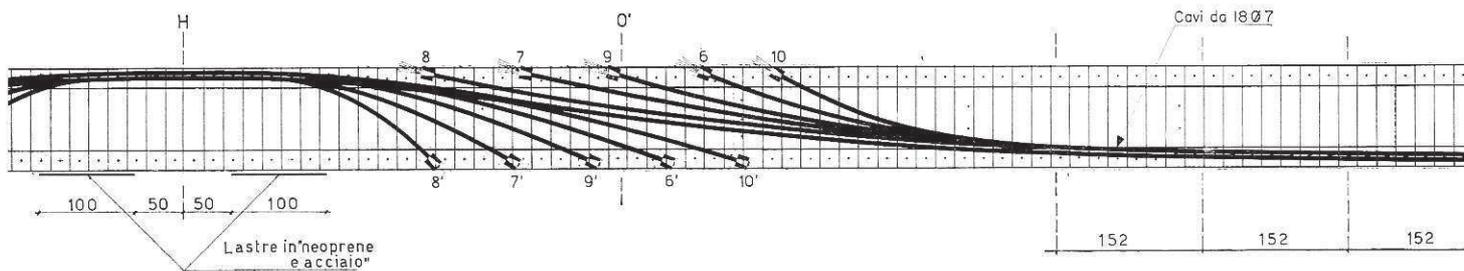
Nella comunicazione inviata dall'Ing. Mario Aquilino [1] viene esposta una interessante soluzione di una grande trave ad anello per sostenere la copertura della nuova aula del Centro internazionale dei Congressi in Firenze. Tale aula, della capienza di 1200 posti, fu prevista completamente interrata affinché, pur risultando direttamente accessibile dalla splendida Villa Vittoria dove ha sede il Centro, non alterasse l'aspetto generale del parco nè soverchiasse la volumetria della villa stessa.

La copertura dell'aula, sistemata a teatro all'aperto, è direttamente accessibile dal parco e dalla villa. Le gradinate per il pubblico, sia del teatro sia dell'aula sottostante, si sviluppano simmetricamente rispetto ad un asse che collega l'ingresso al parco con il centro della villa e costituisce un diametro della pianta circolare. L'illuminazione dell'aula è affidata a due ampie aperture correnti lungo i due archi laterali di 90°.

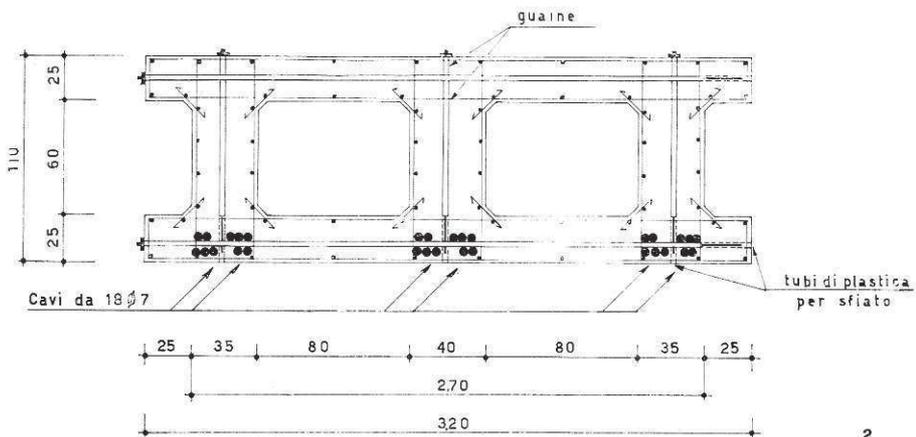
Varie esigenze hanno strettamente condizionato la soluzione strutturale adottata per la copertura: essa infatti consiste in una lastra in c.a. a doppia curvatura variabile, con sezione cellulare di travi e solette delimitata in pianta da un cerchio di 32 m di diametro. La lastra di copertura è sostenuta da una trave ad anello in c.a.p. a sezione cellulare costante della larghezza di 3,40 m e dell'altezza di 1,10 m, poggiata su quattro pilastri equidistanti attraverso elementi in neoprene e lastre in acciaio che ne consentono il libero spostamento nella fase di precompressione e per effetto di variazioni termiche e ritiro.

La distribuzione dei momenti flettenti radiali dovuti al carico verticale trasmesso alla circonferenza interna di bordo può così essere assunta pressochè costante. Tale circostanza conduce ad una sensibile diminuzione dello scarto tra il massimo ed il minimo dei momenti circolari nella condizione simmetrica di pieno sovraccarico: si passa infatti da 800 tm a 1250 tm in campata e da 1300 tm a 1050 tm sull'appoggio in armonia con il dimensionamento a sezione costante dello anello. Nella condizione dissimetrica più sfavorevole del sovraccarico i momenti flettenti raggiungono i limiti di 430 tm e 1300 tm rispettivamente.

La precompressione è stata realizzata nelle tre direzioni: circonferenziale, radiale ed assiale. Il valore elevato delle tensioni tangenziali dovute ad un momento torcente max di 380 tm rese necessario infatti disporre i cavi secondari nelle due ultime direzioni. Tali cavi sono stati realizzati con trecce 3 \varnothing 7 sistema Cesap, disposti a U per poterne eseguire la tesatura dalle testate, con la parte curva priva di guaina e a diretto contatto con il calcestruzzo. L'interasse medio dei cavi sfalsati è di 20 cm, pari al raggio della parte curva degli stessi. La doppia curvatura dei cavi principali costituiti, come è noto nel sistema Cesap, da terne di fili tesati singolarmente e la incertezza sul valore delle perdite per attrito consigliarono di eseguire alcune misure nel corso delle operazioni preliminari di tesatura. Le misure, effettuate con deformometro a cura dello Istituto di Tecnica delle Costruzioni della Facoltà di Architettura di Roma, misero in rilievo sensibili azioni

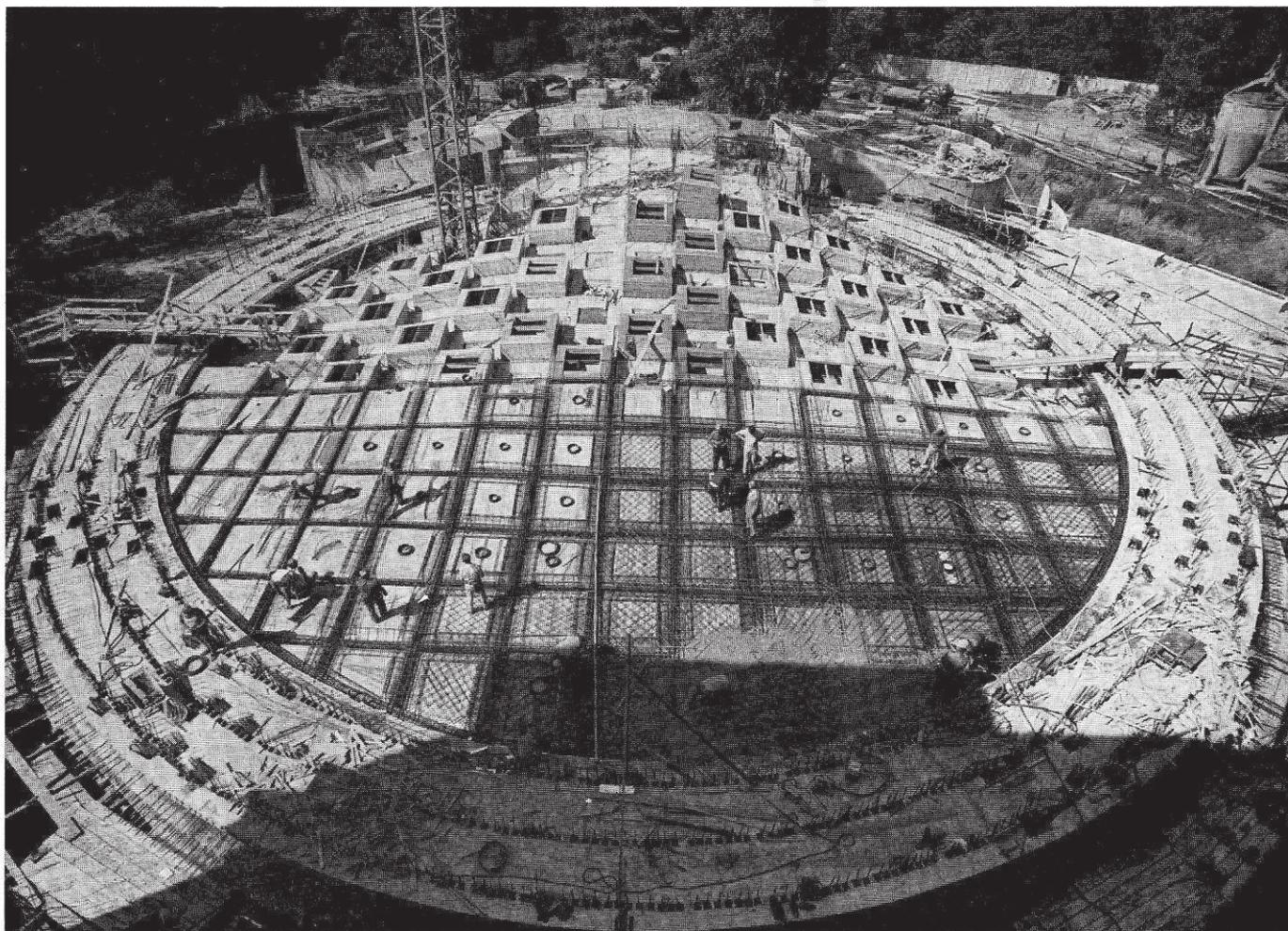


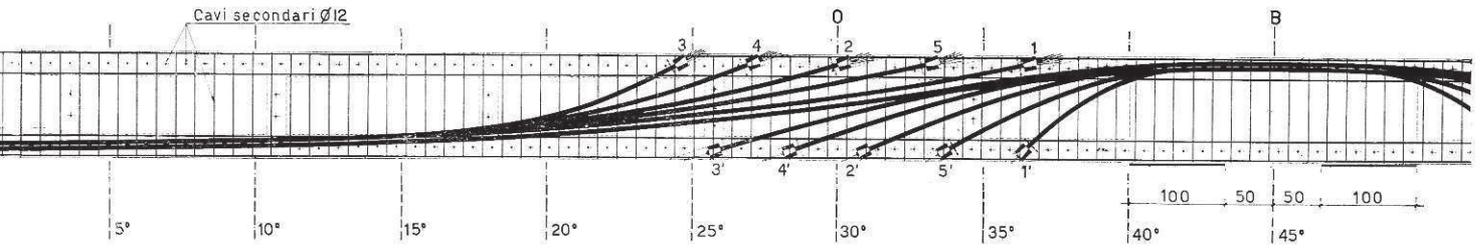
1



2

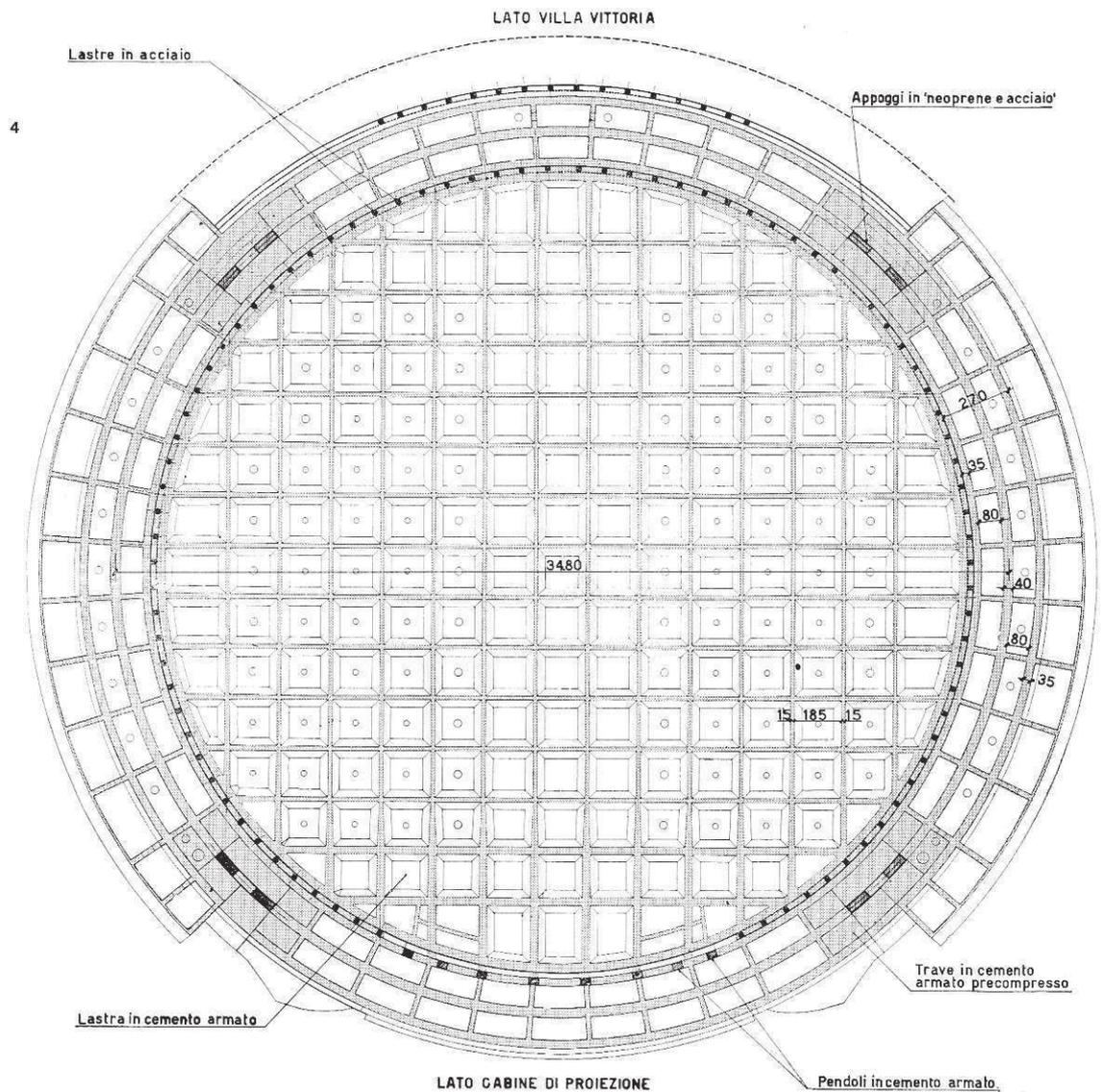
3

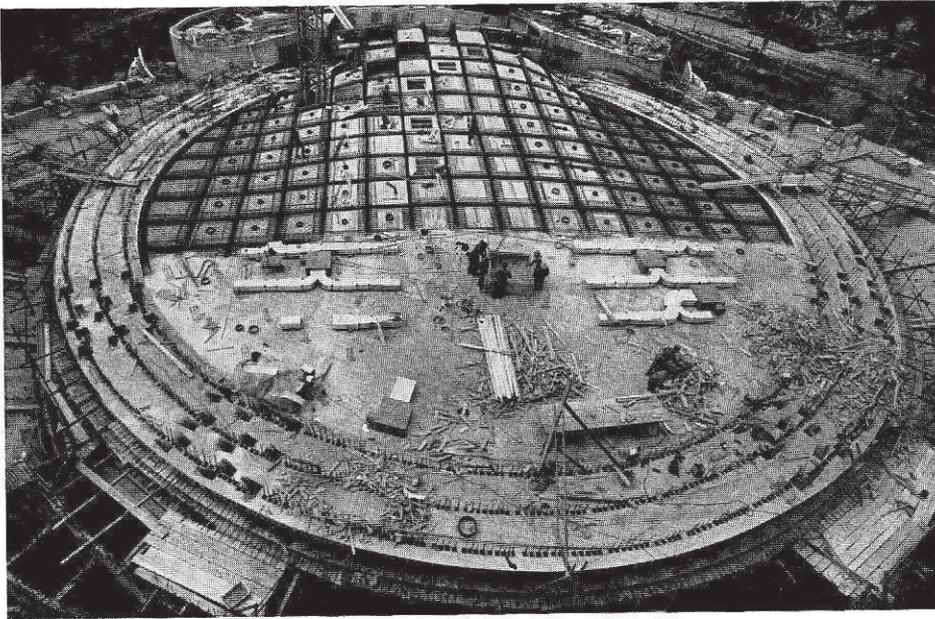




Centro Internazionale dei Congressi a Firenze

1 - Andamento dei cavi di precompressione nella trave ad anello; 2 - Sezione trasversale tipo della trave ad anello; 3 - E' stato eseguito il getto della trave ad anello mentre è in fase avanzata la costruzione della lastra centrale. Sulla trave di bordo si notano le testate dei cavi secondari per la precompressione trasversale; 4 - Pianta della copertura dell'Aula del Centro Congressi;



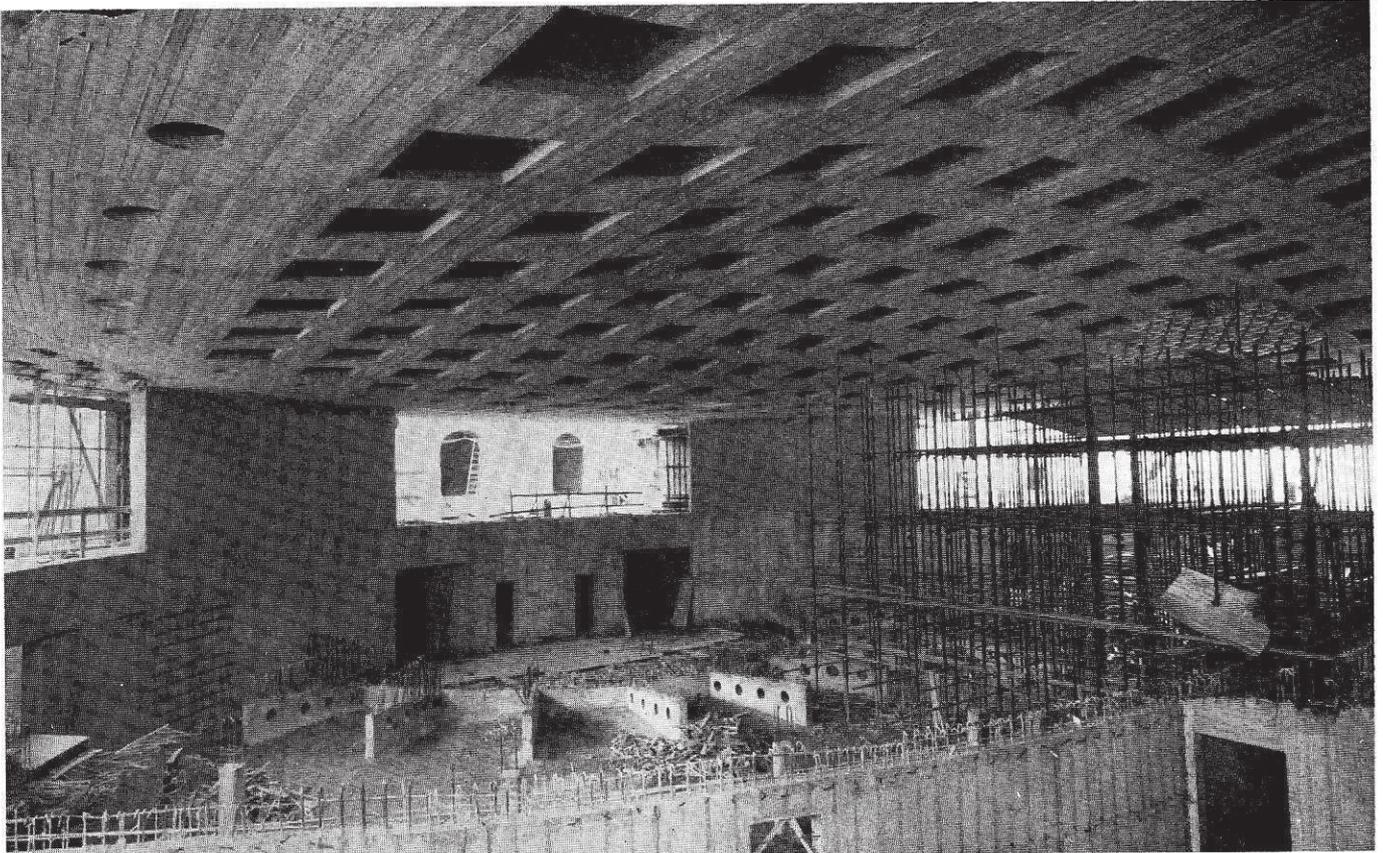


5

6

Centro Internazionale dei Congressi a Firenze

5 - Le operazioni di getto per la realizzazione della calotta; 6 - L'intradosso della struttura di copertura, come appare a disarmo avvenuto.



di trascinamento tra i vari fili ed allungamenti sensibilmente diversi da quelli calcolati. Tali circostanze suggerirono di suddividere le operazioni di tesatura in quattro fasi, raggiungendo un allungamento finale pari a 12,5 cm, inteso come media di 2880 letture su ben 120 cavi, rispetto ai 14 cm previsti dal calcolo. Due successive fasi di tesatura, effettuate dopo circa un mese, consentirono un ulteriore allungamento superiore

ad un cm, e quindi, in definitiva, un valore complessivo praticamente coincidente con quello calcolato nella consueta ipotesi di un coefficiente d'attrito costante.

La soluzione esposta rappresenta, da un lato, un caso tipico di precompressione pluriassiale con la possibilità di influire positivamente sulle proprietà meccaniche dei materiali e, dall'altro, un esempio di esteso controllo sperimentale sugli effettivi valori di tesatura.

3. TRAVI A TELAIO

Sono ben note le simpatie e le antipatie nei confronti della trave a telaio associata al nome di Vierendeel. La necessità di far fronte alle esigenze sempre più complesse poste dalla attuale problematica architettonica porta anche a rielaborare, se non addirittura a riscoprire, schemi tradizionali, infondendo loro un nuovo significato statico ed ampliando la libertà di concezione strutturale. La precompressione, infatti, permette di semplificare, per dirla con Franco Levi [2] « la predisposizione resistente delle strutture affrancandola dalla necessità di seguire con dispositivi complessi il capriccioso andamento delle sollecitazioni locali ».

Per quanto riguarda le modalità di precompressione del sistema Vierendeel con inerzia costante o modulata sono state proposte tre soluzioni: la prima consiste nel disporre un sistema di cavi nei correnti e nei montanti, la seconda di applicare alla trave una catena pretesa contenuta nell'altezza ma esterna in certi tratti, la terza di realizzare la precompressione dei correnti mediante fili aderenti e di collegare a questi i montanti per mezzo di cavi o barre pretese.

A stretto rigore solo la prima soluzione permette di realizzare una Vierendeel integralmente precompressa con possibilità di ottenere dei tracciati concordanti; essa però incontra alcuni ostacoli di carattere costruttivo quali la difficoltà di esecuzione dei nodi per la presenza degli ancoraggi di più cavi, la necessità di complesse operazioni di tesatura per la loro interazione dovuta al grado di iperstaticità interna, il costo elevato dei dispositivi di ancoraggio e delle iniezioni dei cavi su brevi lunghezze.

La seconda soluzione altera profondamente lo schema Vierendeel per la presenza delle diagonali discendenti costituite dai tratti terminali della catena pretesa e conseguente riduzione della libertà completa di passaggio nei campi estremi. Tuttavia questo procedimento offre alcuni vantaggi economici che possono giustificare l'adozione in certi casi particolari.

La terza soluzione permette, utilizzando la iperstaticità del sistema, di regolare il flusso delle sollecitazioni in modo da ottenere una distribuzione ragionevolmente uniforme in tutte le membrature.

a) Travi precomprese con cavi o catene

Le due prime soluzioni sono state ampiamente e profondamente discusse nella comunicazione del prof. Antonio Migliacci [3], al quale si devono alcune interessanti applicazioni costruttive. In breve sintesi gli aspetti fondamentali del calcolo consistono nel trascurare in prima approssimazione gli effetti dovuti alla forza normale ed alla forza di taglio: in tal modo, operando nello spirito del metodo delle deformazioni, vengono assunti come incognite gli spostamenti verticali dei montanti interni e lo spostamento orizzontale del corrente superiore. I valori delle caratteristiche della sollecitazione determinati in tale ipotesi vengono corretti in una fase successiva nella quale si terrà conto dei contributi corrispondenti alle variazioni di lunghezza indotte dalla forza normale ed alle dilatazioni angolari

generate dalla forza di taglio. Il procedimento si sviluppa in forma iterativa arrestandosi quando le sollecitazioni addizionali assumono valori trascurabili.

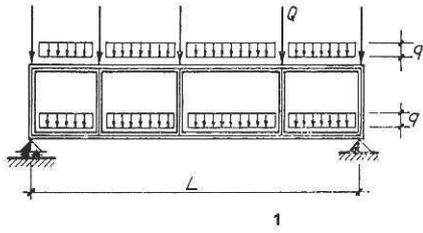
Tale schema di calcolo rimane valido anche per la determinazione delle caratteristiche dovute ad una precompressione, alla quale restano associate tre caratteristiche di deformazione: curvatura, dilatazione lineare e dilatazione angolare. Si genera così un campo di distorsioni variabili col posto e consistente in una rotazione e due spostamenti, alle quali corrispondono tre caratteristiche di sollecitazione del secondo ordine.

Un andamento concordante dei cavi deve ridurre gli effetti del secondo tipo in modo che l'azione indotta dalla precompressione nella sezione generica risulti interamente costituita, o quasi, dalle caratteristiche del primo ordine. Tale situazione può essere raggiunta cercando che le distorsioni siano proporzionali, secondo un certo fattore negativo, alle distorsioni corrispondenti dovute ad una precompressione arbitraria. In tal caso il tracciato associato alla precompressione iniziale deve essere tale che in ogni sezione le caratteristiche risultino proporzionali, nella stessa misura μ , al momento flettente, alla forza normale ed alla forza di taglio prodotti dalla condizione arbitraria.

