

Strutture composite spaziali innovative di grande portata per i nuovi padiglioni espositivi della Fiera di Milano. Parte I - Notizie generali e strutture composite

G. C. Giuliani, M. E. Giuliani

La struttura illustrata nell'articolo è stata progettata per l'impiego come elemento di impalcato tipo nei nuovi edifici espositivi della Fiera di Milano, attualmente in costruzione; i quattro appoggi sono posti ad interasse di 20x20 m. ed il sovraccarico accidentale è pari 15 kNm². Una caratteristica di questi elementi è la possibilità di alloggiare nello spessore tutti gli ingombranti impianti e condotti che sono necessari per il condizionamento, l'energia, le comunicazioni, l'acqua, gli scarichi etc. La struttura è costituita da una tralicciatura tridimensionale in acciaio che agisce come connettore a taglio fra una piastra superiore nervata in calcestruzzo prefabbricato ed una inferiore alleggerita in calcestruzzo pre-compresso che costituiscono le superfici resistenti principalmente sollecitate nei loro piani. Gli elementi in acciaio sono collegati alle piastre mediante una innovativa tipologia di nodi che trasferiscono le azioni assiali del traliccio all'interno del calcestruzzo. Due tipi fondamentali di nodi sono necessari: uno per le connessioni superiori nelle quali il calcestruzzo è in un campo di compressioni biassiali ed uno per quelle inferiori nelle quali il campo delle trazioni biassiali è contrastato da cavi di post-compressione bi-direzionale che attraversano i nodi. Fra i numerosi materiali disponibili nella produzione industriale corrente è stata prescelta per i nodi la ghisa sferoidale a motivo delle interessanti proprietà meccaniche e per il costo contenuto. Per l'analisi tensionale dei nodi è stata considerata la non linearità della legge tensioni-deformazioni del materiale ed è stata effettuata una serie di prove su prototipi con lo scopo di verificare le ipotesi di progetto, il procedimento di costruzione e la capacità resistente della connessione. Fino dalla fase di progettazione è stato prescelto l'assemblaggio a terra degli impalcati ed il successivo sollevamento alla quota di 15.0 m. come metodo di costruzione industrializzato adatto alle dimensioni ed al peso degli elementi.

1. SPECIFICHE PER LA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

Le specifiche di progettazione indicarono l'esigenza di un sistema altamente efficiente capace di fornire il massimo spazio libero per le esposizioni, ottimizzando il rapporto fra volume disponibile e occupazione del terreno, negli stretti limiti concessi dal piano regolatore, esplicitando una elevata flessibilità di utilizzazione ed il minimo possibile per i costi di esercizio e manutenzione.

Nella fase di progettazione di massima, anticipando le più recenti esperienze e gli sviluppi nel campo di importanti realiz-

Innovative composite spatial large span structures for the new Milano Fair exhibition facilities.

Part I - General data and composite structures

The structure which is illustrated in the paper was designed for use in the new Milan Trade Fair as standard deck unit of the new exhibition facility now under construction; the four single supports are on 20 by 20 m. centre lines and the super-imposed live load is 15 kN m².

Another basic feature of the unit is the capability of housing within its height all the huge equipment and ducts which are requested for air conditioning, power and communication lines, fresh and waste water and so on.

The aforesaid structure is built with a space steel truss acting as a shear layer between the top precast ribbed plate and bottom prestressed concrete waffle slab, which constitute the in plane resisting flanges.

The steel members are pin-connected to the flanges by means of a new kind of joints