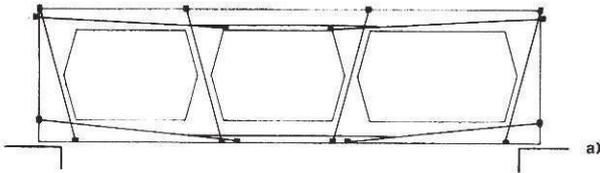
Poichè, ingenerale, le distorsioni dovute alle forze normali e taglianti generano effetti secondari rispetto a quelli dovuti al momento flettente, appare sufficiente rispettare la sola concordanza flessionale del tracciato: ciò si ottiene attribuendo al prodotto della precompressione p per l'eccentricità e un valore determinato, in modo che, alterando opportunamente i due fattori p ed e del prodotto $p.e$ si ottenga la stessa dilatazione assiale sia nei montanti sia nei diversi campi dei correnti.

Lo studio in fase viscosa non si presenta semplice: la precompressione infatti dipende non solo dal tempo ma anche dalle caratteristiche delle sezioni resistenti variabili da punto a punto. Un tracciato concordante all'istante $t = 0$ di applicazione della precompressione p può cessare di esserlo in un istante successivo. Tale dipendenza funzionale della precompressione sia dal tempo t sia dal posto s rende la soluzione del problema estremamente ardua. La adozione di una legge in cui p sia unicamente funzione del tempo, anche se rappresenta una ipotesi arbitraria, offre l'innegabile vantaggio di una semplificazione radicale del problema e conduce a risultati non troppo discosti dalla realtà.

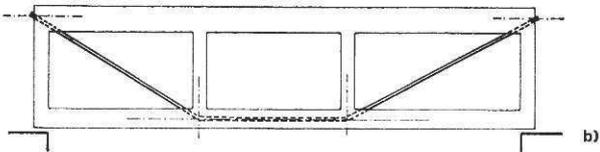
Naturalmente l'analisi in fase viscosa dovrebbe essere condotta per tutti gli istanti successivi $t > 0$: appare necessario limitare l'indagine al calcolo delle caratteristiche di sollecitazione corrispondenti all'esaurimento del fenomeno viscoso, cioè per $t = \infty$. In altri termini la valutazione delle perdite di precompressione iniziale viene esaurita nella ipotesi che esse abbiano, nello stesso istante, valori abbastanza uguali nelle varie sezioni, assumendo per esse una legge unica ed indipendente dal posto. L'adozione di un siffatto legame funzionale permette così di valutare le sollecitazioni in fase viscosa da quelle elastiche iniziali con la semplice moltiplicazione per il fattore $1 - \pi$, essendo π la perdita. Il problema si riduce allora ad un sistema di equazioni integrali di Volterra, i cui nuclei rappresentano il carattere ereditario della deformazione viscosa nel conglomerato cementizio tra l'istante iniziale di ap-



1

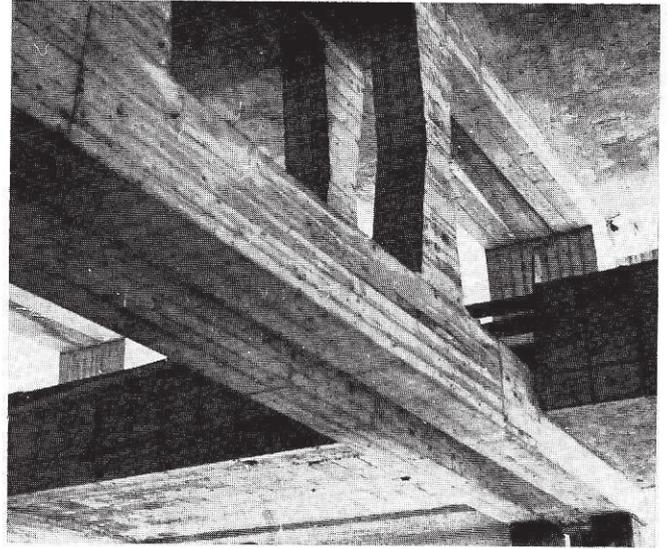


2



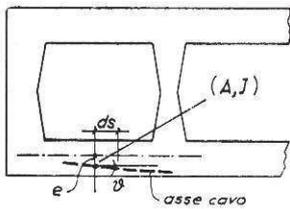
a)

b)

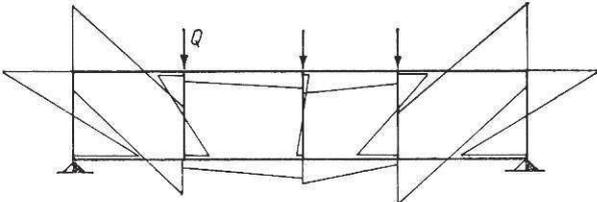


6

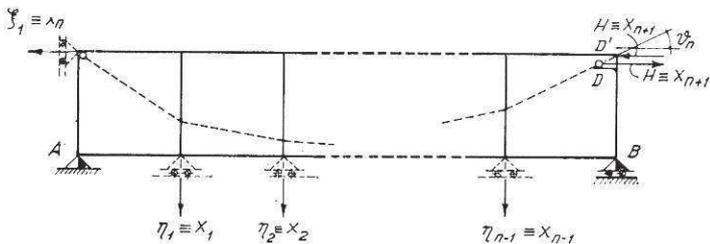
3



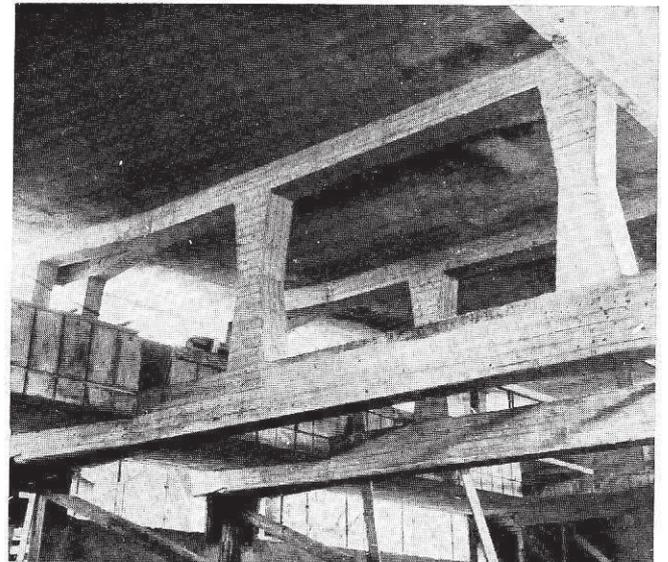
4



5

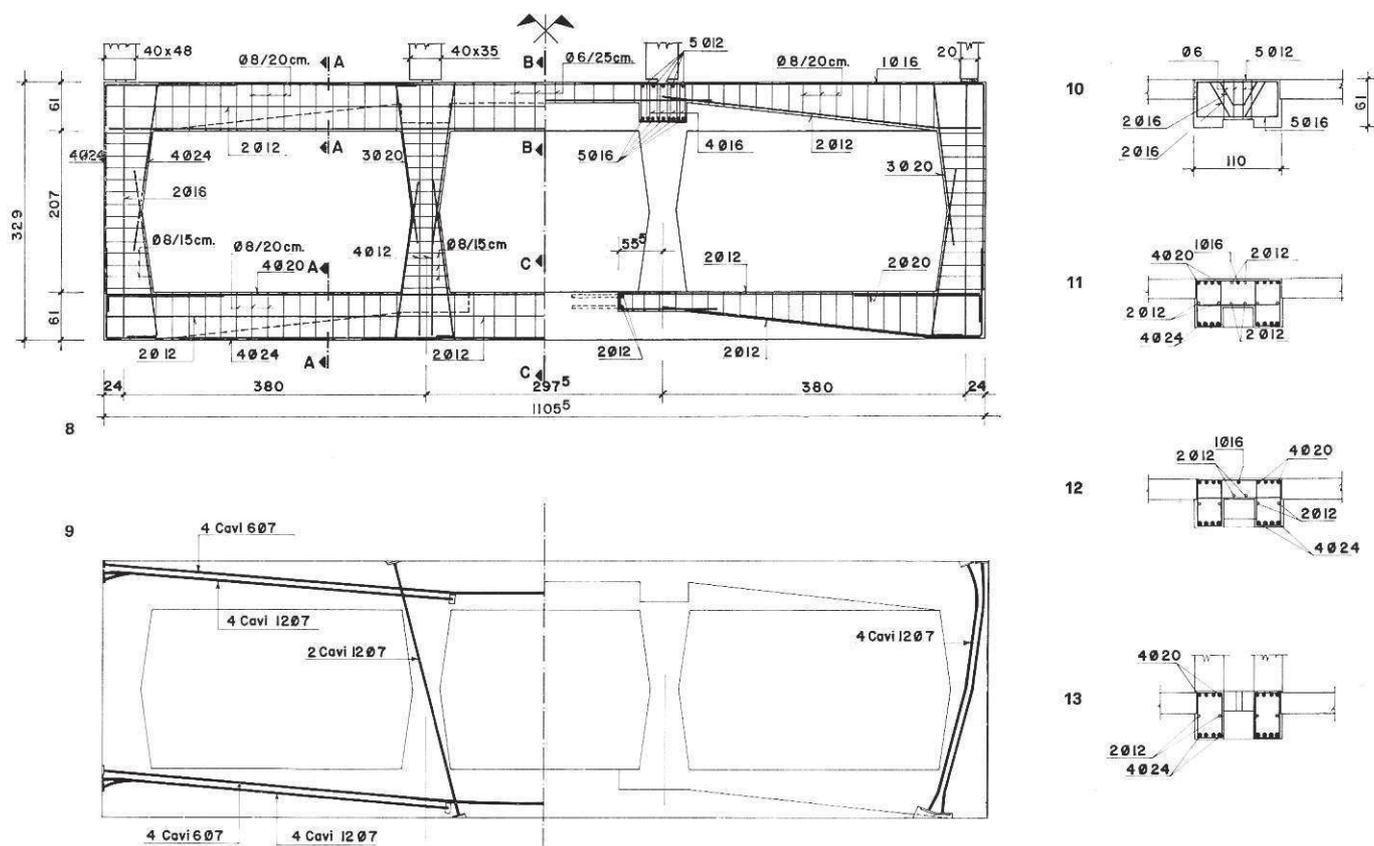


7



Travi precomprese con cavi e catene

1 - Schema di una trave Vierendeel isolata dal resto del telaio e soggetta a carichi q e Q noti; 2 - Le due modalità di precompressione della Trave Vierendeel: a) si dispone nell'interno delle aste un tracciato di cavi; b) si munisce la struttura di una catena pretesa, contenuta nell'altezza complessiva della travata, ma esterna, in certi tratti, alle aste; 3 - L'estremità della trave Vierendeel; 4 - Diagramma dei momenti flettenti nella trave Vierendeel; 5 - Schema della struttura principale nella soluzione in fase elastica; 6 e 7 - Un esempio di trave Vierendeel precompressa a tre campi, realizzata su progetto dell'Autore; 8 - Sezione longitudinale di una trave Vierendeel in cemento armato precompresso, a tre campi, progettata dall'Autore: disposizione dell'armatura ordinaria; a sinistra, nelle nervature; a destra, nella parte centrale; 9 - Sezione longitudinale di cui sopra: disposizione dell'armatura di precompressione; a sinistra, nelle nervature; a destra, nella parte centrale; 10 - Armatura del trasverso; 11-12-13 - Sezione trasversali.



plicazione dei carichi $t = 0$, e l'istante t in cui si vuole valutare la deformazione stessa.

b) Travi precomprese con fili aderenti

Uno studio sulla terza soluzione alla quale ho prima accennato è dovuto all'Arch. Federigo Zago [4] che espone i risultati di una ricerca condotta su due travi Vierendeel presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Architettura di Venezia. Lo scopo fondamentale consisteva nel regolare la distribuzione delle sollecitazioni in modo da renderla per quanto possibile uniforme nelle varie membrature dell'insieme.

Il primo schema si riferisce ad una trave appoggiata agli estremi i cui correnti sono chiamati a sopportare due solai in modo da realizzare degli interpiani liberi. Fissata la sezione dei correnti a I dell'altezza di 80 cm, larghezza di 55 cm e spessore costante delle ali e dell'anima pari a 20 cm, alcune approssimazioni hanno permesso di modulare l'inerzia degli elementi costituenti la trave.

Nella ipotesi di carico rappresentata da forze concentrate la fig. 2 e la fig. 4 mostrano due diverse distribuzioni dei momenti flettenti associate ai due schemi di carico 1 e 3, mentre i diagrammi dei momenti flettenti e delle forze taglianti relativi al secondo schema soggetto a carico uniforme appaiono nelle figure 5 e 6.

A tale schema si riferisce il modello in plexiglas di fig. 10 destinato a controllare i risultati dello studio analitico. I valori misurati delle sollecitazioni in talune

sezioni superano di circa il 20% i corrispondenti valori calcolati pur rispettandone l'andamento generale.

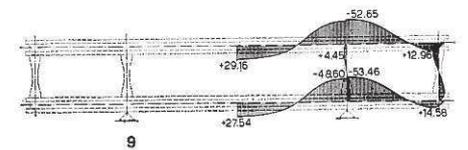
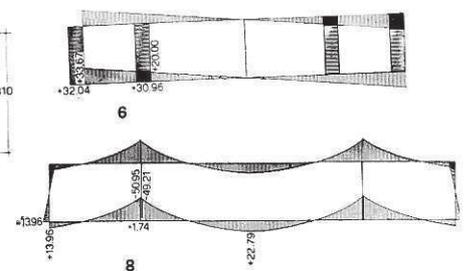
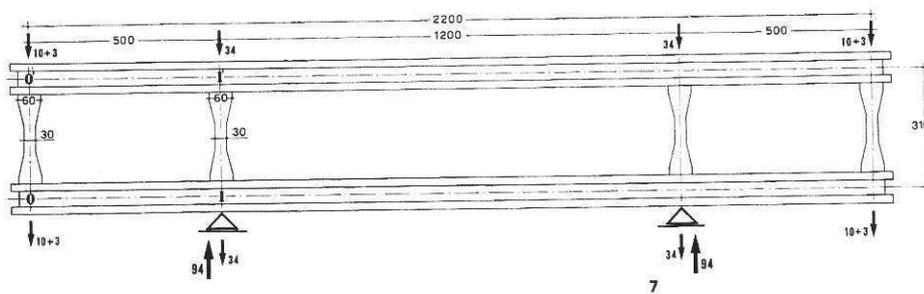
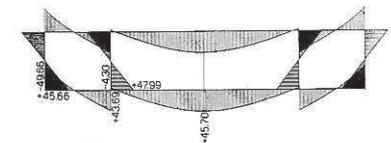
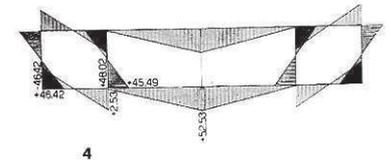
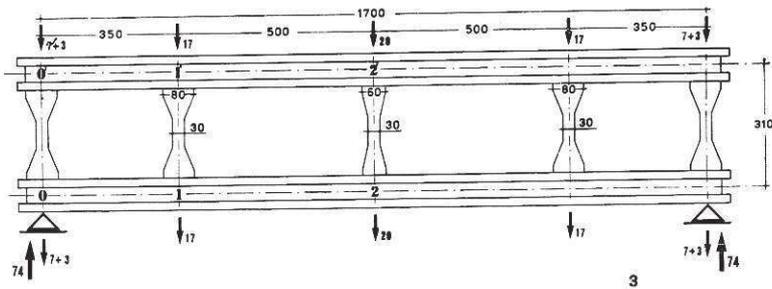
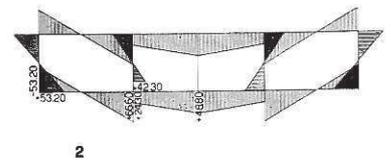
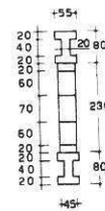
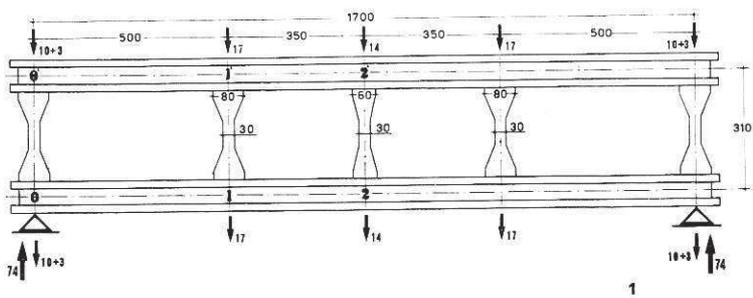
Si prevedono dunque dei correnti precompressi a fili aderenti con una tensione finale di 60 kg/cm² per il corrente superiore e di 95 kg/cm² per il corrente inferiore. Le tensioni risultanti dovute alla precompressione, alla sollecitazione di flessione ed alla sollecitazione di forza normale oscillano tra - 185 kg/cm² e + 20 kg/cm² nelle sezioni più cimentate. I montanti sono previsti prefabbricati in c.a. e fissati ai correnti con due cavi di precompressione: le tensioni massime assumono in essi i valori di - 190 kg/cm² e + 25 kg/cm².

Il secondo schema si riferisce ad una trave appoggiata con due sbalzi simmetrici, indicata nella fig. 7 insieme con il diagramma dei momenti flettenti dovuti ad una distribuzione di 4 + 4 carichi concentrati in corrispondenza dei montanti (fig. 8). Anche nel modello della trave con sbalzi (fig. 11) i valori dei momenti risultano in alcune sezioni superiori a quelli calcolati ed assumono l'andamento indicato in fig. 9.

Si prevedono anche in questo caso correnti precompressi assialmente da fili aderenti con una tensione finale di 80 kg/cm²: le tensioni risultanti oscillano tra - 180 kg/cm² e + 20 kg/cm².

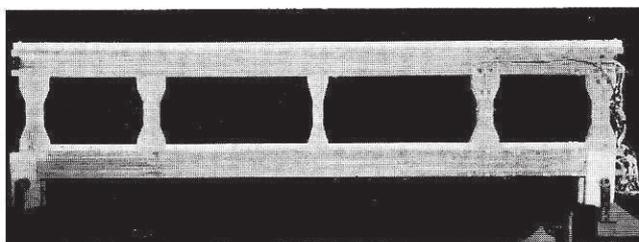
I montanti sono previsti ancora prefabbricati in c.a. e collegati ai correnti mediante barre filettate pretese: le tensioni assumono in essi i valori di - 85 kg/cm² e + 5 kg/cm².

La tipologia strutturale del sistema proposto appare indicata nella fig. 12.

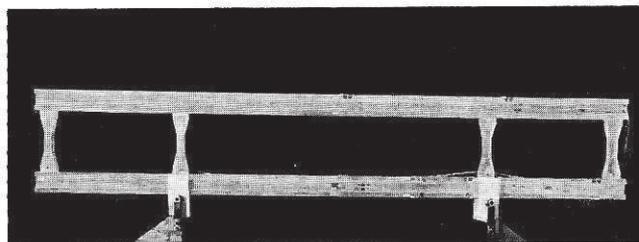


Travi precomprese con fili aderenti

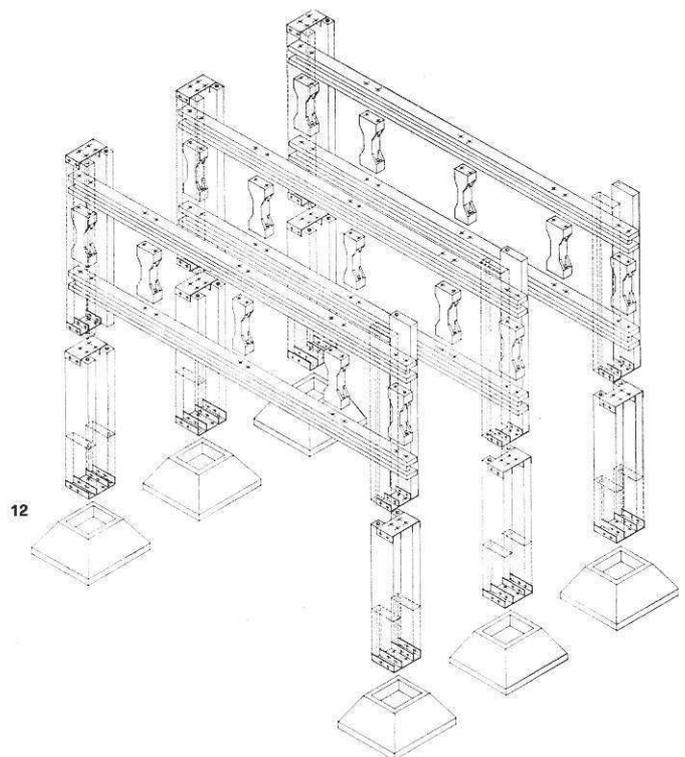
1 - Prospetto e sezione della trave appoggiata alle estremità nella prima approssimazione del dimensionamento: le frecce indicano i carichi concentrati espressi in tonnellate; 2 - Diagramma dei momenti flettenti nella prima approssimazione del dimensionamento, per carichi concentrati ai nodi, con valori espressi in tm; 3 - Prospetto della trave ed ipotesi di calcolo e di vincolo in una trave appoggiata alle estremità nella terza approssimazione del dimensionamento; 4 - Diagramma dei momenti flettenti nella terza approssimazione, con valori espressi in tm; 5 - Diagramma degli sforzi di taglio, nella terza approssimazione, con valori espressi in tonnellate; 6 - Prospetto della Vierendeel con sbalzi alle estremità, nella seconda approssimazione del dimensionamento; 7 - Diagramma dei momenti flettenti teorici nella seconda approssimazione; 8 - Diagramma dei momenti flettenti sperimentali nella seconda approssimazione, ottenuti attraverso le differenze di lettura effettuate su modello; 9 - Modello eseguito per la verifica sperimentale della trave Vierendeel appoggiata alle estremità; 10 - Modello eseguito per la verifica sperimentale della trave con sbalzi alle estremità; 11 - Parziale schema assonometrico di assemblaggio dei singoli elementi prefabbricati dell'ossatura principale di un edificio previsto con travi Vierendeel, appoggiate alle estremità.



10



11



12

4. COPERTURE

a) Aviorimesse Alitalia

Nella comunicazione del prof. Riccardo Morandi [5] sono descritte alcune interessanti opere in fase di realizzazione.

Un esempio riguarda la realizzazione delle nuove rimesse Alitalia per il ricovero dei B 747. Queste, sia planimetricamente sia altimetricamente sono condizionate dalla forma dell'aereo che dovrà esservi contenuto. Parte notevole di ogni singola aviorimessa è coperta da una volta sottile tesa il cui profilo segue la funicolare dei carichi ed ha quindi l'andamento di una catenaria con estremi a livelli diversi.

Alla copertura sono appesi dei carri-ponte mobili la cui ripartizione è ottenuta mediante una serie di travi reticolari metalliche di rigidezza appropriata.

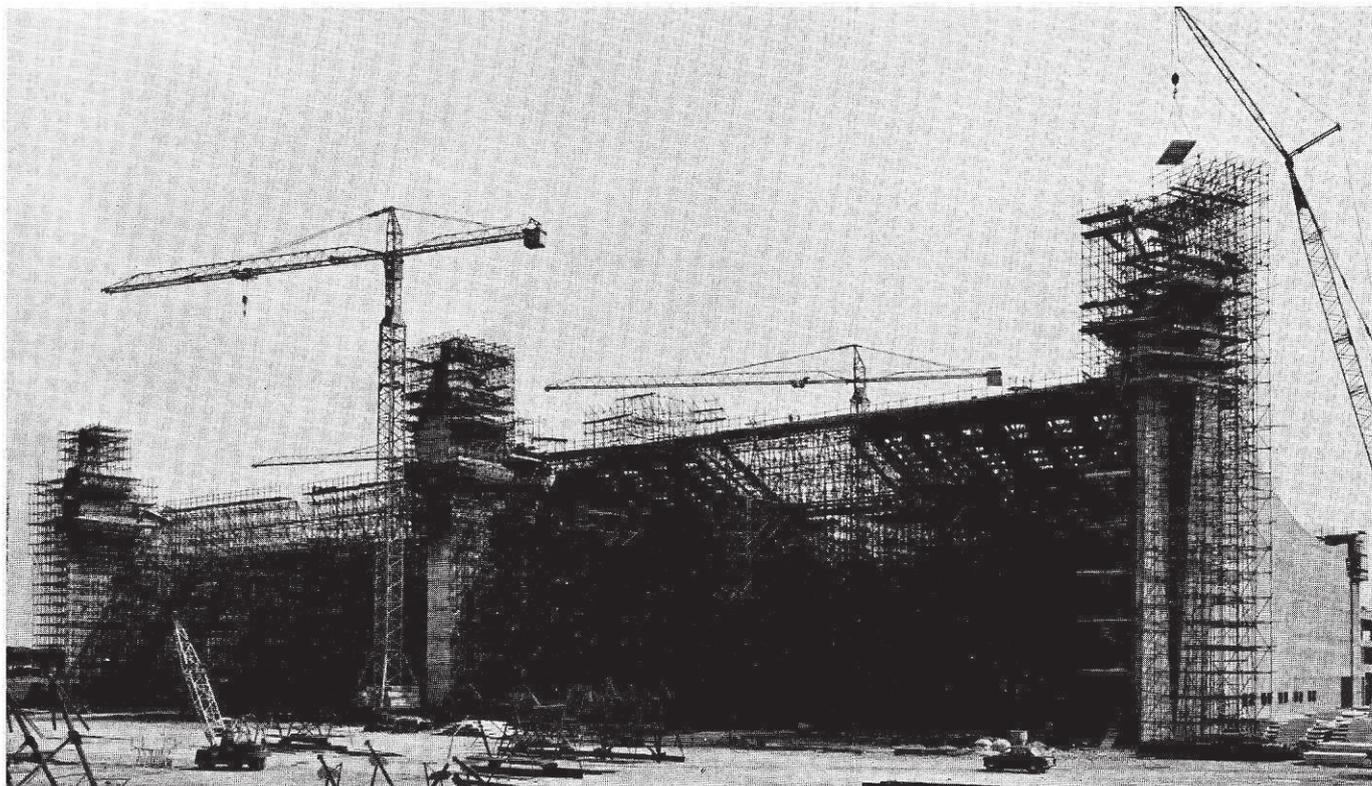
La tenso-struttura consiste di una serie parallela di parallelepipedi in calcestruzzo fortemente compressi mediante i cavi in essi contenuti in modo da ridurre al minimo l'allungamento elastico di ciascun elemento e

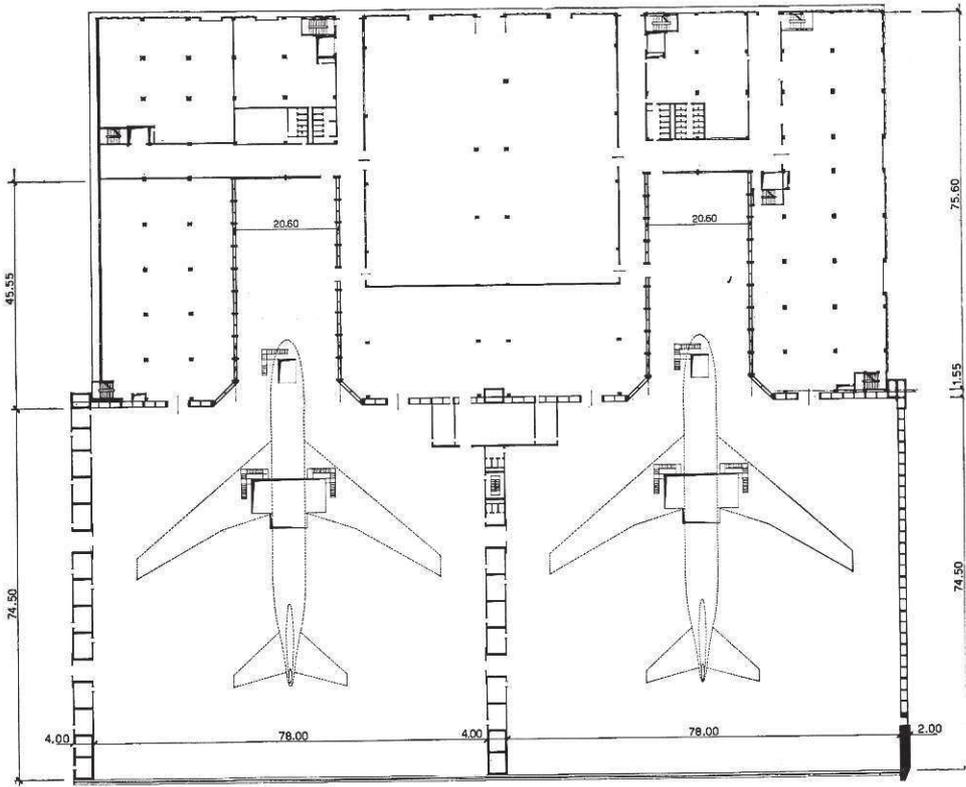
quindi ridurre di conseguenza le variazioni della catenaria per effetto dei carichi accidentali. L'ancoraggio della tensostruttura è affidato ad un sistema di elementi verticali portanti attraverso l'azione di tiranti obliqui: la stessa obliquità è indispensabile per permettere l'entrata e l'uscita dell'aereo.

Le dimensioni in pianta della copertura sono di 80x80 m, gli innesti dei tiranti agli elementi verticali si trovano a 39 m e 20 m dal suolo rispettivamente. I cavi di precompressione ed i tiranti sono previsti a mezzo di fasci di trefoli da 1/2" tipo M5.

Aviorimesse Alitalia per i Boeing 747 all'aeroporto di Fiumicino

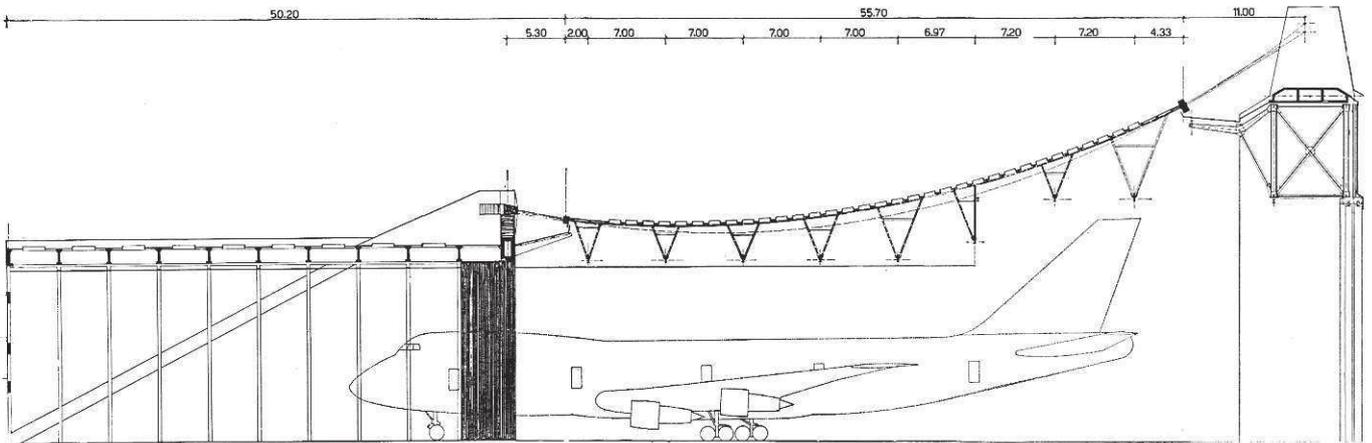
1 - Vista delle aviorimesse in costruzione



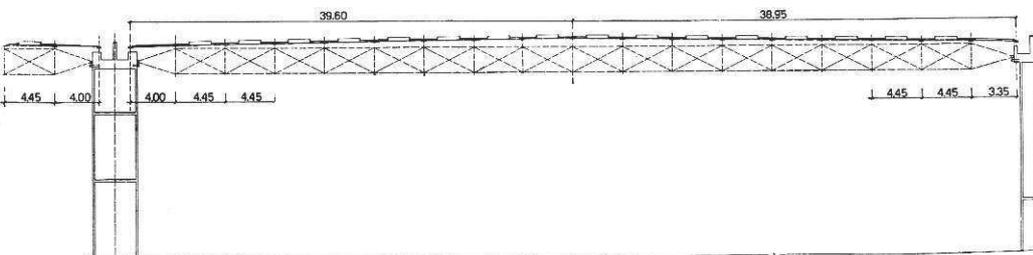


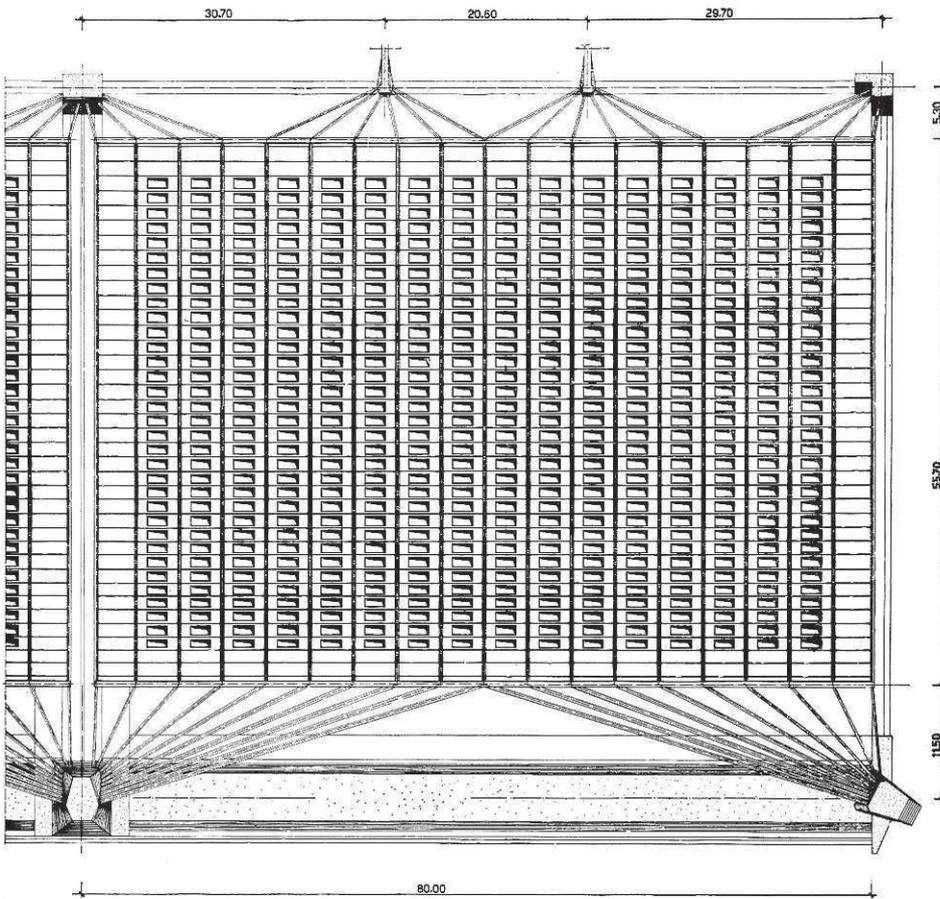
2

3



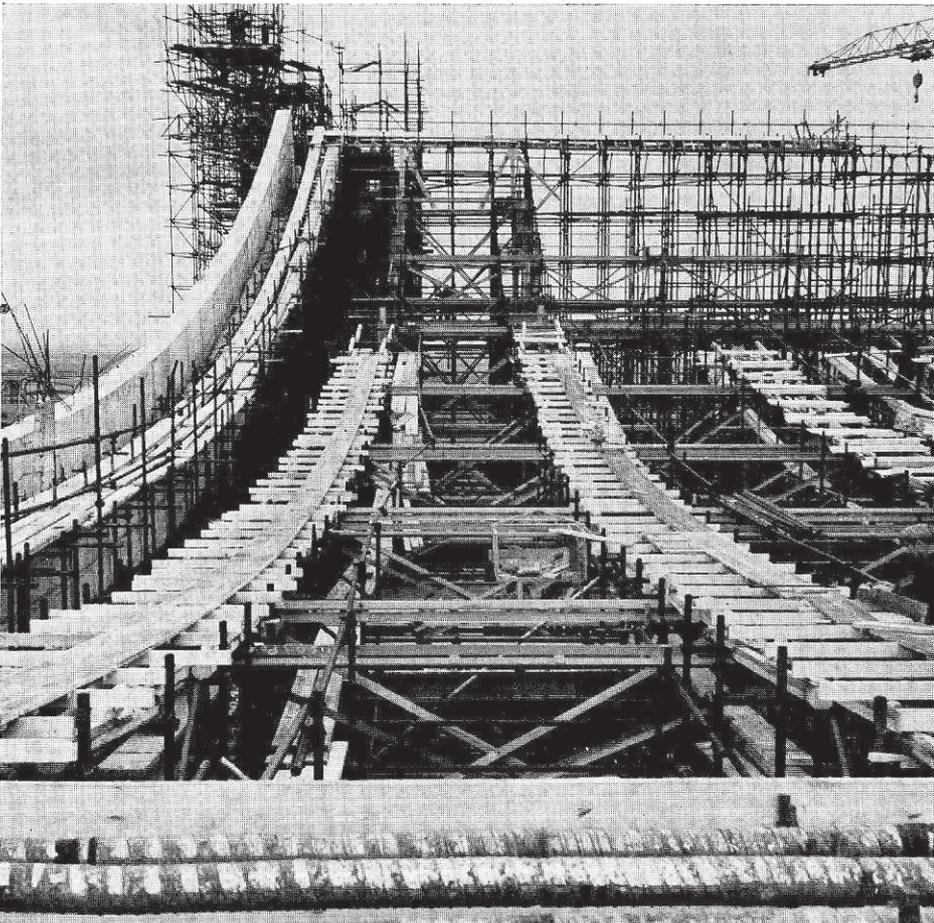
4





5

6



Aviorimesse Alitalia per i Boeing 747 all'aeroporto di Fiumicino

2 - Pianta delle due aviorimesse; 3 - Sezione longitudinale delle aviorimesse; 4 - Sezione trasversale di una delle due aviorimesse; 5 - Vista parziale dall'alto, della copertura; 6 - il banchinaggio per il getto delle travi nastriformi di copertura.

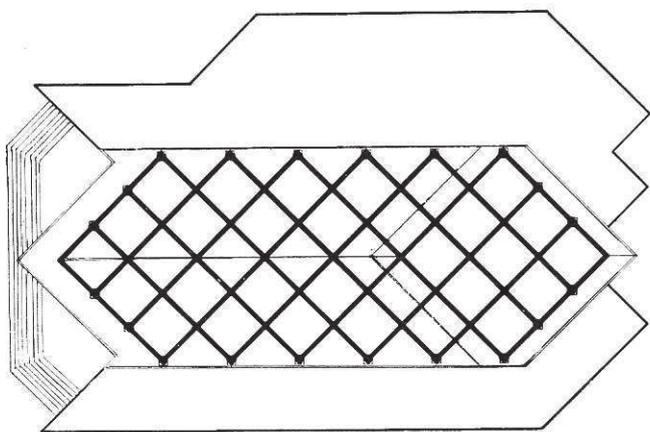
b) Coperture di due chiese in Nichelino

Nella comunicazione degli Ingegneri Giovanni Corona e Renzo Perazzone [6] vengono discusse alcune strutture in c.a.p. studiate con procedimenti particolari. Per quanto riguarda le coperture il primo esempio, Chiesa della SS. Trinità in Nichelino (Torino), si riferisce ad una struttura costituita da due ordini di capriate appoggiate agli estremi senza catene, intersecantesi sotto un angolo di 90° . Nell'insieme si ha un graticcio tridimensionale a maglie quadrate di 4 m di lato, con nervature di altezza variabile con continuità, e che presenta un solo piano di simmetria a causa della discontinuità nella soletta di copertura in corrispondenza dell'abside. La luce delle capriate normali tra gli assi dei pilastri di sostegno è di 24 m, corrispondente a 17 m di lunghezza della navata.

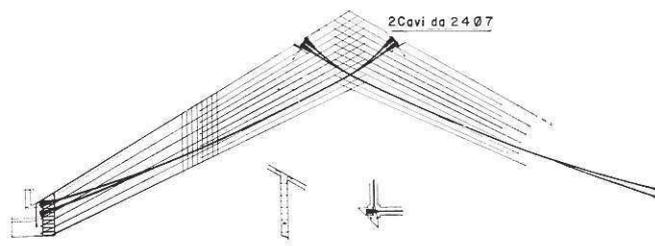
Il calcolo delle sollecitazioni avrebbe potuto essere svolto con un elaboratore automatico non presentando il problema particolari difficoltà teoriche, se non l'al-

to grado di iperstaticità della struttura e la continua variazione dei momenti d'inerzia. In realtà, dato il tempo limitato a disposizione per l'esecuzione del progetto, si è preferito studiare la struttura attraverso un sistema indiretto che permette di evitare il calcolo delle reazioni iperstatiche. Si tratta precisamente del «Load Balancing Method» frequentemente impiegato negli U.S.A. e dovuto a T.Y. Lin: secondo tale metodo si assume quale stato caratteristico per il progetto e la verifica della struttura quello di flessione nulla. Sostanzialmente il metodo consiste in un terzo criterio di verifica delle strutture precomprese accanto ai due criteri normalmente impiegati, cioè verifica delle sollecitazioni max e verifica a rottura. Nelle condizioni di flessione nulla la struttura è soggetta soltanto ad una compressione assiale pari al rapporto tra lo sforzo normale di precompressione e l'area della sezione considerata.

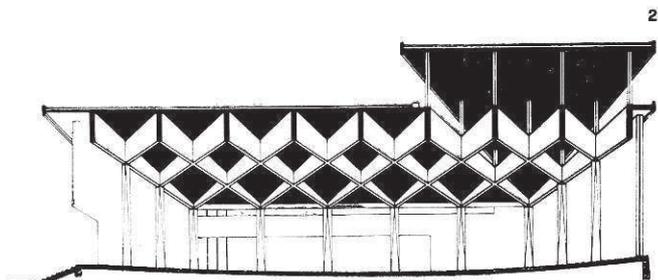
Questa condizione può essere facilmente ottenuta facendo sì che i carichi esterni considerati, nel caso presente i carichi verticali, siano in ogni punto bilanciati dall'azione verticale trasmessa dal sistema di precom-



1



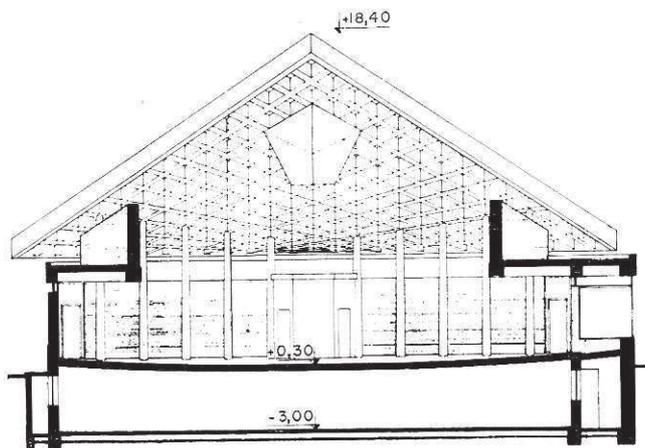
3



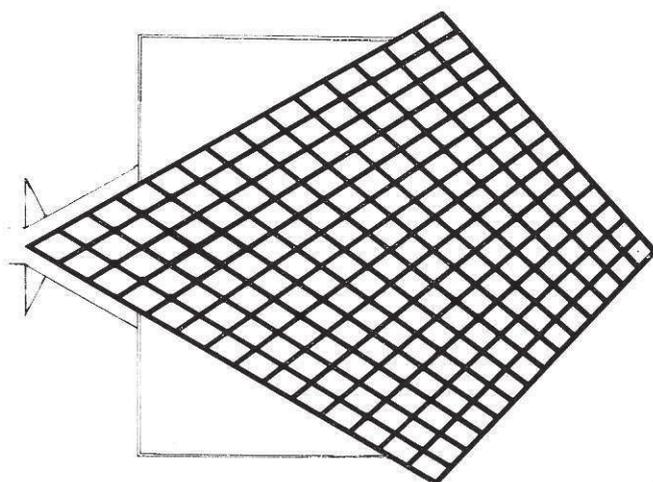
2

Chiesa della SS. Trinità a Nichelino (Torino)

1 - Pianta della copertura; 2 - Sezione longitudinale; 3 - Armatura della trave tipo della copertura.



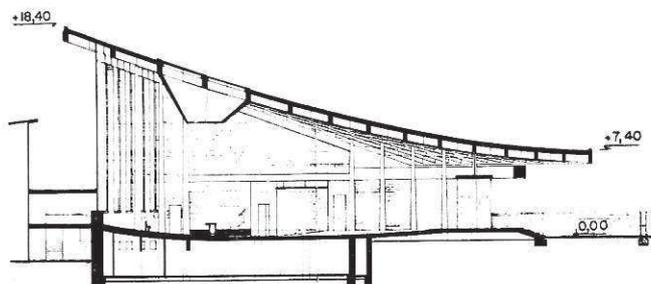
4



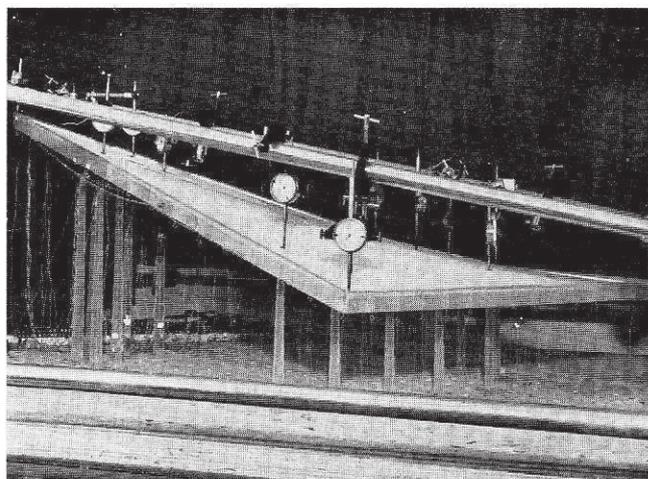
6

Chiesa di S. Edoardo a Nichelino (Torino)

4 - Sezione trasversale; 5 - Sezione longitudinale; 6 - Pianta della copertura; 7 - Modello sperimentale in plexiglas in scala ridotta 1/30 della struttura di copertura.



5



7

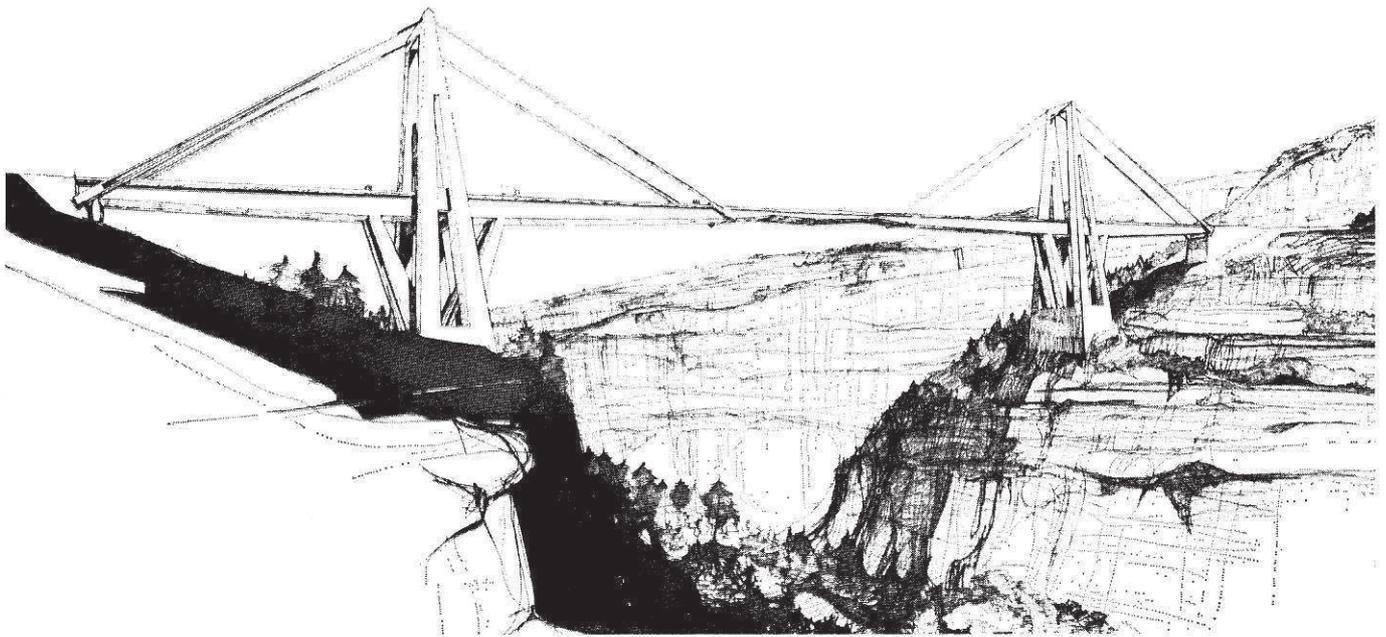
pressione alla struttura. E' ovvio che la condizione di flessione nulla è verificata per una sola condizione di carico.

Il secondo esempio, Chiesa di S. Edoardo in Nichelino (Torino), si riferisce ad una struttura a forma di paraboloido iperbolico su pianta romboidale con diagonali di 33,60 x 45,70 m realizzata da un cassettonato in c.a.p. con nervature di 80 cm di altezza.

In questo caso era necessario effettuare uno studio accurato della stabilità degli elementi di sostegno, sia per effetto dei carichi verticali gravanti sulla copertura sia per le forze orizzontali dovute al vento, e ciò non poteva essere fatto evidentemente con il Load Balancing Method. Ci si è rivolti perciò allo studio sperimentale dello stato di sollecitazione mediante una se-

rie di prove su modello in scala ridotta 1/30 in plexiglas realizzato presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Architettura di Venezia.

Un centinaio di estensimetri a resistenza elettrica hanno permesso di ricavare, con buona approssimazione, lo stato tensionale, sia nella struttura di copertura sia nelle colonne. Si è potuta quindi dimensionare l'armatura di precompressione (2 cavi da 24 fili \varnothing 7 per nervatura) e, sempre sul modello, studiare la ripartizione dello stato di precompressione nella struttura. Naturalmente, per semplificare la prova sul modello, si è avuta cura di non avere momenti di precompressione alle testate delle nervature, mentre l'effetto della eccentricità dei cavi è stato valutato mediante i carichi equivalenti distribuiti.



1

Ponte sullo Wadi-Kuft in Libia

1 - Rappresentazione schematica del ponte; 2 - Gli elementi divergenti porta-travata e convergenti porta-tiranti sono stati realizzati con l'ausilio di cassaforme rampanti; 3 - Sezione longitudinale del ponte di 524,75 m di lunghezza, con luci teoriche di 97,50, 282,00 e 97,50 m; 4 - Vista laterale di un sistema bilanciato in costruzione sorretto dal primo ordine dei tiranti provvisori.

2

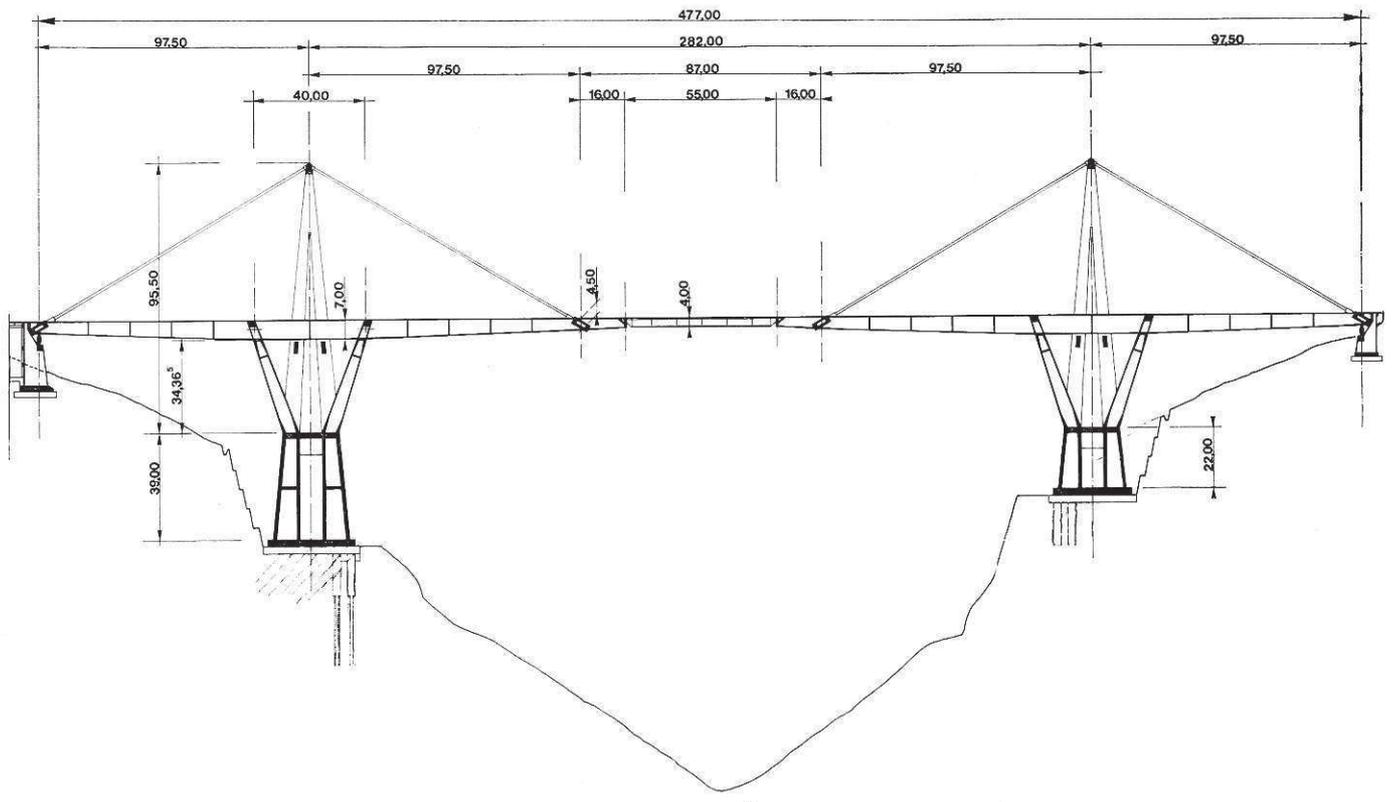


5. PONTI, VIADOTTI, CAVALCAVIA

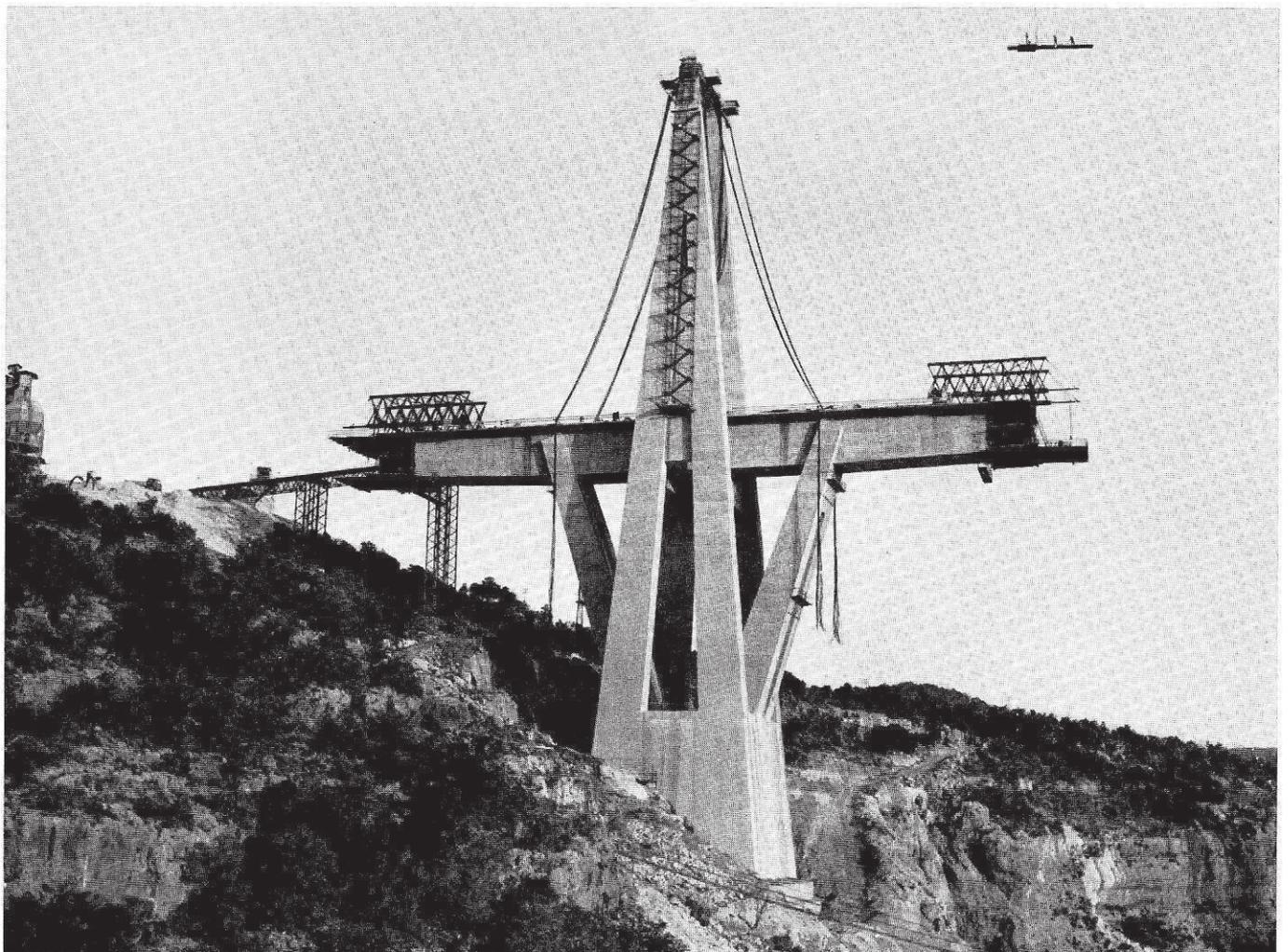
Gran parte delle opere descritte nelle comunicazioni ricevute si riferiscono a ponti o viadotti.

a) Ponte sullo Wadi-Kuft in Libia

Questa opera notevole, progettata dal Prof. Riccardo Morandi [5], corrisponde a uno schema statico tipo Maracaibo su tre luci 97,50-282-97,50 m. Differisce dal viadotto sul Polcevera nel vincolo sulle spalle terminali, ora realizzato con due pendoli che permettono il verificarsi di spostamenti orizzontali impedendo gli spostamenti verticali. Le spalle dovranno essere perciò opportunamente zavorrate per ottenere l'equilibrio longitudinale dei due sistemi indipendenti bilanciati tra i quali verrà gettata una trave tampone di 55 m di luce. La precompressione è prevista con cavi Morandi tipo M5, i tiranti mediante fasci di trefoli del diametro di 1"½.



3
4



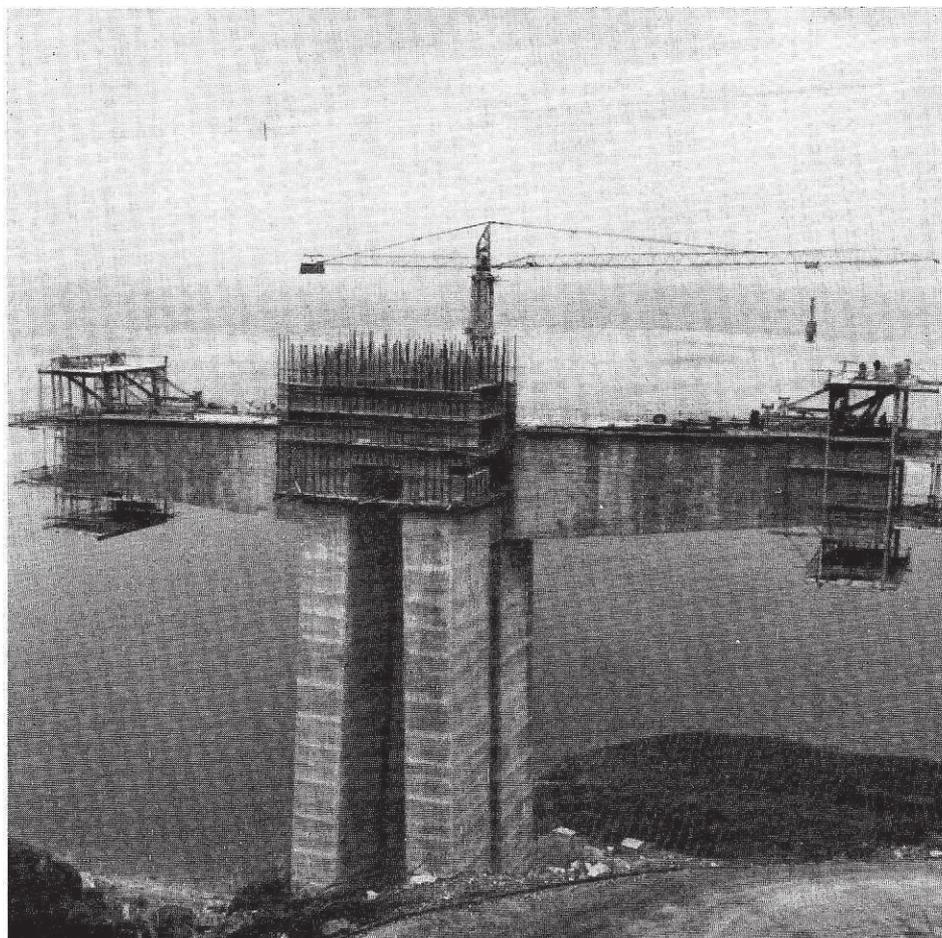
b) Viadotto del Costaviola sull'Autostrada Salerno-Reggio Calabria.

Ancora su progetto del prof. Morandi [5], tale esempio si riferisce alle tre campate centrali del viadotto di Costaviola per l'Autostrada Salerno-Reggio Calabria, zona di Sicilia, previste sulle luci di 69-180-69 m, scavalcate con due sistemi a doppia mensola collegati tra loro da una trave tampone di 42 m. I due sistemi sono vincolati alle pile che determinano il limite delle luci laterali mediante dispositivi a pendolo in modo da permettere, come per lo Wadi-Kuft, soltanto spostamenti orizzontali. La precompressione è affidata a barre Dywidag.



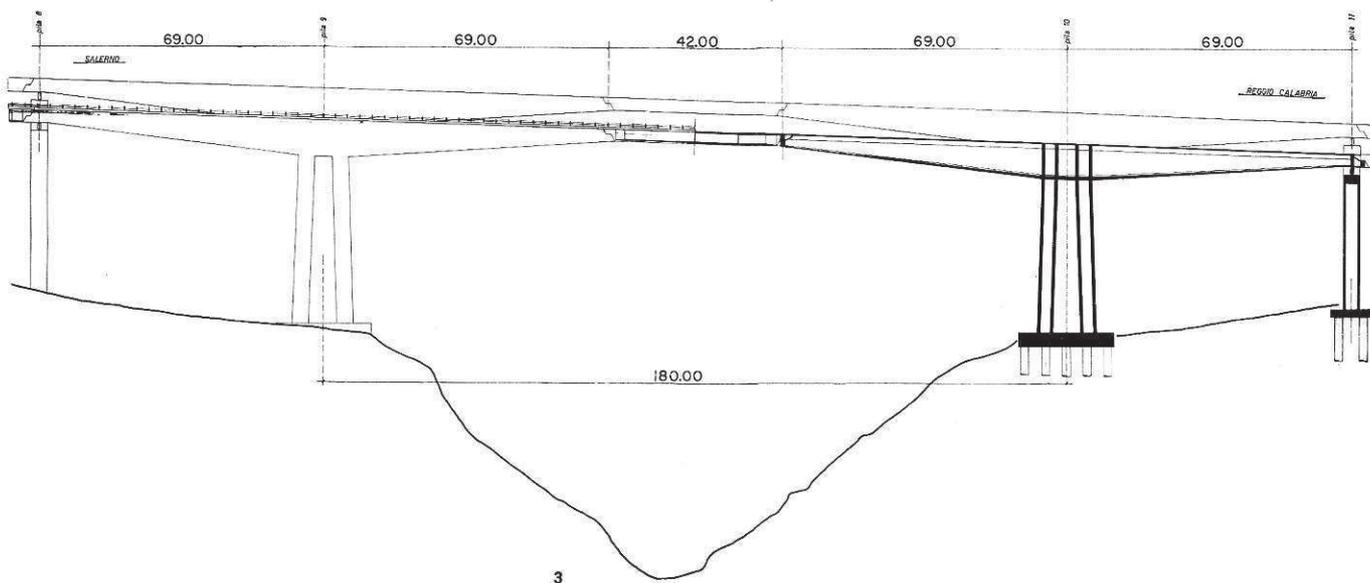
1

2



Viadotto del Costaviola dell'Autostrada Salerno-Reggio-Calabria

1 - L'inizio della costruzione a sbalzo dell'impalcato; 2 - Il sistema a doppia mensola in costruzione con il procedimento per sbalzi successivi.



Viadotto del Costaviola dell'Autostrada Salerno-Reggio Calabria: 3 - Sezione longitudinale del viadotto, con luci di 69-180-69 m.

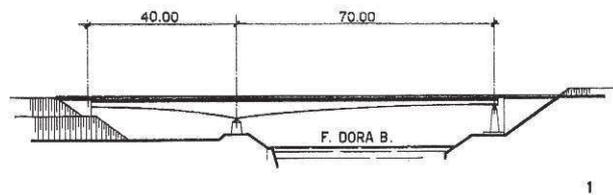
c) Ponte Saint-Marcel sull'Autostrada di Aosta

Il progetto, elaborato dall'Ufficio Strutture Alpina e dall'Ing. Amedeo Gervaso [7] con la consulenza del prof. Franco Levi, riguarda l'attraversamento della Dora, interessata da un bacino artificiale con notevole tirante d'acqua e sottostante strato limo-argilloso di forte potenza. Tale situazione caratteristica rendeva difficile l'ubicazione di pile in alveo o la sistemazione di centine provvisorie. La soluzione prescelta per risolvere il problema consiste di una trave continua con sezione a cassone, su tre appoggi e luci di 40 m e 70 m, realizzata: su centina nel tratto in golena, a sbalzo per

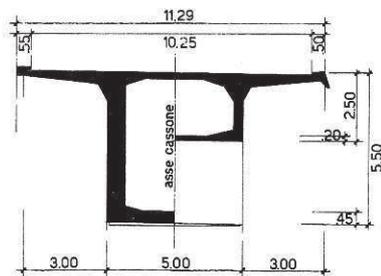
getto di conci successivi nella parte in alveo profondo (49 m) e su centina per il restante tratto (21 m).

Le fondazioni su pali di grande diametro, profondi e intestati nella ghiaia, gli appoggi metallici: quello sulla pila centrale, fisso, quelli sulle spalle mobili, ed in particolare l'appoggio di estremità della campata minore è a doppio effetto e può sopportare trazioni di 175 t.

Interessanti le fasi di costruzione concepite in modo da poter realizzare sia il getto a sbalzo sia la precompressione dell'intera struttura sempre su schema isostatico. La campata di 40 m è gettata su centina in tronchi così da ridurre il ritiro e permettere la precom-



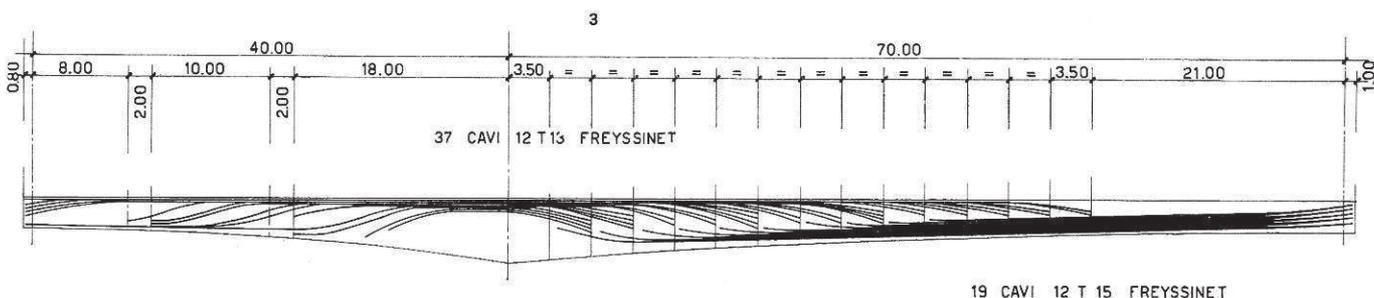
1



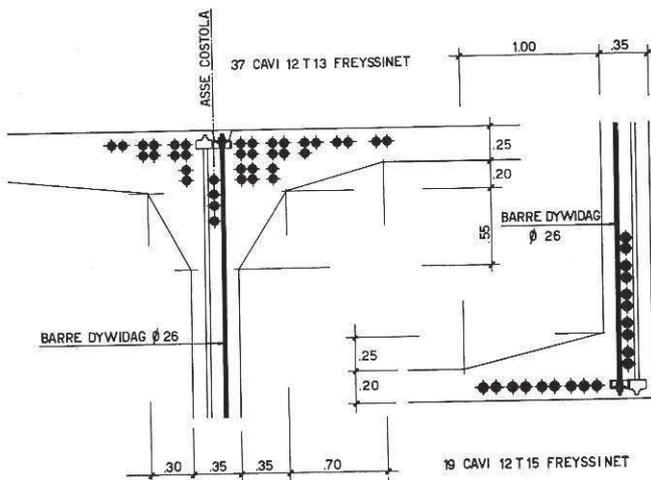
2

Ponte Saint-Marcel sull'Autostrada di Aosta

1 - Prospetto; 2 - Sezione trasversale dell'impalcato; 3 - Andamento dei cavi di precompressione.



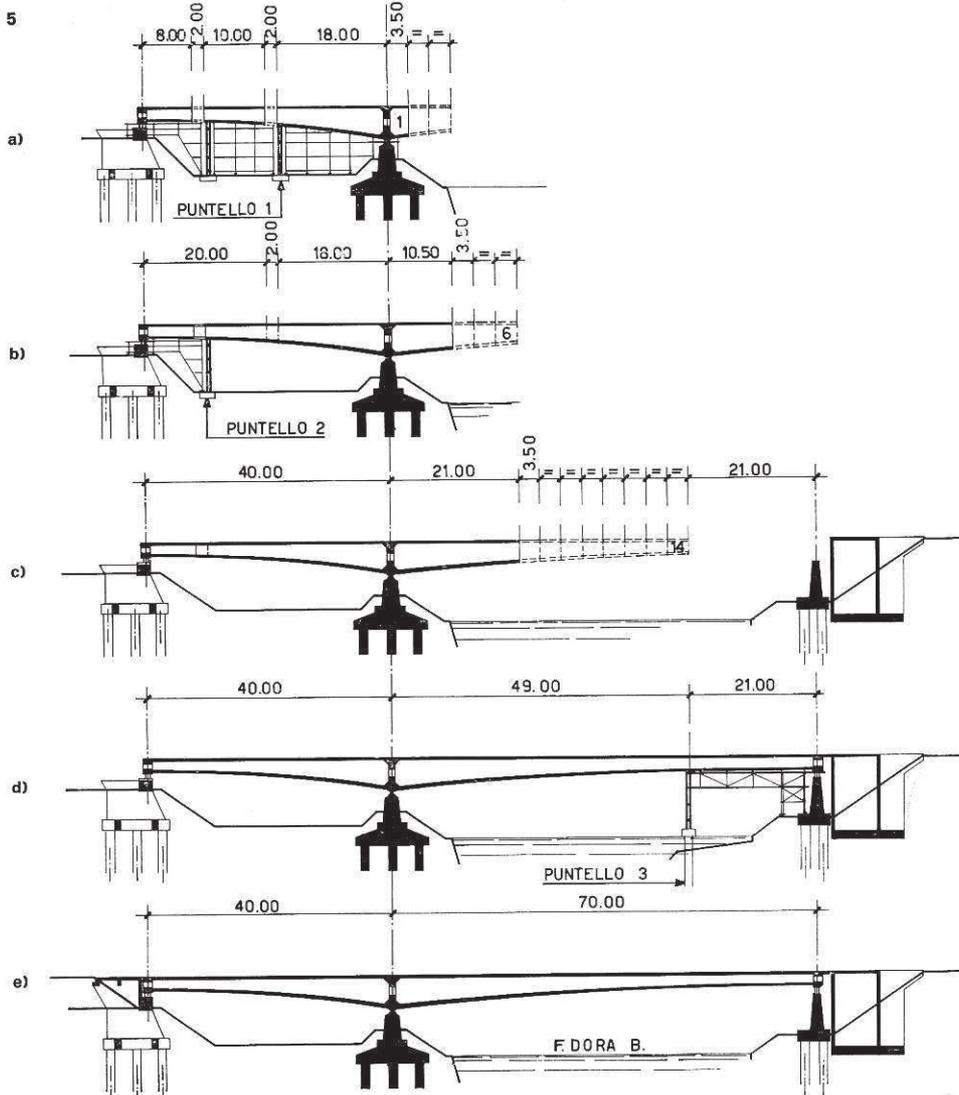
19 CAVI 12 T 15 FREYSSINET



4

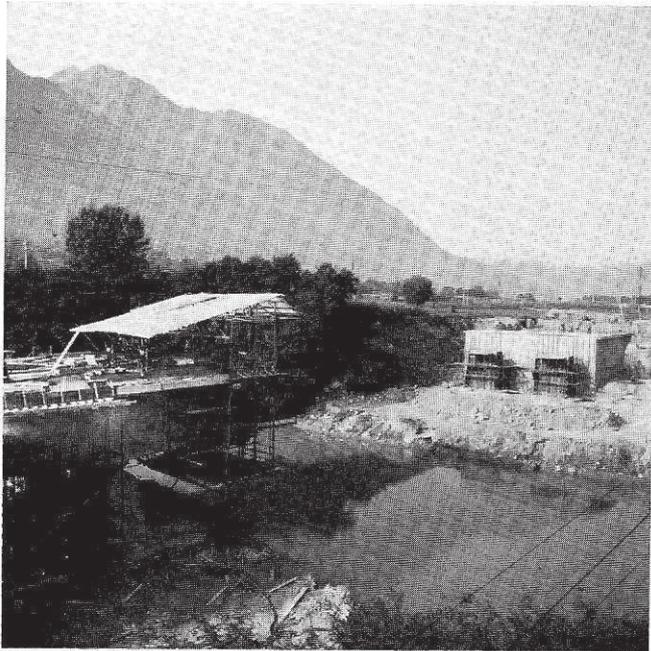
pressione parziale durante il getto dei conci dell'altra campata. La progressiva sostituzione dell'appoggio continuo, costituito dalla centina, con puntelli singoli permette di realizzare uno schema isostatico e di contenere le sollecitazioni al lembo inferiore entro valori minori di quelli corrispondenti alla fase finale.

La progressiva sutura dei tronchi nel corso dell'avanzamento a sbalzo permette alla fine di impegnare l'appoggio della spalla per la reazione necessaria a consentire il completamento dello sbalzo di 14 conci, pari a 49 m. L'estremità dello sbalzo trova a questo punto un appoggio provvisorio su un puntello adiacente al tratto di 21 m in modo che sbloccando l'appoggio della campata di riva la struttura è ancora isostatica. La situazione definitiva viene ottenuta permettendo allo appoggio precedentemente sbloccato di esercitare la reazione corrispondente a tale situazione.

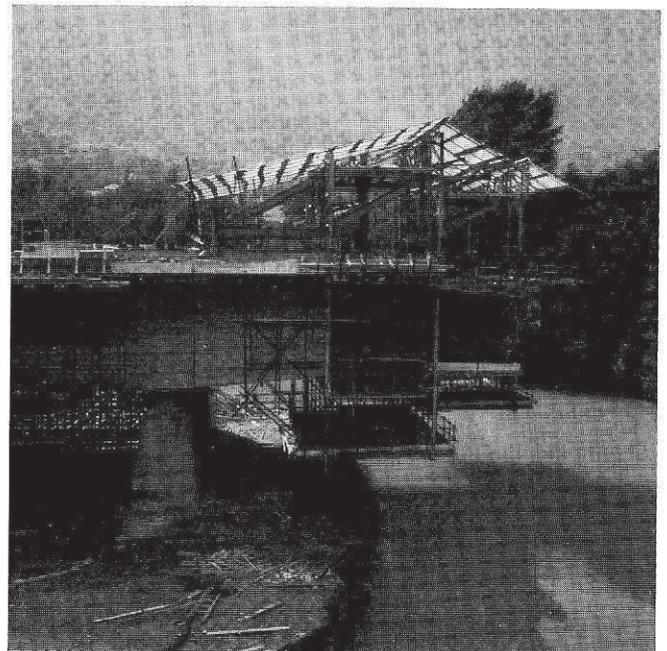


Ponte Saint-Marcel sull'Autostrada di Aosta

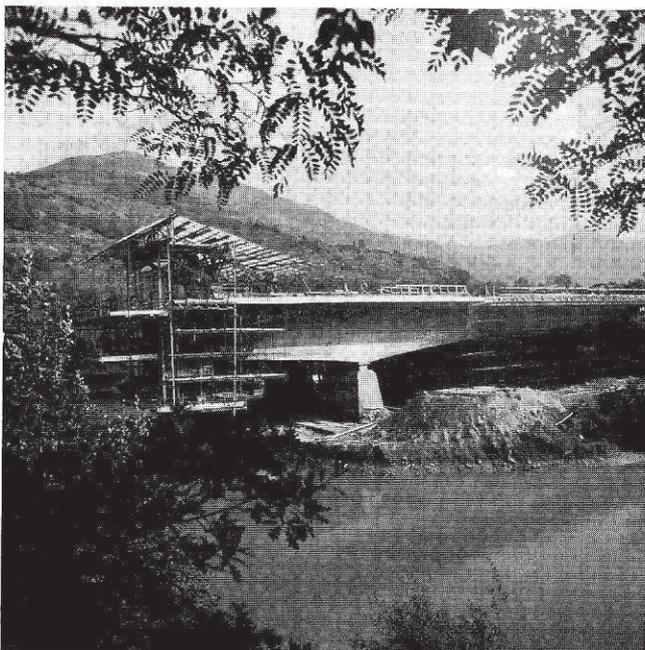
4 - Sezione trasversale della costola del cassone, sull'appoggio centrale e nella campata maggiore: armatura di precompressione; 5 - Le fasi successive della costruzione del ponte: a) Getto in opera della campata da 40,00 mt in tre parti e del primo concio a sbalzo con centine da terra. Successivo getto dei conci 2 e 3 con carrello di avanzamento a sbalzo; b) Getto del concio di saldatura disposto a 18,00 mt dalla pila nella campata da 40,00 mt e disarmo fino al puntello n. 2. Getto in avanzamento a sbalzo dei conci 4,5 e 6; c) Getto del secondo concio di saldatura della campata da 40,00 mt; smontaggio totale della centina e successivo avanzamento a sbalzo dei conci 7 - 14, fino a 49,00 mt dall'asse pila; d) Appoggio provvisorio dello sbalzo a 49,00 mt sul puntello n. 3; getto in opera del tratto terminale di 21,00 mt; tesatura dei cavi disposti a momento positivo sulla campata da 70,00 mt; e) Disarmo del tratto terminale, regolazione dell'appoggio di spalla lato Quincinetto fino a stabilire le condizioni di trave continua; completamento delle spalle e dei cordoli; 6-7-8 - La trave continua di impalcato è stata realizzata su centina nel tratto di gola, a sbalzo per getto di conci successivi nella parte in alveo profondo (49 m) e su centina per il restante tratto (21 m); 9 - Il ponte in fase di completamento.



6



7



8



9

d) Viadotti a cassone per l'Autostrada Sestri Levante-Livorno

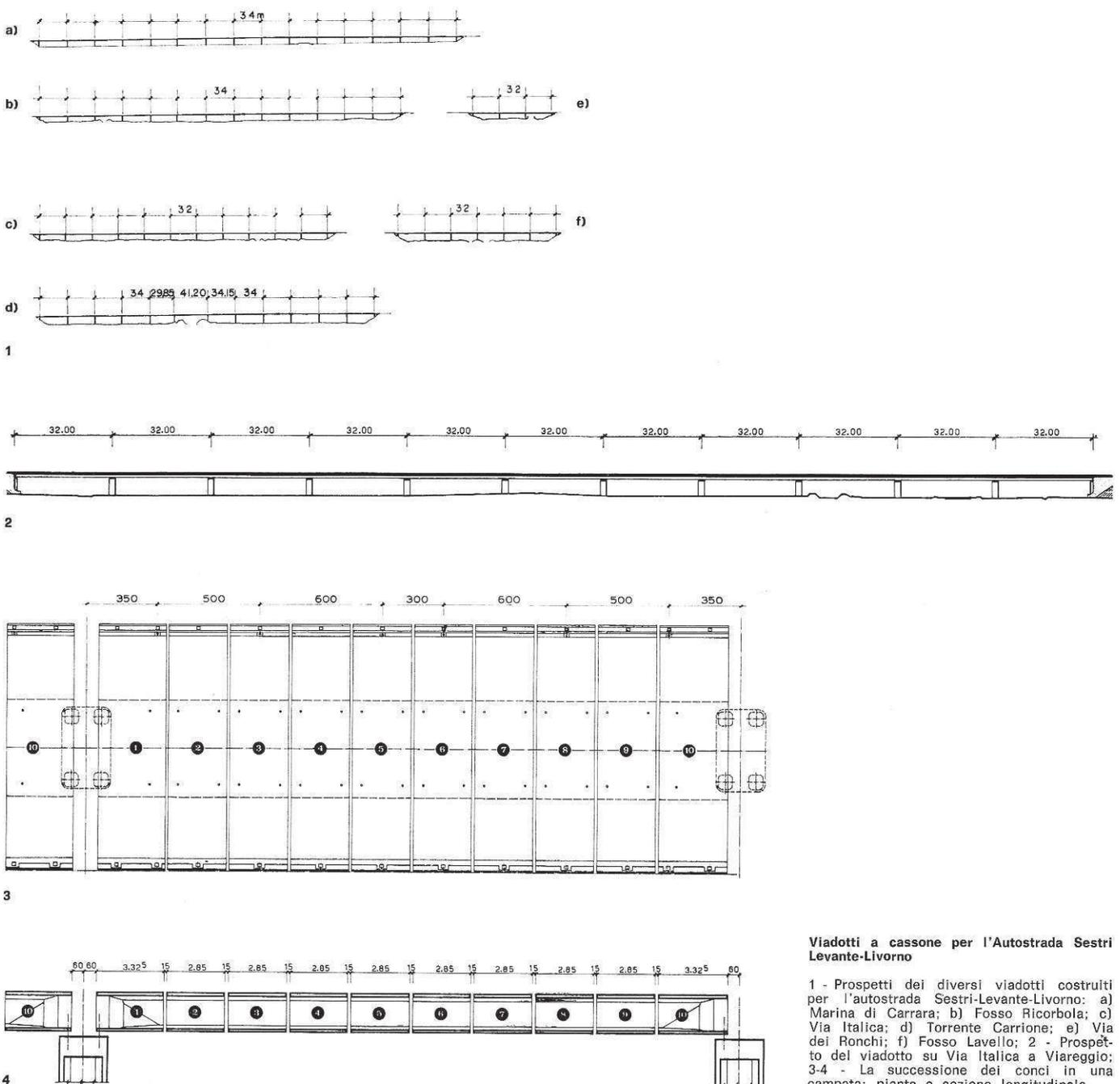
Nel tronco Carrara-Viareggio si presentava il problema di inserimento di una autostrada in una zona intensamente urbanizzata e soggetta a vincoli paesistici. Al fine di rispettare tali esigenze il progetto, elaborato dall'Ufficio Strutture Alpina e dall'ing. Gervaso [7], prevede lunghi viadotti di altezza minima appena compatibile con la viabilità ordinaria.

D'altra parte le caratteristiche assai scadenti dei terreni, anche a notevole profondità, non consentivano la

adozione di strutture continue.

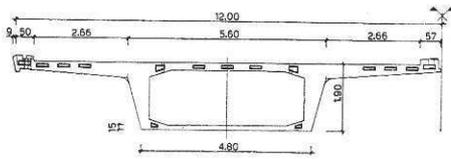
Tali motivi consigliarono di ricorrere a travi a cassone chiuso semplicemente appoggiate unificate su luci basi di 32 m e 34 m, ad eccezione di alcuni attraversamenti speciali dove le luci assumono i valori di 28 m e 40 m.

L'altezza e la forma del cassone sono sempre costanti. La torsione dovuta alla eccentricità dei carichi è affidata a robuste traverse di testata. Uno studio particolare venne svolto per realizzare una posizione dei cavi in modo che la tesatura di questi potesse avvenire dall'interno senza soluzione di continuità della parete.

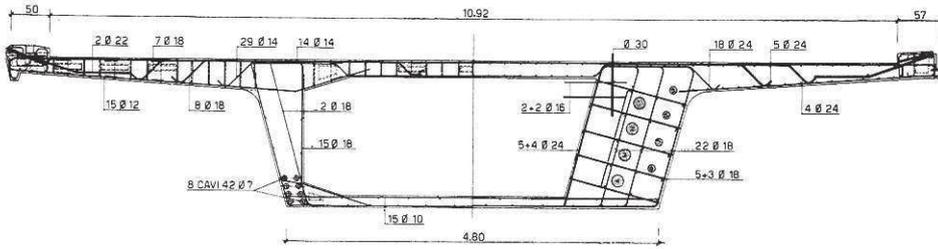


Viadotti a cassone per l'Autostrada Sestri Levante-Livorno

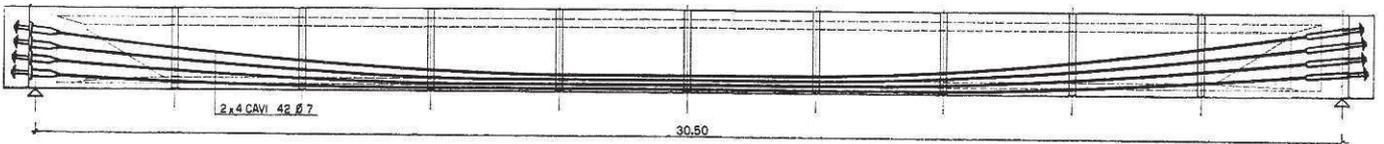
1 - Prospetti dei diversi viadotti costruiti per l'autostrada Sestri-Levante-Livorno: a) Marina di Carrara; b) Fosso Ricorbola; c) Via Italica; d) Torrente Carrione; e) Via dei Ronchi; f) Fosso Lavello; 2 - Prospetto del viadotto su Via Italica a Viareggio; 3-4 - La successione dei conci in una campata: pianta e sezione longitudinale.



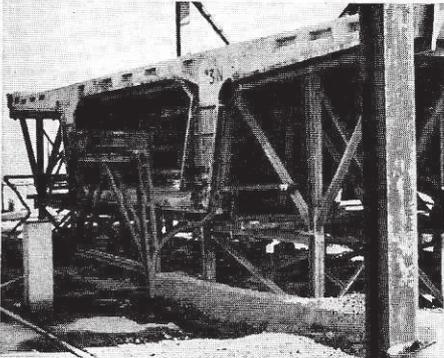
5



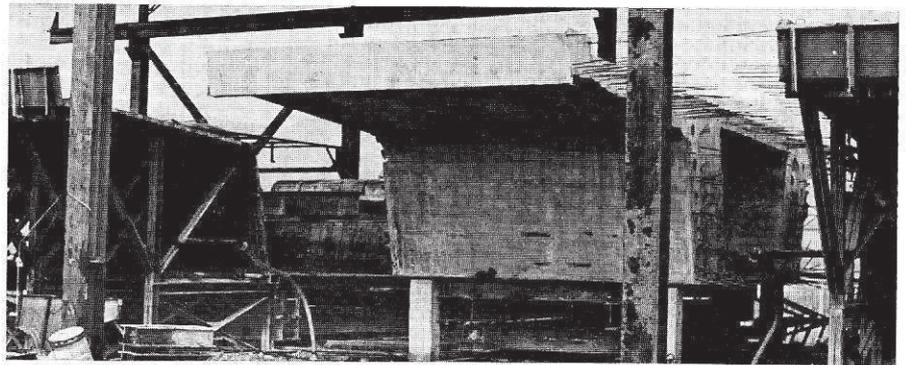
6



7

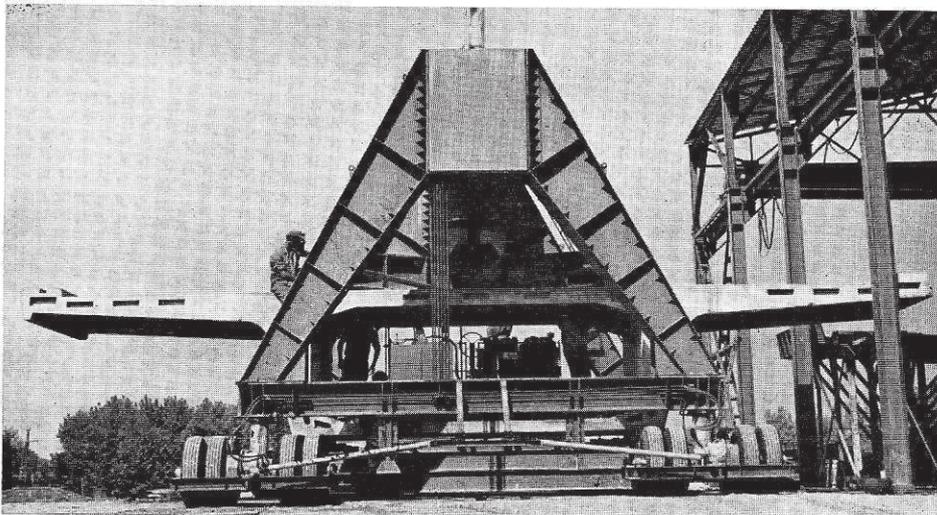


8



9

10



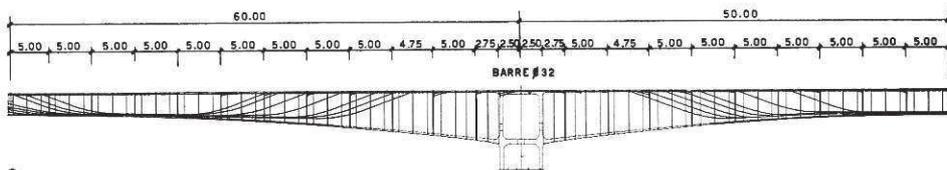
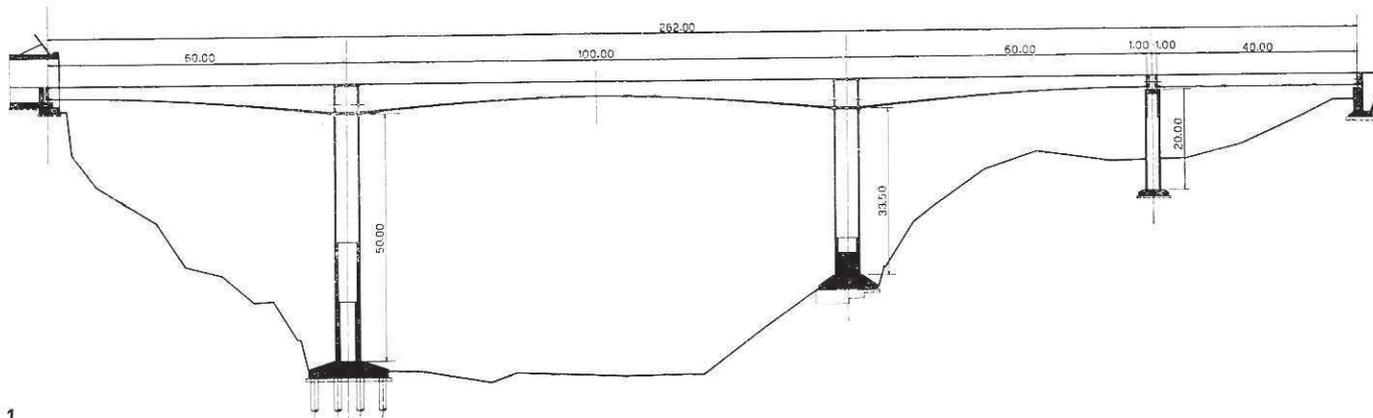
Viadotti a cassone per l'Autostrada Sestri Levante-Livorno

5 - Un concio d'impalcato: sezione longitudinale; 6 - Dettaglio di armatura nella sezione trasversale dell'impalcato: a sinistra in mezzaria, a destra sull'appoggio; 7 - Sezione longitudinale di un'anima del cassone d'impalcato: armatura di precompressione; 8 - Un concio prima del disarmo, a stagionatura a vapore ultimata; 9 - Un concio finito sui pilastri che costituiscono l'appoggio dopo la fase di estrazione della forma; 10 - L'attrezzatura per il trasporto e la posa in opera dei conci.

c) Viadotto S. Cosimato dell'Autostrada Roma-L'Aquila

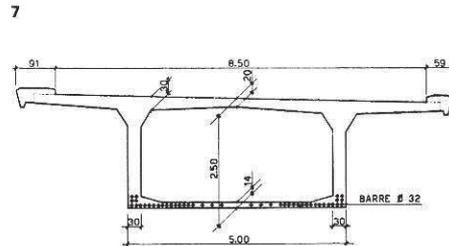
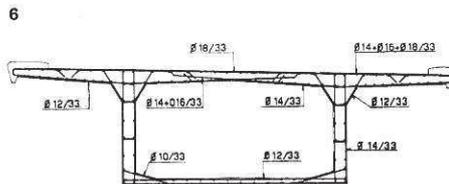
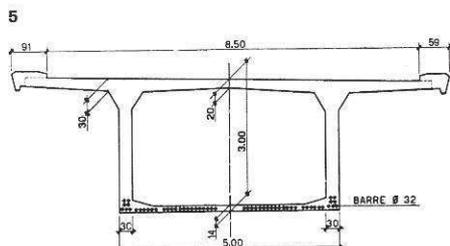
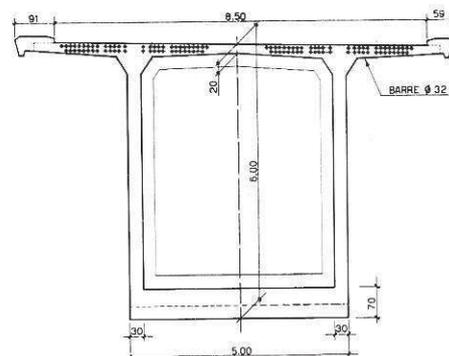
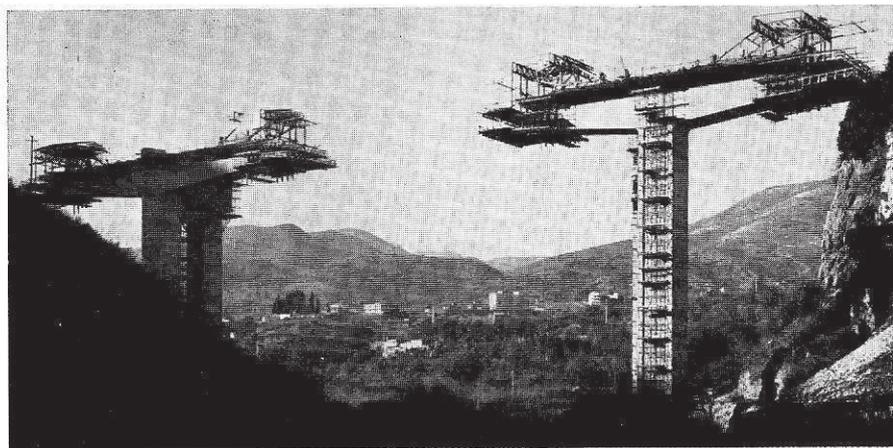
Il progetto redatto dall'ing. Bagnasco e dall'ing. Ger-vaso [7] per la S.A.I.S.E.B. prevede due viadotti paralleli per le due vie di corsa. Lo schema è a travi continue solidali con i piediritti, l'impalcato a sezione variabile e pile a sezione costante. L'altezza dell'impalcato varia da 6 m all'incastro a 3 m in mezzeria della campata centrale sulla luce di 100 m, da 6 m a 2,50 m con

andamento parabolico nelle campate laterali. La via sinistra possiede una ulteriore campata appoggiata con sezione a cassone di altezza costante pari a 2,50 m. Il sistema di precompressione è con barre Dywidag $\varnothing 32$ sia nel senso longitudinale sia verticale. Il sistema costruttivo prevede conci a sbalzo di 5 m ciascuno; la saldatura delle strutture a mensola è effettuata con lo stesso carrello di getto mediante un dispositivo particolare atto ad evitare movimenti durante la presa.



Viadotto S. Cosimato dell'Autostrada Roma-L'Aquila

1 - Sezione longitudinale del viadotto; 2 - Sezione longitudinale della semicampata centrale e della adiacente campata laterale; successione dei conci ed armatura di precompressione; 3 - La costruzione dell'impalcato con il procedimento a sbalzi successivi; 4-5 - Sezione trasversali di uno dei due impalcati affiancati; all'incastro e in mezzeria della campata centrale: carpenteria e armatura di precompressione; 6-7 - Sezione trasversale in mezzeria della campata di 40 m di luce: armatura ordinaria e di precompressione.



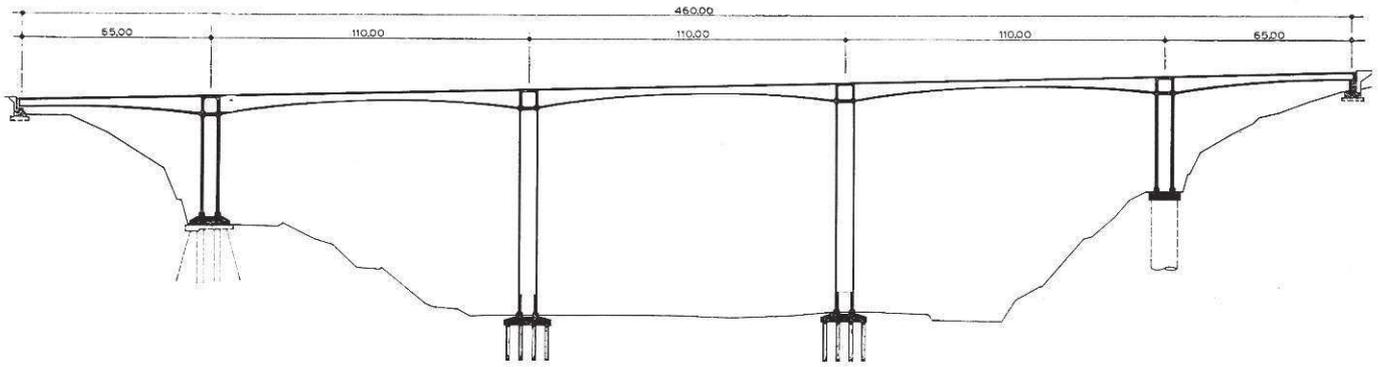
f) Viadotto Ferrara dell'Autostrada Roma-L'Aquila

La struttura, progettata dall'ing. Gervaso [7] per la Alpina, rappresenta un esempio notevole di struttura iperstatica per ponte. Lo schema consiste di una trave delle luci di 65-110-110-110-65 m, solidale con le pile dell'altezza di 40-80-80-40 m appoggiata agli estremi.

Caratteristiche le pile laterali ridotte a semplici pi-

lastri, che hanno snellezza tale da deformarsi elasticamente sotto l'azione degli spostamenti longitudinali dell'intera struttura dovuti a variazioni termiche, ritiro, scorrimenti viscosi.

Il calcolo è stato condotto tenendo conto dell'assetto nelle varie fasi costruttive e nella situazione finale. E' stato considerato lo scorrimento viscoso differenziale delle varie parti allo scopo di valutare gli effetti indotti

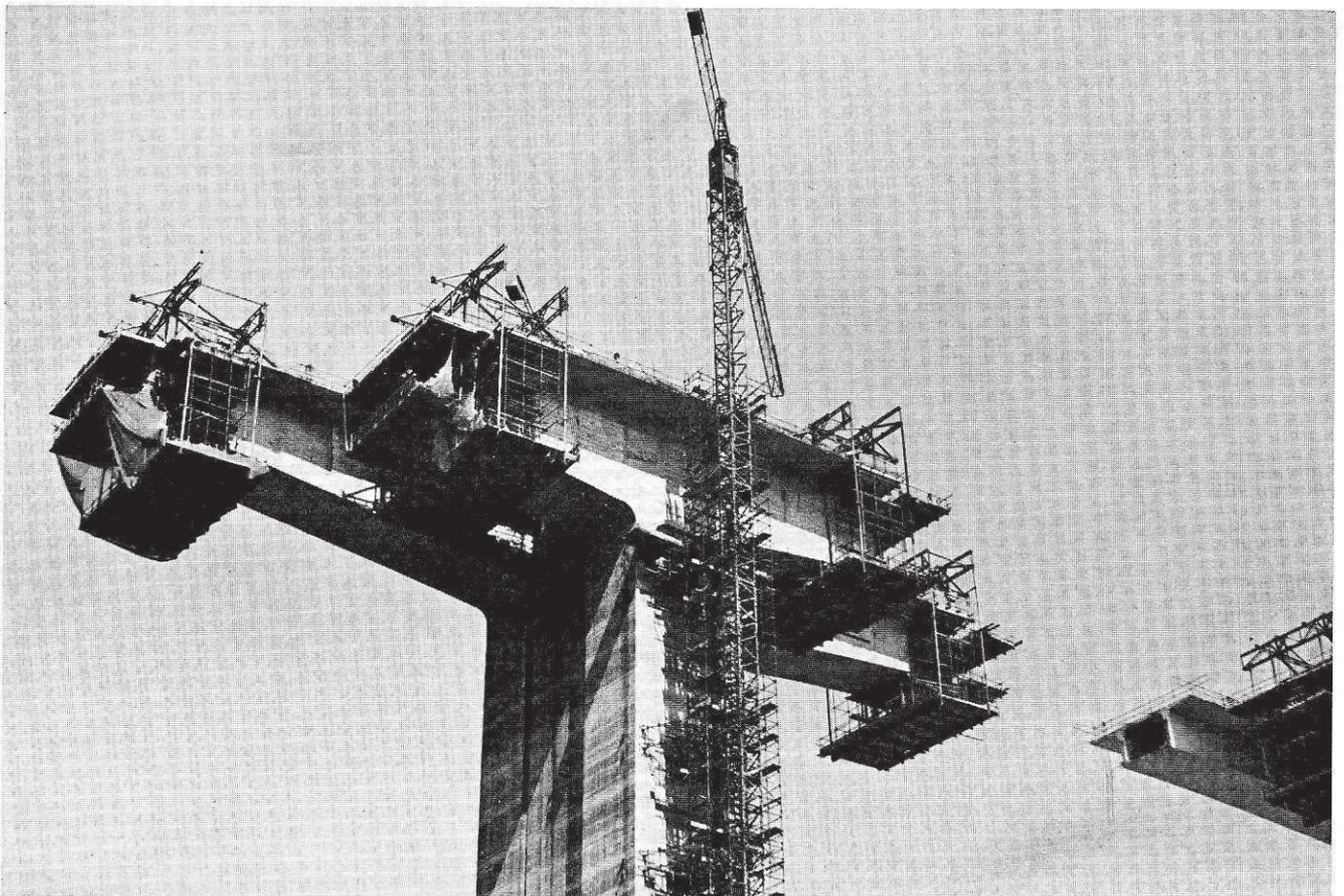


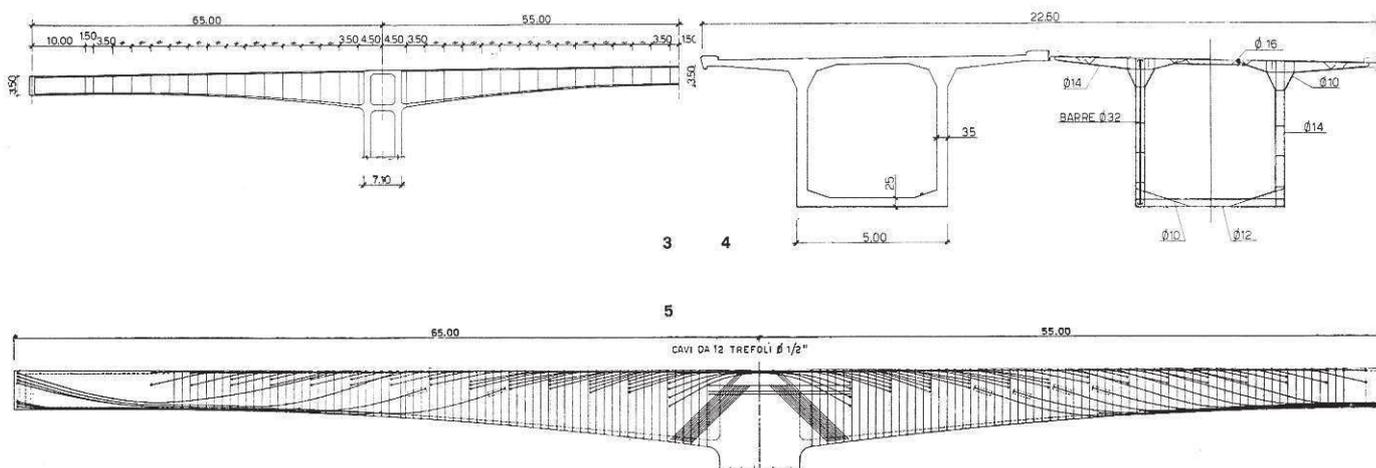
1

Viadotto Ferrara dell'Autostrada Roma-L'Aquila

1 - Sezione longitudinale del viadotto, di 460 m di lunghezza, con luci di 65,00 - 110,00 e 65,00 m; 2 - La costruzione dell'impalcato, con il procedimento per sbalzi successivi;

2



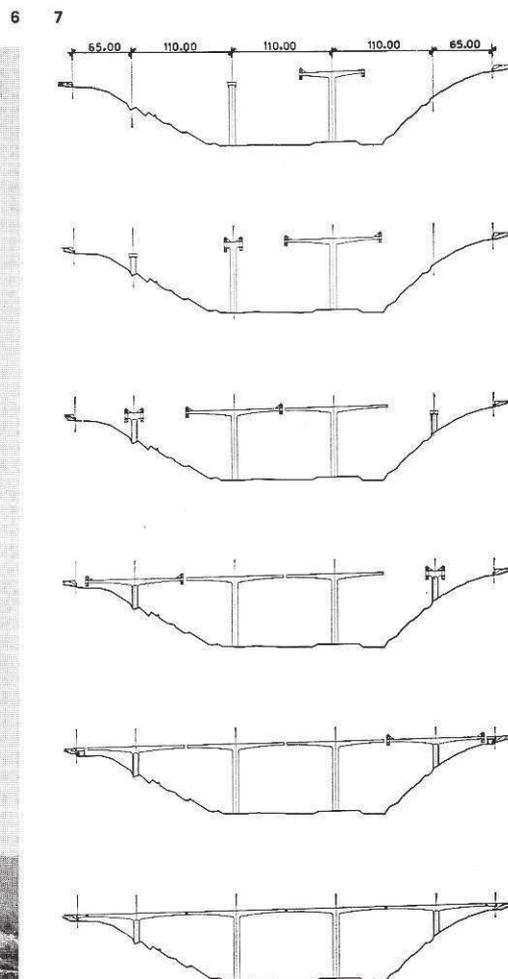
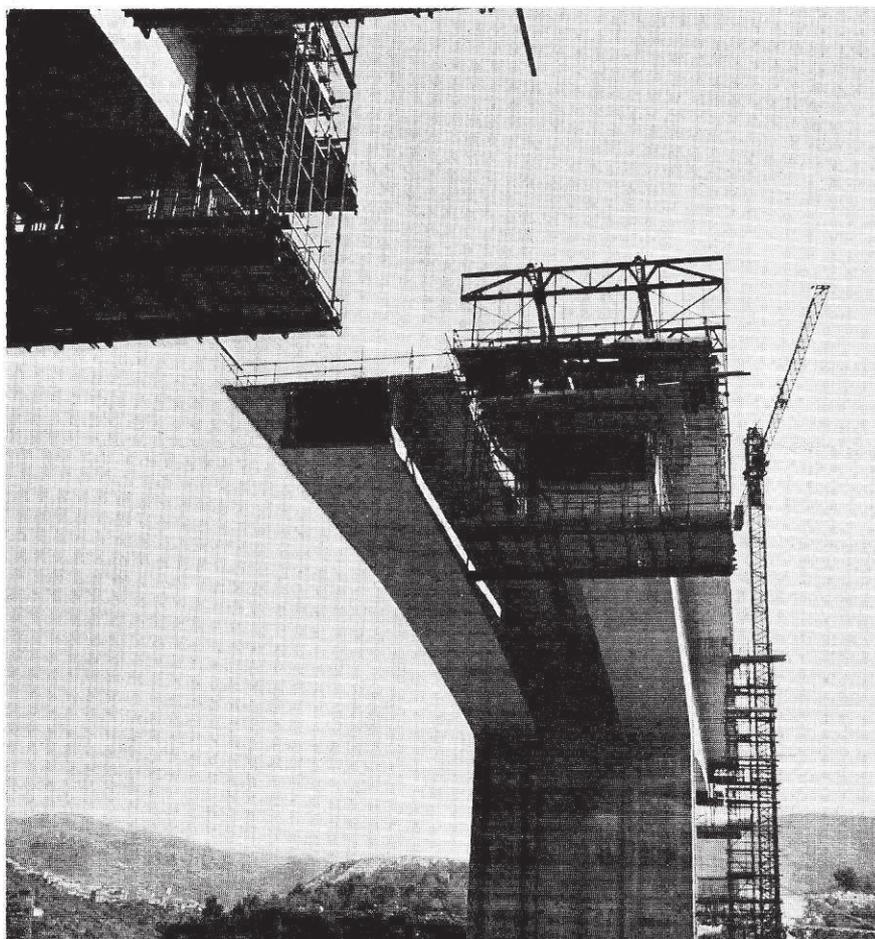


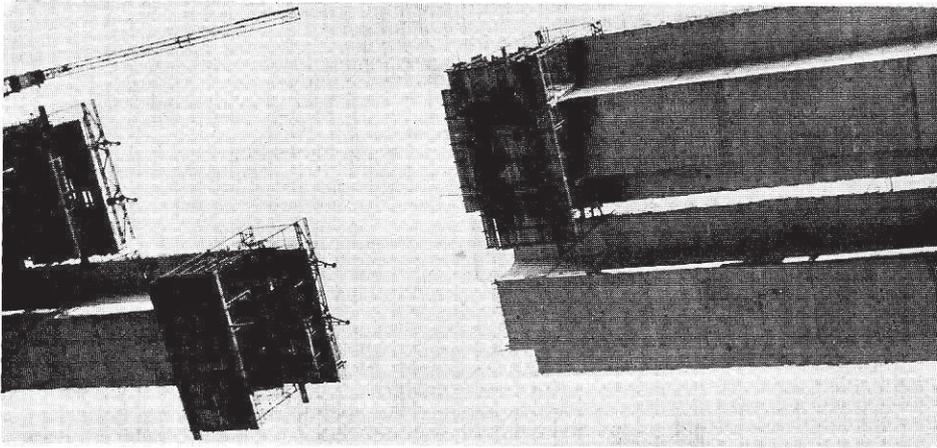
sulle caratteristiche di sollecitazione a tempo infinito dalla differente stagionatura al momento del disarmo. Lo stato di deformazione è stato controllato con un sistema di misure in corso d'opera dal quale appare un modulo elastico a lungo termine pari alla metà del modulo istantaneo.

Il procedimento costruttivo consiste nel getto di conci a sbalzo. Realizzati i mantelli ed eseguita la sigillatura dei vari elementi vengono tesati i cavi inferiori

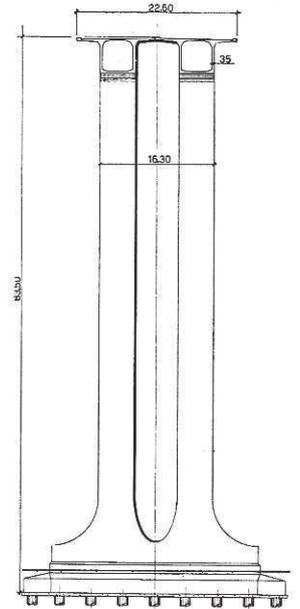
Viadotto Ferrata dell'Autostrada Roma-L'Aquila

3 - La successione di conci in una campata da 65 m e nella metà campata adiacente da 110 m di luce; 4 - Sezione trasversale dell'impalcato: carpenteria e armatura normale e di precompressione verticale; 5 - Andamento dei cavi di precompressione nella campata da 65 m e nell'adiacente metà campata da 110 m di luce; 6-8 - I carrelli mobili per il getto a sbalzo dei conci successivi di impalcato; 7 - Le successive fasi della costruzione del viadotto 9 - Sezione trasversale del viadotto, in corrispondenza di una pila.





8



9

per i momenti positivi. Il sistema di precompressione longitudinale è del tipo a cavi Freyssinet mentre per la precompressione verticale sono state adottate barre Dywidag ogni 65 cm.

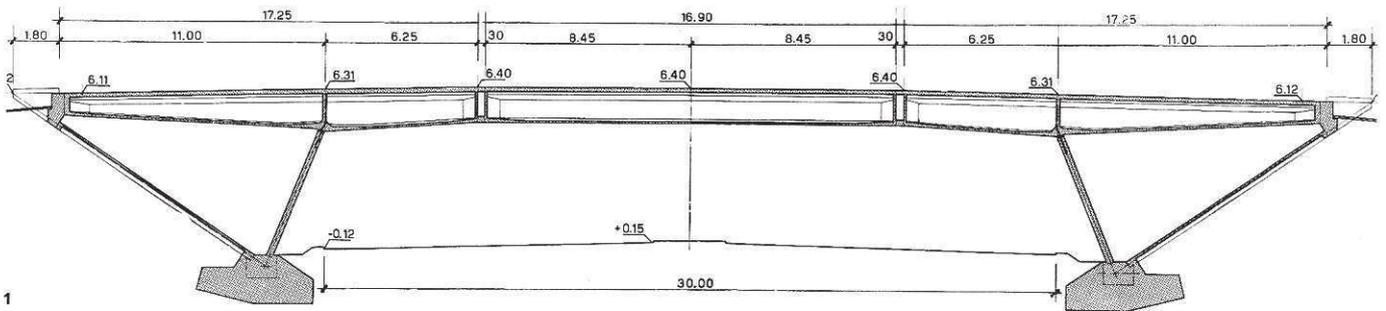
g) *Cavalcavia a telaio dell'Autostrada Torino-Piacenza*

Lungo il percorso dell'Autostrada sono stati progettati, sempre dall'ing. Gervaso [8], 146 cavalcavia corrispondenti allo schema statico di un portale incernierato alla base. Il concetto informatore della soluzione adottata risiede nella volontà di realizzare un'opera tale da unire alcuni pregi della costruzione metallica a quelli propri del precompresso.

Nel proporzionamento è stato tenuto conto di eventuali cedimenti relativi dei vincoli le cui conseguenze

si ripercuotono, dato il carattere iperstatico della struttura, sull'assetto statico dell'opera. L'elasticità generale della struttura permette cedimenti differenziali di alcuni cm senza pregiudizio per il suo buon funzionamento.

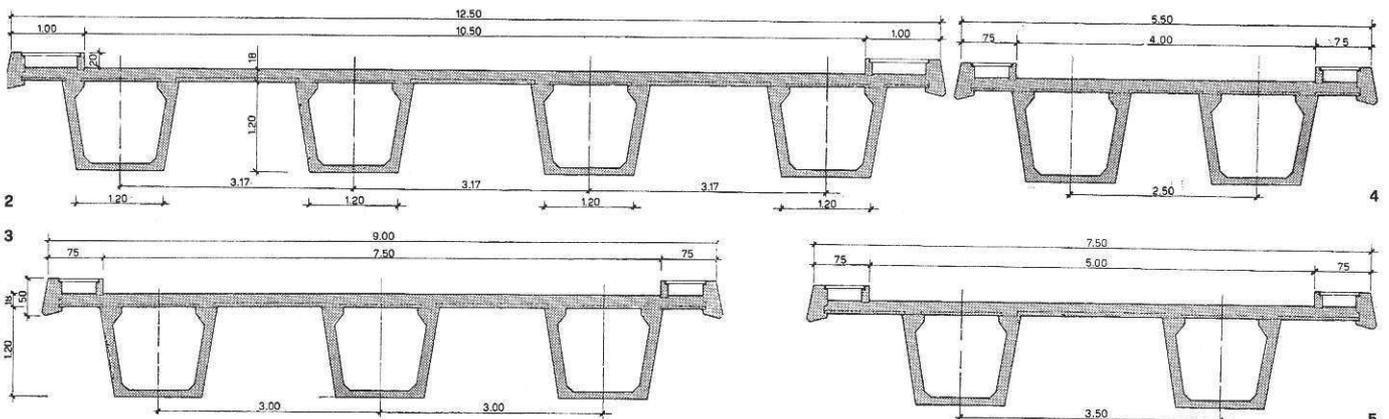
Il procedimento costruttivo permise di prefabbricare in officina gli elementi centrali e terminali della trave: le coppelle per il getto della soletta, i cordoli, i puntoni e le aste. La fase di montaggio utilizzò dispositivi studiati per realizzare una appropriata successione delle operazioni.



1

Cavalcavia a telaio dell'Autostrada Torino-Piacenza

1 - Sezione longitudinale di un cavalcavia; 2-3-4-5 - Sezione trasversale dei vari tipi di cavalcavia: da 12,50 m per strade statali e svincoli - da 9,00 m per strade provinciali - da 5,50 m per strade vicinali - da 7,50 m per strade comunali.

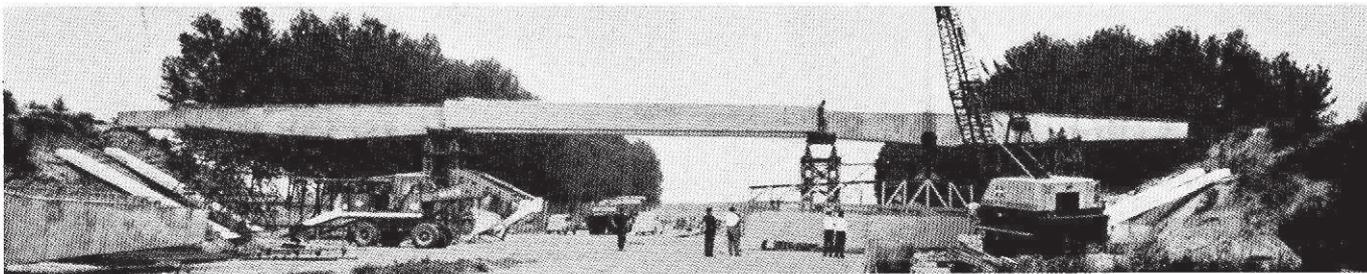


2

4

3

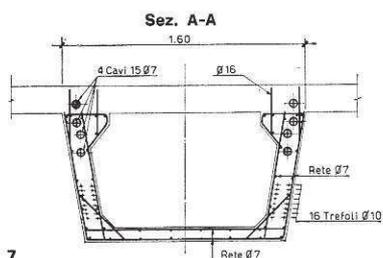
5



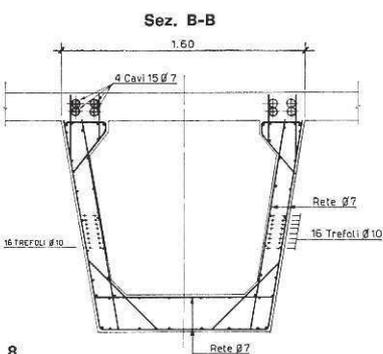
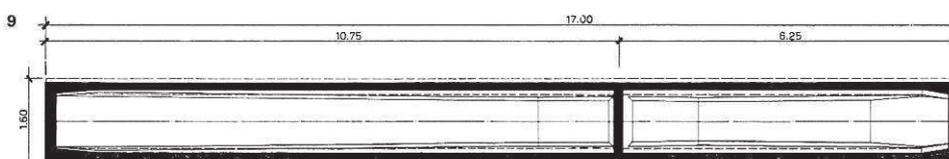
6

Cavalcavia a telaio dell'Autostrada Torino-Piacenza

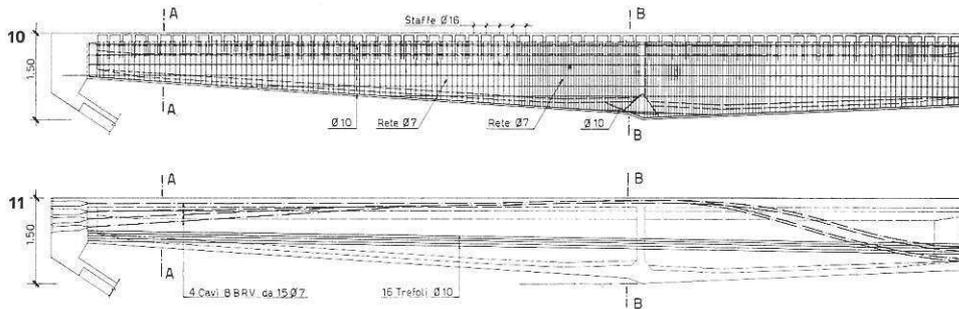
6 - Il montaggio degli elementi di trave; 7-8 - Sezioni trasversali della trave laterale: armatura ordinaria e di precompressione; 9 - Sezione orizzontale della trave laterale: carpenteria; 10-11 - Sezione longitudinale della trave laterale: disposizione dell'armatura ordinaria e di precompressione; 12 - Posa in opera di un elemento centrale di trave; 13 - Le aste ed i puntoni rimangono in una posizione provvisoria fino a quando non è terminata la posa degli elementi laterali di trave; 14 - Il collegamento provvisorio tra aste e travi laterali: sono visibili i cavi più posizionati da conglobare nel getto della spalla; 15 - La particolare struttura del cavalcavia permette la realizzazione anche nel caso in cui le rampe di accesso non siano già costruite; 16 - Un cavalcavia già completato.



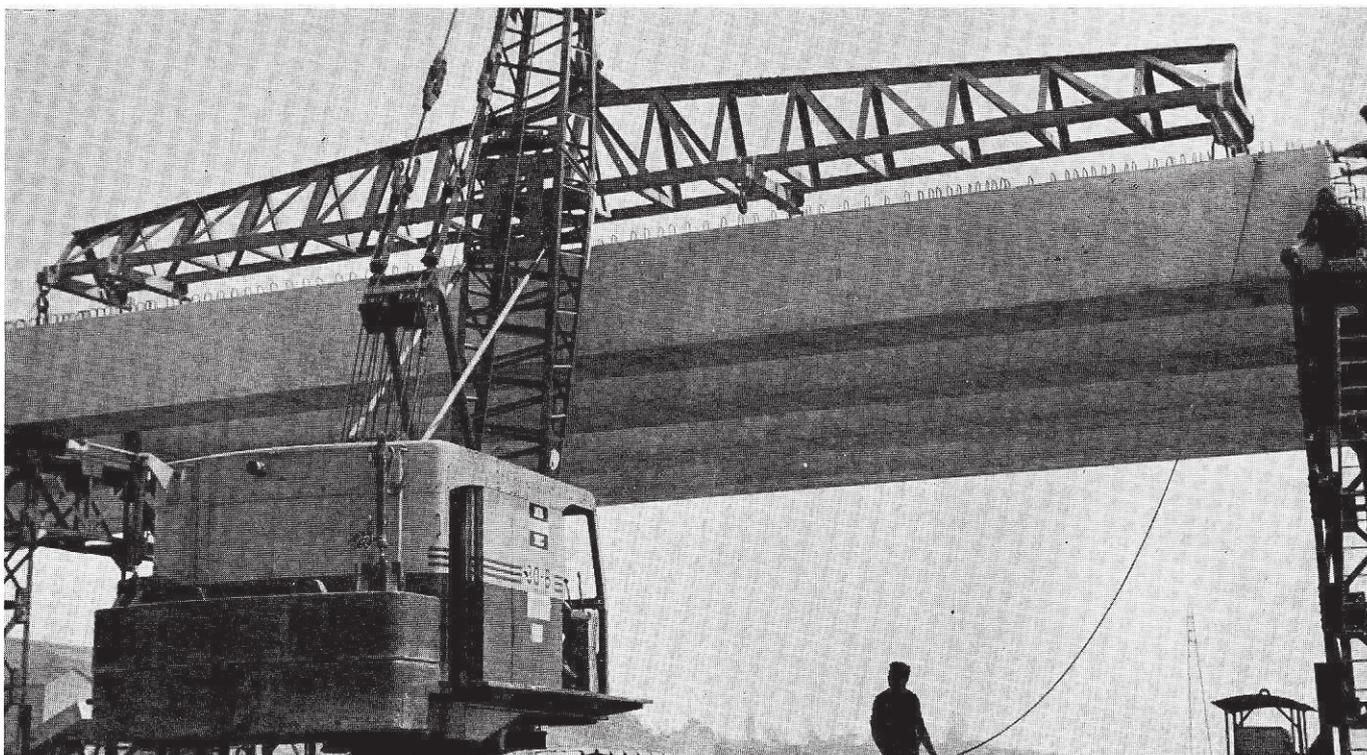
7

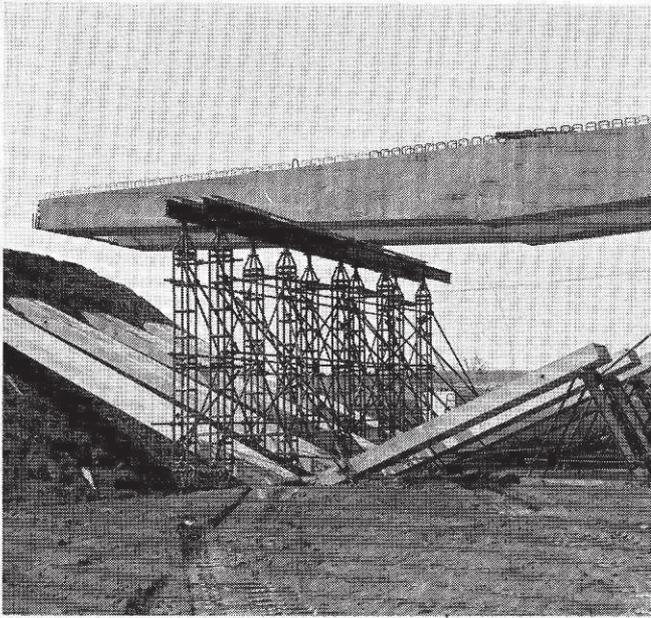


8

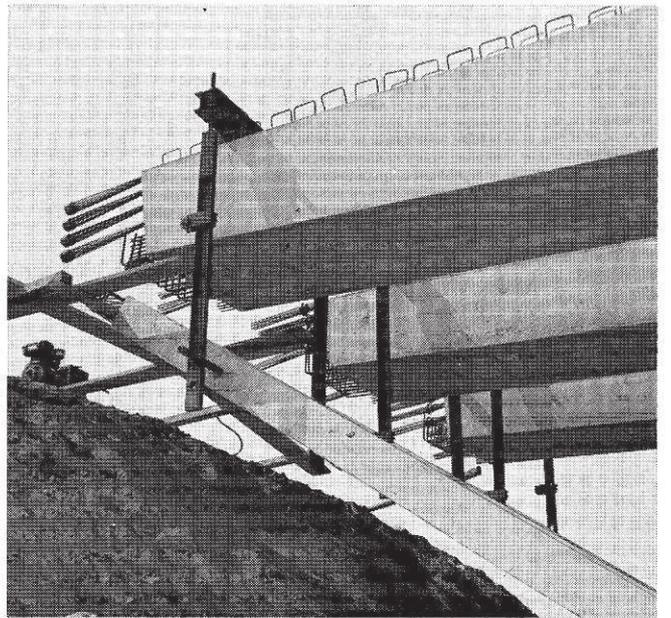


12



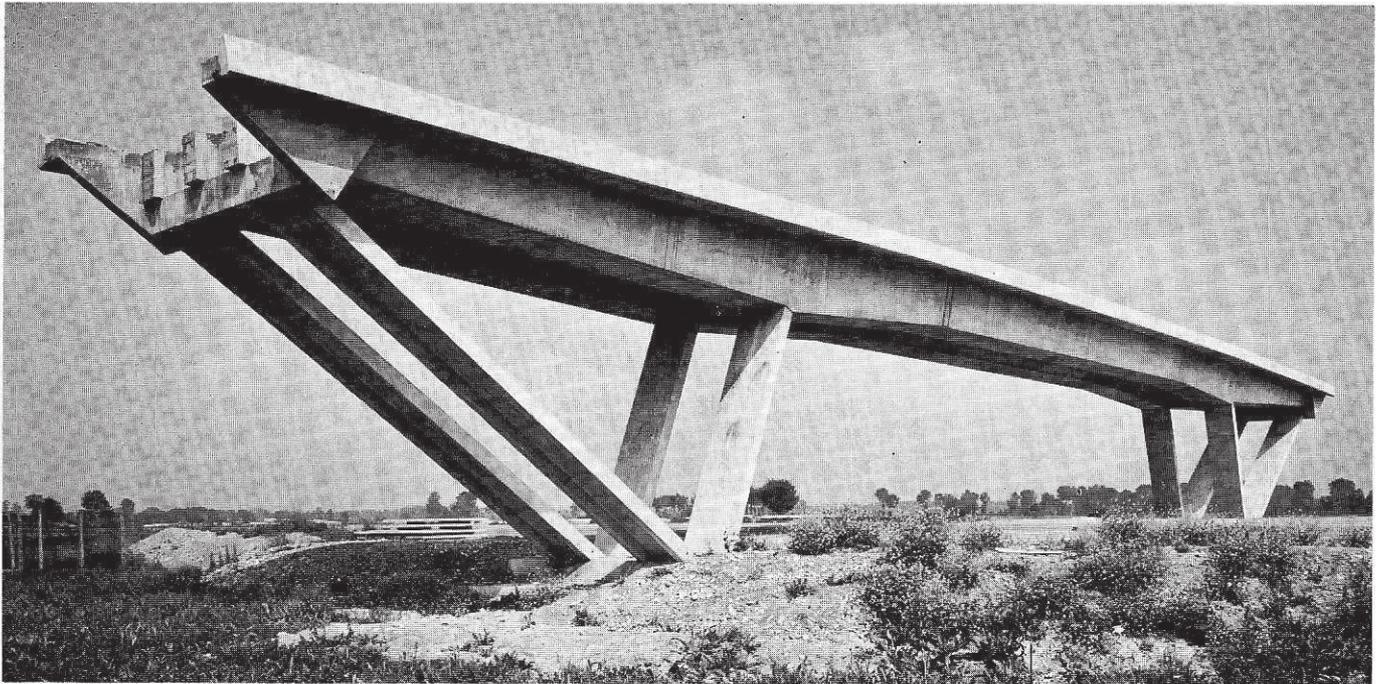


13

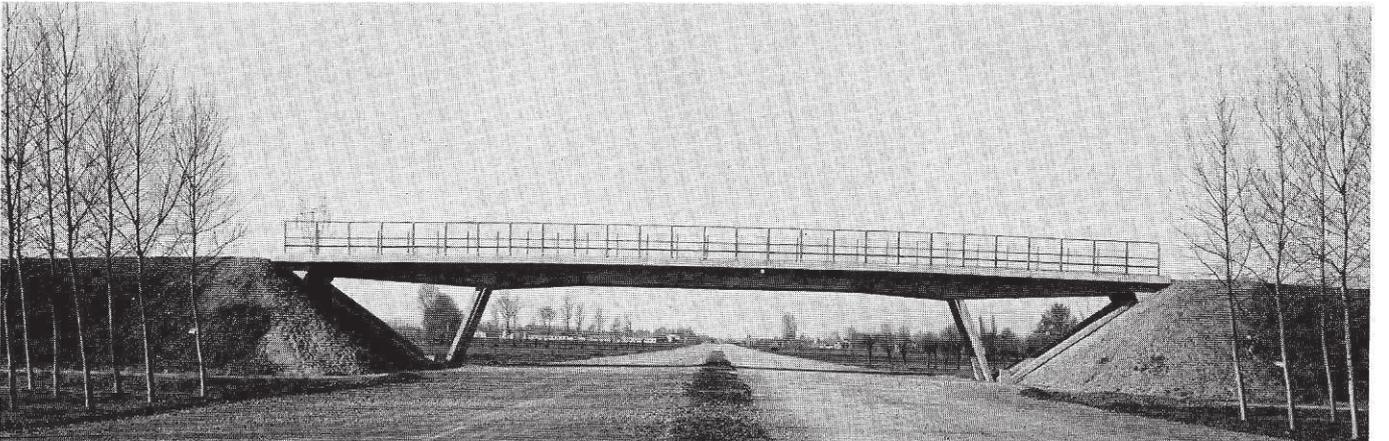


14

15



16



h) Viadotti per l'Autostrada Popoli-Pescara

Le caratteristiche geologiche e geotecniche della zona, le dimensioni caratteristiche dei viadotti in lunghezza ed in altezza, la necessità di ridurre i costi industrializzando la costruzione hanno portato ad una soluzione a travi continue studiata dall'Ufficio Strutture Alpina e dall'ing. Gervaso [7].

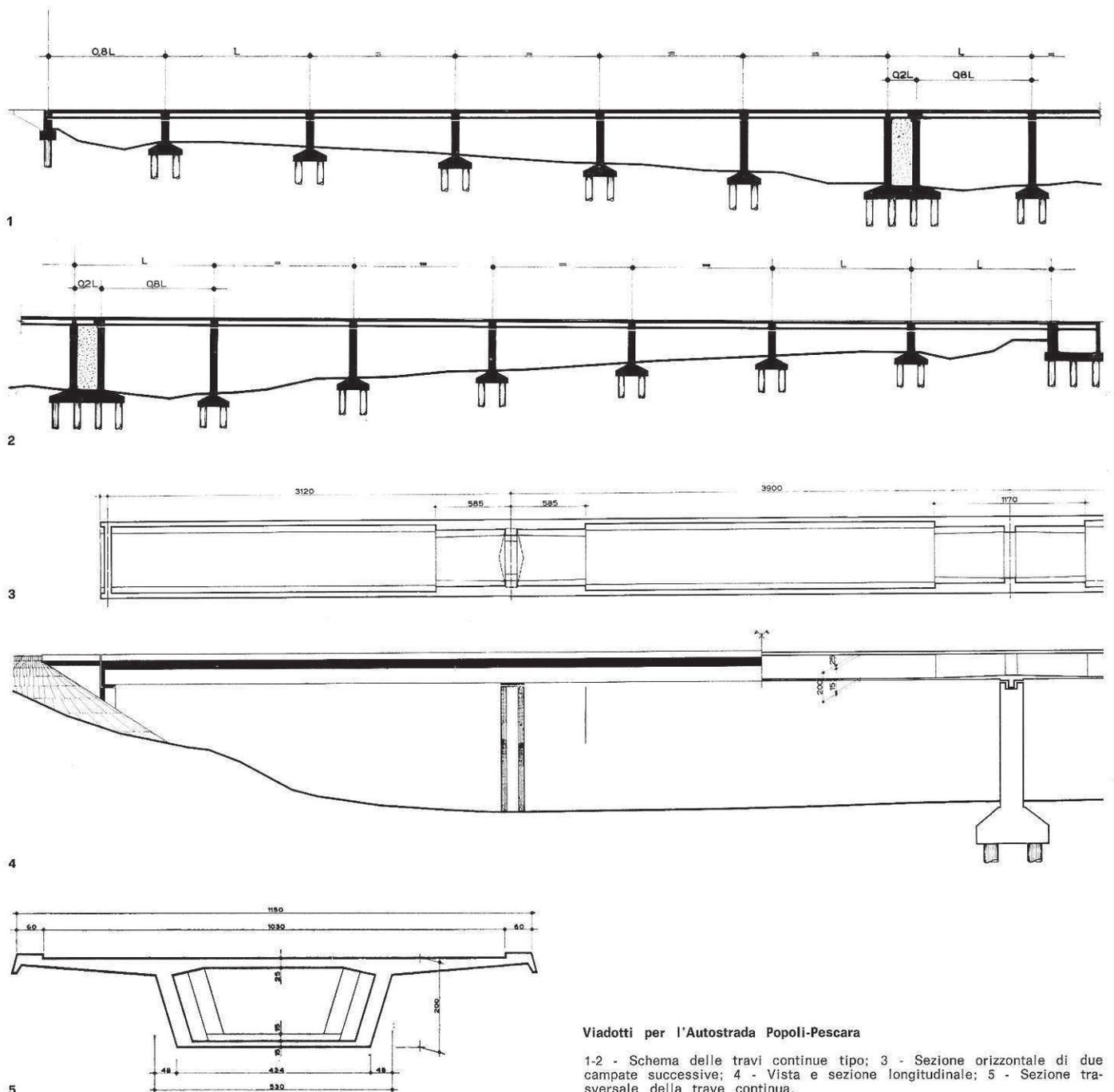
Una analisi tecnico-economica condusse ad individuare la misura più conveniente delle luci, tenuto conto del costo dell'impalcato, delle pile, delle fondazioni: tali luci caratteristiche sono risultate 34 m, 39 m, 50 m. La sezione trasversale degli impalcati è a cassone ed i viadotti si presentano sia a vie separate sia a vie

unite, ogni singola carreggiata avendo larghezza di 11,50 m.

Allo scopo di poter utilizzare i moderni sistemi di getto in opera mediante grandi centine traslabili longitudinalmente, la prima campata ha una luce pari allo 0,8 della luce normale: con tale accorgimento le riprese di getto avvengono sempre intorno alle zone di inversione dei momenti dove la precompressione risulta praticamente centrata.

Dal punto di vista estetico le opere si presentano di forma semplice ed essenziale.

Un particolare dispositivo permette di trasmettere alle pile le azioni orizzontali dovute a sisma e vento, che possono così essere distribuite su tutti i sostegni attraverso l'impalcato.



Viadotti per l'Autostrada Popoli-Pescara

1-2 - Schema delle travi continue tipo; 3 - Sezione orizzontale di due campate successive; 4 - Vista e sezione longitudinale; 5 - Sezione trasversale della trave continua.

i) Ponte ferroviario sul torrente Letimbro a Savona

Nella citata comunicazione [6] degli Ingegneri Giovanni Corona e Renzo Perazzone viene descritto anche un interessante intervento su di un ponte con campate semplicemente appoggiate di 36,50 m di luce teorica atte a sopportare il transito di due convogli ferroviari. La sezione trasversale dello impalcato è a U con irrigidimenti trasversali nella parte superiore.

L'opera fu progettata di massima dall'Ufficio Tecnico delle nuove costruzioni ferroviarie del Ministero dei Trasporti e prevista interamente in c.a. Durante la messa a punto del progetto, fatta in stretta collaborazione con detto Ufficio, fu però accertato che in corrispondenza dell'incastro della suola di base con le pareti verticali era presente uno stato di tensione con forti trazioni in due direzioni ortogonali. Questa situazione si dimostrava oltremodo pericolosa poiché, con quasi assoluta certezza, si sarebbero create gravi fessurazioni che, oltre a pregiudicare la durata della struttura, avrebbero comportato una sensibile diminuzione del grado di incastro della suola con le pareti compromettendone la stabilità già precaria.

Si giunse a proporre una precompressione, almeno parziale, limitata alle sole pareti mediante cavi verticali, atta ad eliminare completamente lo stato di trazione prodotto dai momenti trasversali e dai carichi appesi ed a contribuire sostanzialmente alla sicurezza statica della struttura.

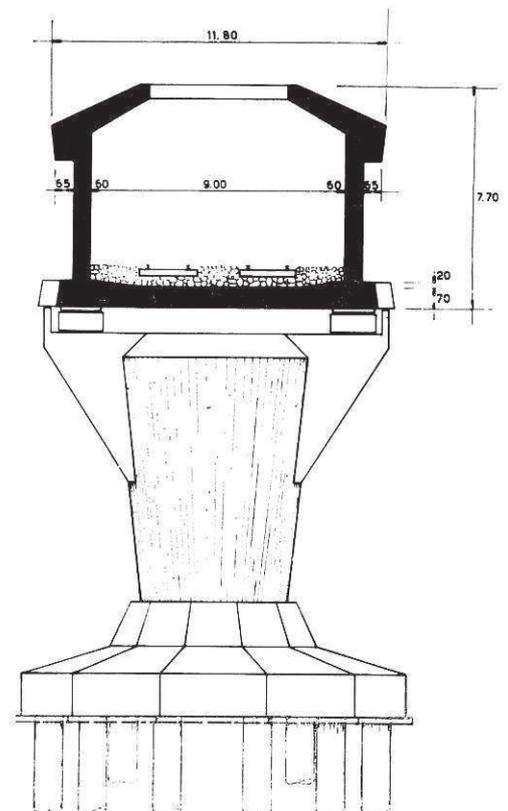
Il calcolo delle sollecitazioni venne svolto con il procedimento del *beam method* di Lundgren che, partendo dall'ipotesi di indeformabilità della sezione trasversale, permette di calcolare le caratteristiche della sollecitazione considerando la sezione trasversale soggetta, oltre che ai carichi esterni, agli sforzi tangenziali di trave. Tale metodo, come è noto, si applica con buona approssimazione a travi lunghe e con pareti sottili: mentre la prima ipotesi è soddisfatta nel caso in oggetto, non altrettanto la seconda essendo le pareti di 60 cm di spessore.

Sono state calcolate le sollecitazioni trasversali prodotte dal peso proprio, dal transito di un treno o di due treni, dalla precompressione trasversale e da un gradiente termico dall'interno all'esterno.

Le verifiche ai momenti longitudinali della struttura non presentavano particolarità alcuna: le sollecitazioni sono risultate di 65 kg/cm² nel calcestruzzo, di 1.600 kg/cm² nel ferro a sezione parzializzata. A sezione interamente reagente si è riusciti a limitare le sollecitazioni nel calcestruzzo a 30 kg/cm².

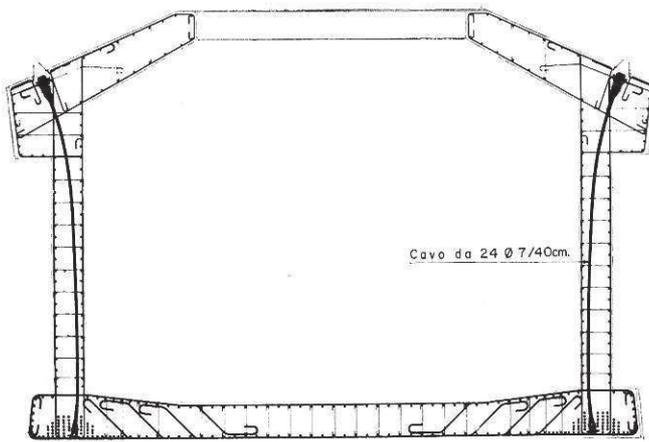
La flessione trasversale è stata verificata per le pareti verticali come in una normale struttura iperstatica precompressa, mentre la suola è stata armata con acciaio ordinario.

Particolare interesse presenta la verifica di sicurezza al taglio, effettuata in conformità ai più recenti criteri proposti dal Comitato F.I.P. C.E.B.



Ponte ferroviario sul torrente Letimbro a Savona

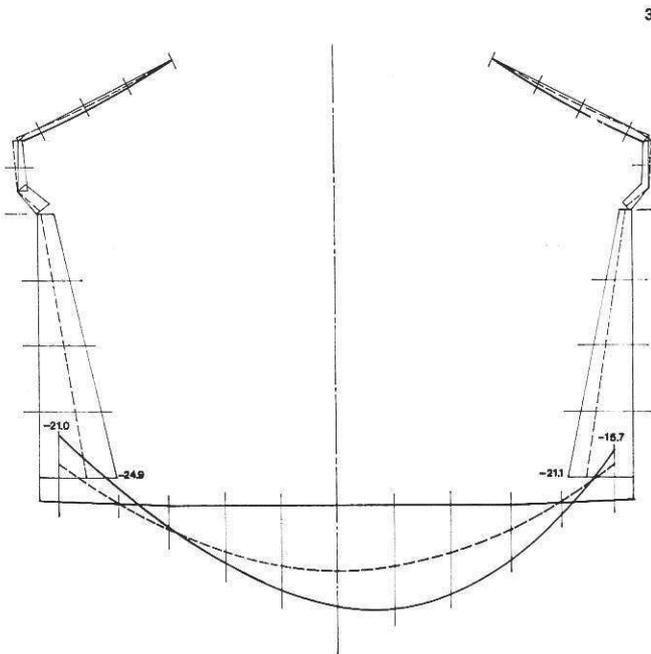
1 - Sezione trasversale del ponte.



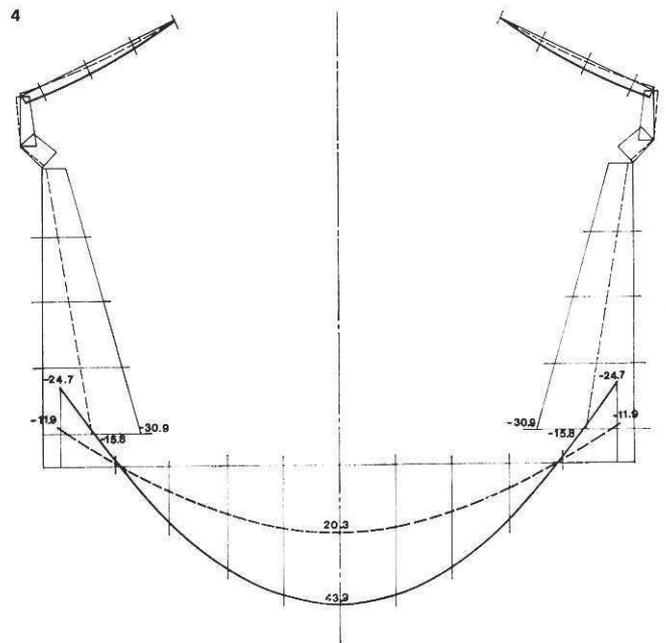
2

Ponte ferroviario sul torrente Letimbro a Savona

2 - Sezione trasversale corrente dell'impalcato: armatura normale e di precompressione; 3 - Diagramma dei momenti flettenti; 4 - Diagramma dei momenti trasversali.



--- peso proprio
— transito di un treno



--- peso proprio
— transito di un treno

6. PROBLEMI SPECIALI

a) Paratie nervate

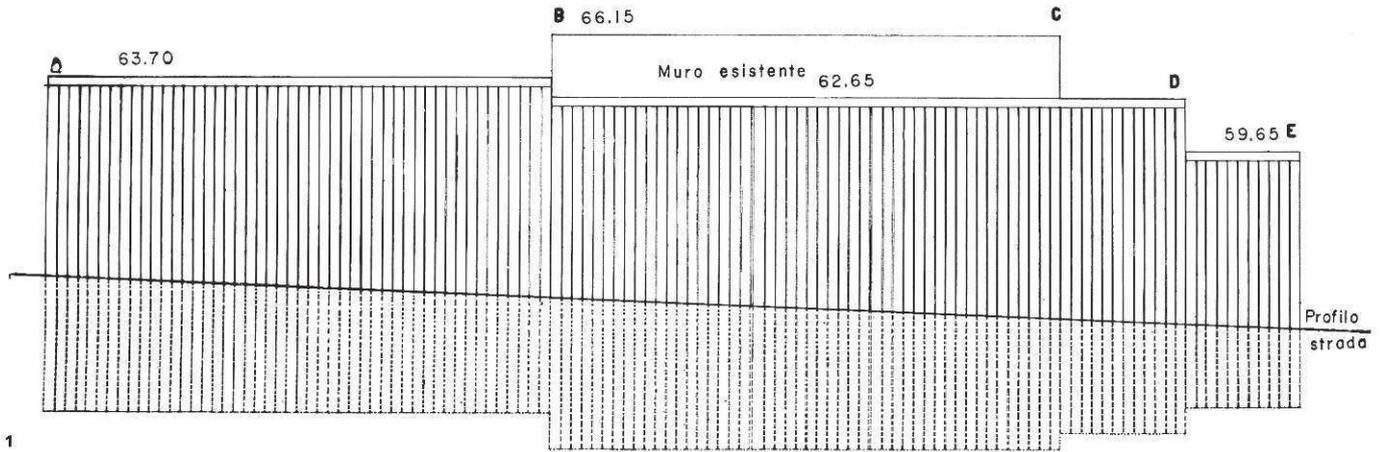
Il progetto di paratie nervate in precompresso è contenuto nella comunicazione dell'Ing. Alberto Defez [9]. Premesse alcune considerazioni sul comportamento statico delle paratie nervate a sostegno di terrapieni, sul loro calcolo in fase elastica e sulla verifica allo stato limite, si osserva che, qualora la sollecitazione di pressoflessione non risulti sopportabile dalla sezione

di calcestruzzo armato della paratia, si può ricorrere ad una soluzione in c.a.p.

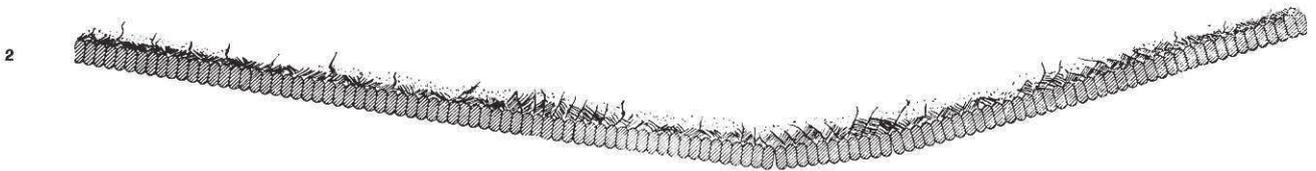
In tale situazione la paratia può essere precompressa longitudinalmente mediante cavi scorrevoli provvisti di cono d'ancoraggio alla sommità e autoancorati alla base. Un esempio di realizzazione è offerto dalle figure seguenti, che si riferiscono ad una paratia composta da nervature di 60 x 130 cm affiancate a sostegno di un terrapieno di 15,40 m di altezza, con superficie del terreno inclinata di 30°. La precompressione di ciascuna nervatura è fornita da 3 cavi 12 Ø 8 opportunamente profilati e pretesi con una forza iniziale di 72 t per cavo.

Trotto in C.A.P

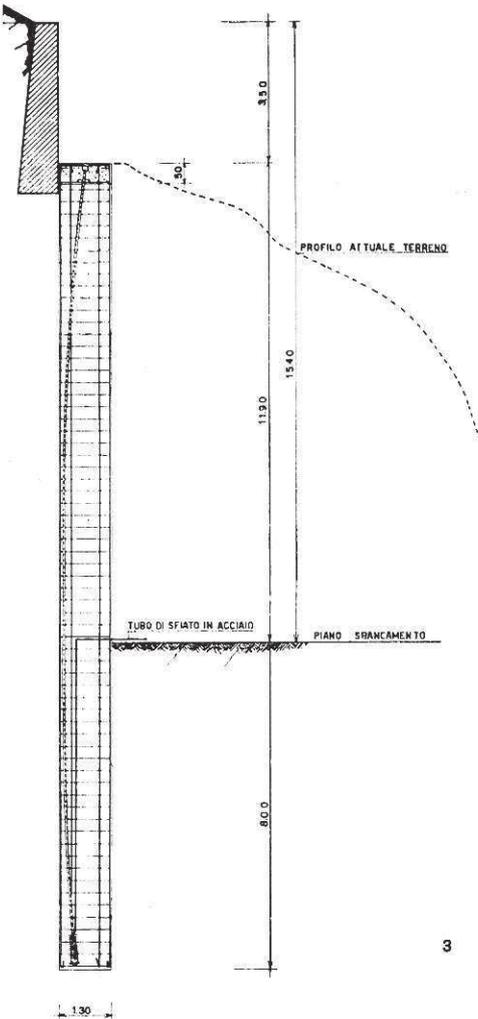
Trotto in C.A



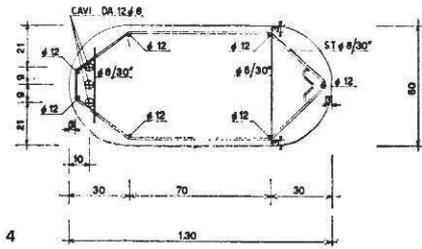
1



2



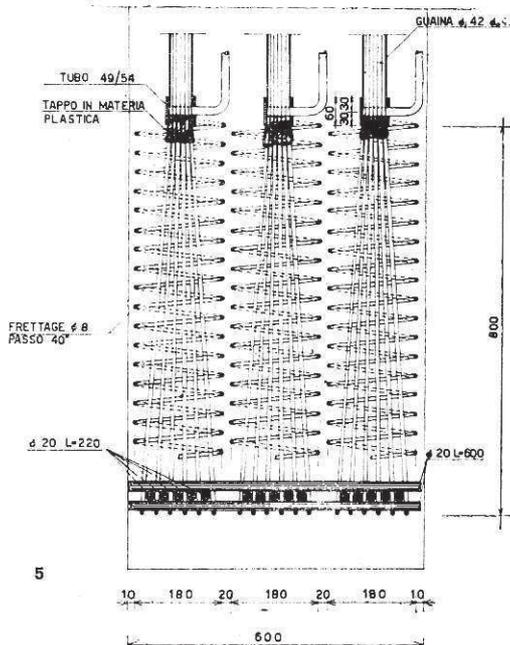
3



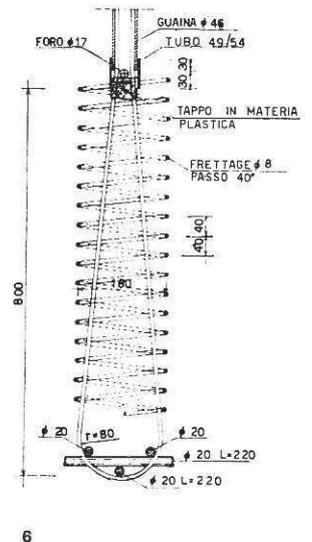
4

Paratie nervate in cemento armato precompresso

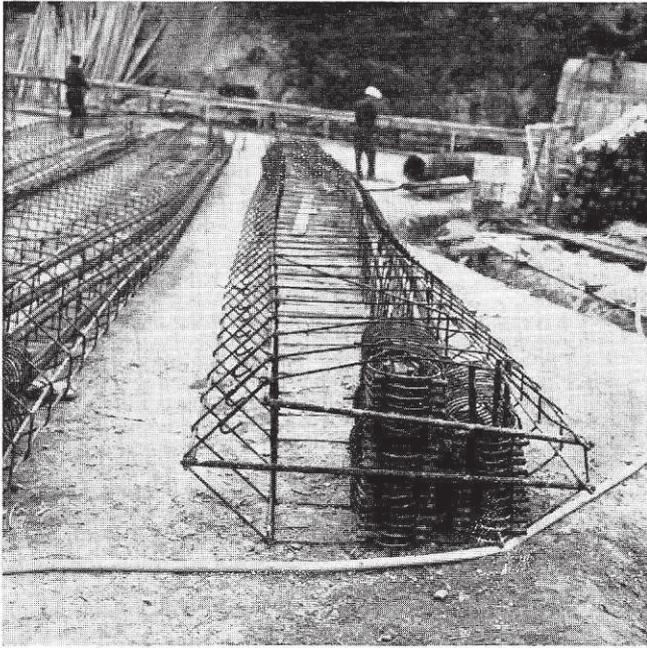
1-2 - Vista e sezione orizzontale della paratia nervata realizzata in cemento armato ordinario e precompresso a sostegno di un terrapieno di 15,40 m di altezza, con una superficie del terreno inclinata di 30°; 3 - Sezione verticale di una nervatura in cemento armato precompresso, di dimensioni 60x130 cm; 4 - Sezione orizzontale della nervatura; 5-6 - Particolari dell'ancoraggio dei cavi di precompressione al piede delle nervature;



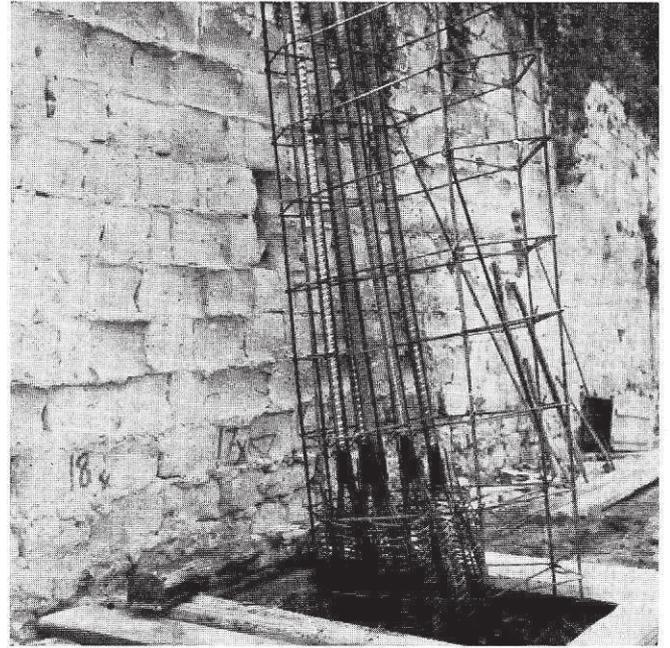
5



6



7

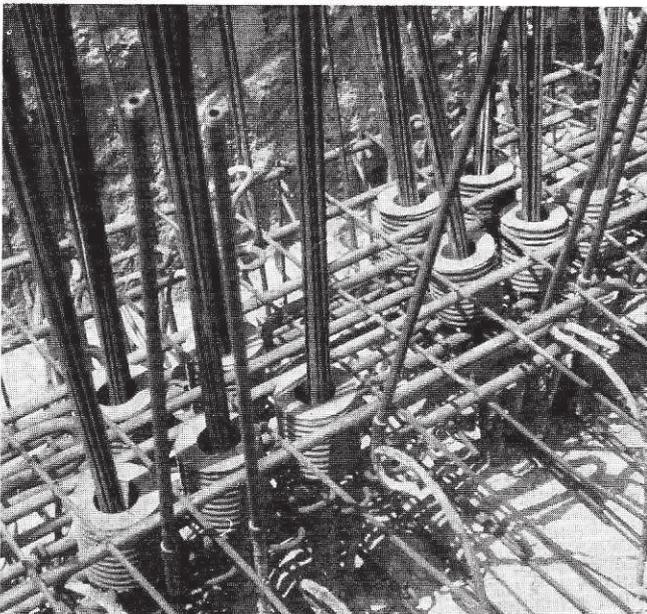


8

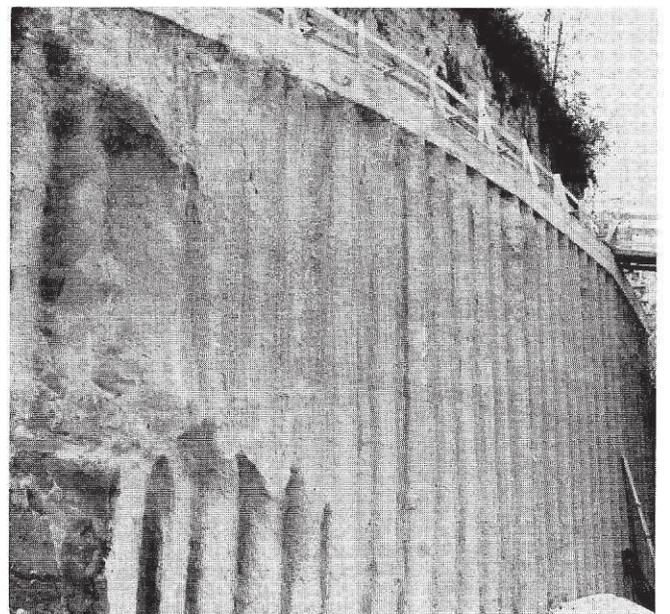
Paratie nervate in cemento armato precompresso

7-8-9 - Le gabbie di armatura impiegate per la realizzazione delle nervature, precomprese longitudinalmente mediante 3 cavi 12 O 8, provvisti di cono d'ancoraggio in sommità e autoancorati alla base; 10 - La paratia nervata in fase di ultimazione.

9



10



b) Problemi di fatica

Un'ultima comunicazione, presentata dal prof. Giuseppe Rinaldi, [10] contiene alcune considerazioni sulla fatica nelle opere in c.a.p. Anche se a stretto rigore il suo contenuto può sembrare a prima vista non pertinente al tema, mi sembra che, in una visione generale delle soluzioni strutturali adottate nel campo del precompresso, non si possa tacere il pericolo rappresentato dai fenomeni di fatica.

Gli alti tassi di lavoro raggiunti nell'acciaio delle armature di precompressione e nel conglomerato cementizio si avvicinano sempre più ai limiti di rottura per fatica anche se, di regola, nelle opere in c.a.p. non si verificano alternanze vere e proprie ma oscillazioni di tensione tra valori dello stesso segno.

Le considerazioni del prof. Rinaldi sono rivolte, in particolare, alla possibilità di individuare le anomalie che si presentano e si accentuano all'interno del calcestruzzo nel corso di cicli di sollecitazioni ripetute mediante l'esame di raggi X ed ai raggi γ : dalla visione delle ombre appare possibile individuare i diversi stati interni della microstruttura sia per quanto riguarda eventuali variazioni nella posizione dei grani sia nei confronti di fessurazioni incipienti per lo scorrimento di grani in zone di concentrazione delle tensioni.

Nello stesso lavoro viene infine ricordata l'importanza che assume l'analisi statistica nello studio dei risultati delle prove di fatica.

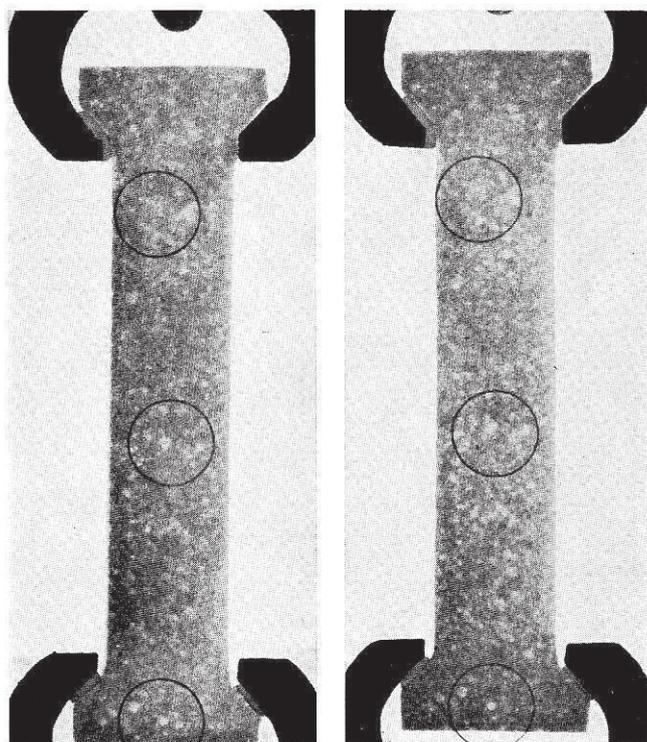
Anche se il problema della fatica venne ampiamente discusso dal prof. Angelo Berio [11] nella Relazione generale del Congresso di S. Margherita « Comportamento del c.a.p. in condizioni eccezionali » data l'importanza del problema ritengo utile aggiungere qualche considerazione ulteriore.

Come noto, in un materiale sottoposto all'azione di forze crescenti monotonicamente la rottura rappresenta la fase terminale di un processo in cui l'incremento della deformazione non è più, sufficiente a dissipare l'energia indotta dalle forze applicate ed a prevenire così la diffusione delle lesioni microscopiche esistenti.

Quando un provino venga sottoposto, invece, a rapide oscillazioni delle forze agenti, la rottura può prodursi per intensità delle forze stesse notevolmente inferiore a quella corrispondente alla rottura sotto una singola applicazione del carico. Si parla in tal caso di rottura per fatica nel senso che il comportamento del materiale si manifesta proprio attraverso i cicli di tensione-deformazione che danno origine a un deterioramento progressivo della struttura del materiale.

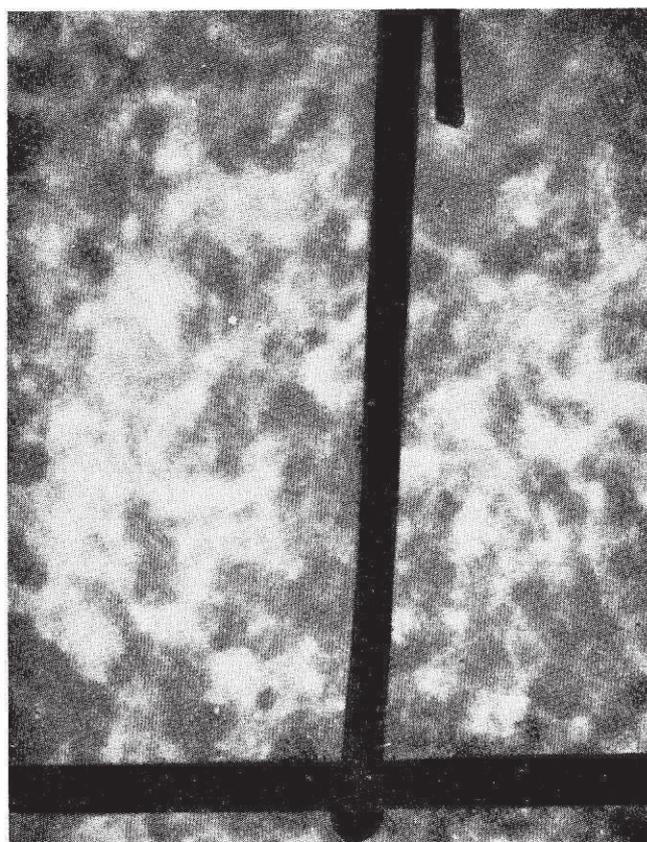
Nei processi di fatica si passa senza discontinuità da una fase iniziale causata dal danno incipiente a livelli submicroscopici ad una fase successiva caratterizzata dalla propagazione delle fessurazioni a livelli microscopici e macroscopici. Durante la fase iniziale il micro-mechanismo dei fenomeni di fatica è intimamente collegato, almeno nei metalli, con quello dello scorrimento plastico ed analoghe alterazioni della struttura cristallina hanno influenza decisiva sui due fenomeni.

La tendenza attuale nella analisi dei fenomeni di fatica è orientata in senso probabilistico e si basa su relazioni determinate sperimentalmente tra le tensioni di rottura per fatica e la cosiddetta vita di fatica, definita come il numero di ripetizioni delle azioni applicate



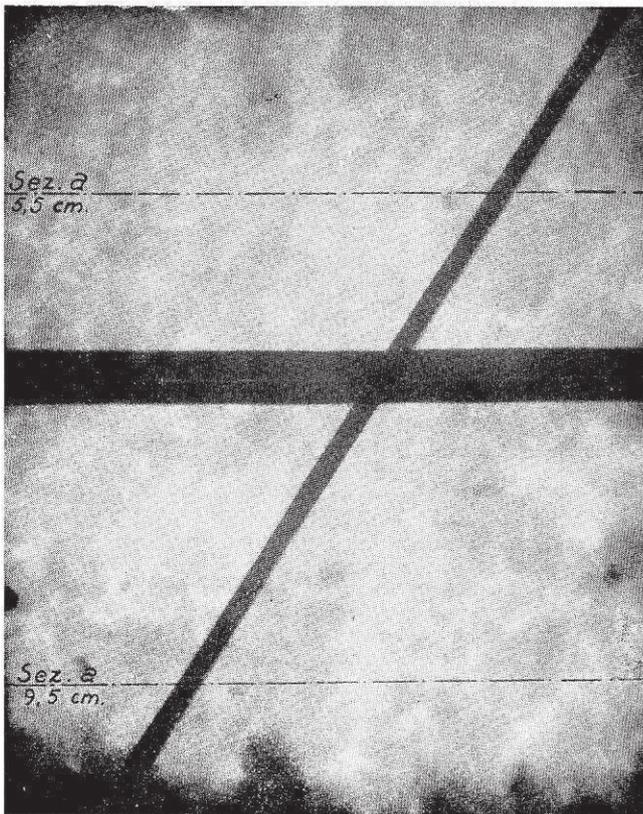
1

2

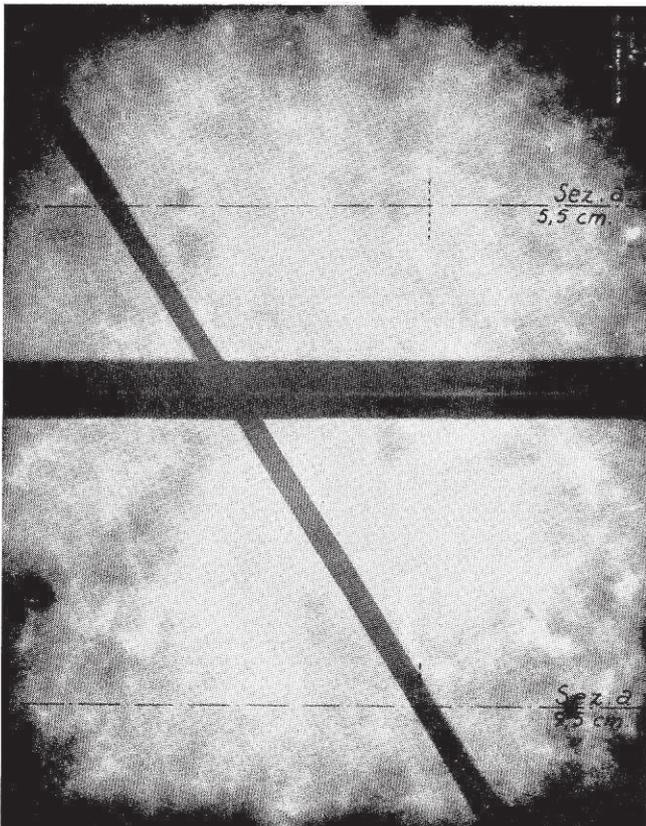


Studio dei problemi di fatica nelle opere in cemento armato precompresso

1 - Radiografia di provetta prima e dopo essere stata sollecitata a trazione ripetuta per conoscere il rapporto di fatica (Variazioni dell'ombra della macrostruttura prima della rottura); 2 - Radiografia di una sezione di travetto in cemento armato (si noti la staffa verticale e l'armatura nella zona tesa) soggetto a prova di fatica per flessione per conoscerne il rapporto di fatica per l'aderenza calcestruzzo-acciaio;



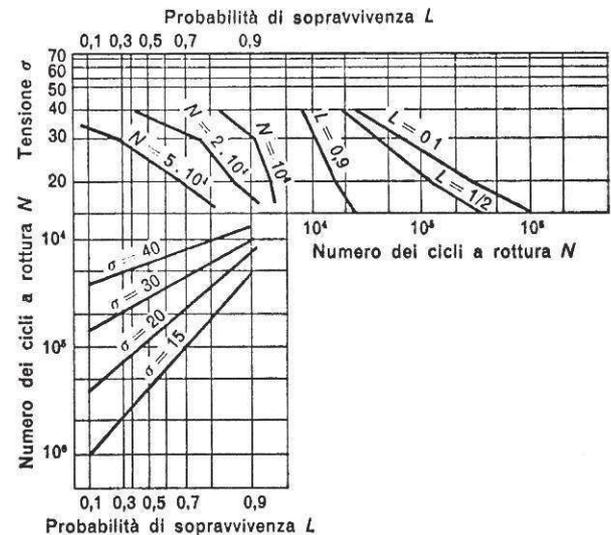
3



4

Studio dei problemi di fatica nelle opere in cemento armato precompresso

3 - Lastra radiografica della zona centrale della sezione di una trave sollecitata dalla coazione di precompressione e soggetta a fatica di flessione con carico costante massimo (frequenza costante di 2Hz): prima della prova; 4 - Lastra radiografica della zona centrale della sezione di una trave sollecitata dalla coazione di precompressione e soggetta a fatica di flessione con carico costante massimo (frequenza costante di 2Hz): lastra dopo 10^4 cicli; 5 - Rappresentazione nel piano, in coordinate logaritmiche, della relazione tra la tensione di rottura per fatica σ_F , il numero dei cicli a rottura N e la probabilità di sopravvivenza L



5

capaci di produrre la rottura ad un certo livello di intensità della tensione stessa [12].

Una relazione tra la tensione di rottura per fatica F e la vita di fatica L non è però una funzione nel senso ordinario ma una espressione dell'andamento statistico del fenomeno. Tale concetto è coerente con l'osservazione in quanto le vite di fatica in condizioni nominalmente identiche di servizio e di prova presentano uno scarto ben superiore a quello inevitabile in ogni prova meccanica.

Qualsiasi relazione tra σ_F e L deve perciò specificare la probabilità di rottura o la probabilità di sopravvivenza L del materiale per ogni combinazione N , σ_F . Possiamo stabilire così una famiglia di relazioni tra σ_F e N per valori diversi della probabilità di rottura o di sopravvivenza assunti come parametri ed ottenere in tal modo l'andamento di una misura statistica specifica della tendenza centrale, ad esempio la media o grandezze analoghe.

La relazione completa è evidentemente tridimensionale: può essere rappresentata nel piano nei suoi tre aspetti come indicato dal diagramma riportato nella fig. 5 in coordinate logaritmiche. Distinguiamo in tal modo relazioni $\sigma_F(L)_N$, relazioni $L(N)$, relazioni $N(\sigma_F)_L$.

Il carattere decisamente statistico dei fenomeni di fatica rende comprensibile l'impiego di una teoria puramente statistica basata su un meccanismo non precisato di distruzione progressiva dei legami submicroscopici della struttura cristallina del materiale: tale aspetto apre la strada all'impiego della teoria dei valori estremi usata con successo in altri campi simili di indagine.

7. CONCLUSIONI

Gli esempi strutturali illustrati mostrano alcune caratteristiche che ci permettono di pervenire a qualche conclusione, sia pure con tutte le cautele che la complessità del problema rende inevitabili. D'altra parte i criteri di una scelta strutturale devono offrire una piena giustificazione basata non soltanto su considerazioni successive ma anche su fondamenti metodologici rigorosi. Vi è in questo atteggiamento la tendenza attuale di integrare ogni giudizio sintetico a priori da parte del progettista con l'analisi razionale dei molteplici parametri che hanno influenza sul risultato tecnico, funzionale, economico dell'opera realizzata. Non si deve infatti far valere come presunta conoscenza razionale alcun giudizio che non sia completamente fondato e che non si possa perciò in ogni momento e sino in fondo giustificare. Anche se non esiste il minimo dubbio che ogni concetto di una analisi razionale debba trovare, infine, la sua giustificazione completa nella intuizione empirica: tali concetti sono infatti delle immagini che procedono da tutte le esperienze possibili.

Una caratteristica fondamentale della quasi totalità delle strutture esaminate è rappresentata da un ritorno all'adozione di schemi internamente o esternamente iperstatici. La possibilità di distribuire il flusso delle sollecitazioni lungo ogni singola parte della struttura, le riserve offerte dai legami interni, o dai vincoli esterni sovrabbondanti, ad eventuali deficienze locali nei confronti della sicurezza globale dell'insieme, l'armonia tra le diverse parti dell'opera che si manifesta nel contributo offerto da ognuna di esse al comportamento collettivo del loro complesso, conferiscono alle strutture iperstatiche possibilità di impiego veramente impensabili.

Da tali peculiari caratteristiche derivano alcuni peculiari vantaggi, tecnici ed economici abbastanza evidenti. La possibilità di ridurre i fastidiosi giunti nelle travate dei viadotti, fonte di tormento dei materiali e degli utenti, i valori più elevati della frequenza propria di vibrazione ben oltre la soglia delle alternanze dinamiche indotte dai carichi, l'aumento decisivo della sicurezza nei riguardi delle azioni sismiche presenti in vaste regioni del nostro Paese.

Nè sembra che eventuali cedimenti dei punti di vincolo delle strutture al terreno assumano ormai influenza tale da pregiudicare l'adozione di un sistema iperstatico. La moderna tecnica delle fondazioni permette di ridurre tali cedimenti a valori che implicano, ad esempio, variazioni inferiori al 5% sulla distribuzione dei momenti flettenti in una trave continua.

Un secondo aspetto caratteristico è rappresentato

dall'impiego, sempre più diffuso, della industrializzazione, intesa questa sia dal punto di vista degli imponenti mezzi d'opera sia dal punto di vista degli elementi strutturali prefabbricati.

Da questa impostazione industriale la produzione delle strutture in c.a.p. trae la possibilità di ridurre i costi, diminuire i tempi di esecuzione, consentire una occupazione continuativa della mano d'opera.

I singoli elementi strutturali vengono così realizzati in officina secondo un ciclo operativo prestabilito, mentre in cantiere si procede semplicemente al loro montaggio secondo un programma di fasi successive accuratamente studiato sui reticoli Pert con una radicale diminuzione dei tempi lavorativi.

Ciò fa parte di un atteggiamento ben più generale del settore in discorso. I primi passi mossi sul terreno della industrializzazione mostrano infatti in ogni campo delle costruzioni l'impegno sempre maggiore di risolvere sul piano tecnico-economico i problemi fondamentali di una struttura sociale nuova.

Ne deriva un processo evolutivo intimamente collegato con il progresso della ricerca scientifica, con la tecnologia di materiali nuovi, con la ricerca operativa e la politica di piano. I problemi posti, non solo ai tecnici, ma a tutta la società da questa industrializzazione ormai in atto e certamente non arrestabile sono complessi e delicati. Essi investono campi sempre più vasti, dalla produzione continuativa alla pianificazione urbanistica, dalla prefabbricazione alla programmazione economica.

Due punti di vista, in questa sede, mi sembrano determinanti: la realizzazione delle condizioni necessarie per ottenere risultati efficienti, da un lato, ed il pericolo di limitare la libertà e la flessibilità dei sistemi costruttivi, dall'altro. E' indubbio che la prefabbricazione di elementi strutturali o addirittura di intere strutture consenta una qualità del prodotto, una rapidità di esecuzione, una riduzione dei costi impensabili con i procedimenti tradizionali. D'altra parte è insito in essa il grave pericolo di una rigida composizione di questi perfetti prodotti industriali.

E' necessario un punto di incontro tra la industrializzazione spinta alle estreme conseguenze di livellamento compositivo e la assoluta libertà individuale: tale esigenza d'altronde rappresenta l'affannosa ricerca di tutta la nostra società contemporanea verso un equilibrio, probabilmente più stabile, certamente più umano.

Concludendo, soltanto se terremo conto di tutti questi elementi che hanno influenza sul problema l'inevitabile giudizio sintetico a priori al quale abbiamo prima accennato riceverà quella piena giustificazione che, sola, ci consente di costruire correttamente.

BIBLIOGRAFIA

[1] AQUILINO M.: Le strutture della nuova aula del Palazzo dei Congressi di Firenze.

[2] LEVI F.: Introduzione al Corso di aggiornamento sul cemento armato precompresso. Genova (1968).

[3] MIGLIACCI A.: Applicazione della precompressione alle travate Vierendeel in conglomerato cementizio.

[4] ZAGO F.: Trave Vierendeel con mebrature ad inerzia modulata.

- [5] MORANDI R.: Alcune opere in costruzione.
- [6] CORONA G. & R. PERAZZONE: Tre strutture precom-
presse studiate con particolare procedimenti.
- [7] GERVASO A.: Alcune soluzioni per ponti e viadotti
in c.a.p.
- [8] GERVASO A.: Cavalcavia prefabbricati in c.a.p. per
l'Autostrada Torino-Piacenza. Ind. Ital. Cemento, 39,
449-470 (1969).
- [9] DEFEZ. A.: Strutture speciali per opere di sostegno
a terrapieni. Ingegneri, 7, n. 39 (1969).
- [10] RINALDI B.: Sulla fatica nelle costruzioni in calce-
struzzo armato normale e precompresso.
- [11] BERIO A.: Comportamento del c.a.p. in condizione
eccezionali. Giornate del precompresso, 13-22, S. Mar-
gherita Ligure (1967).
- [12] BALDACCI R.: Aspetti statistici dei fenomeni di fati-
ca. Centro Costruzioni Metalliche, Pisa (1960).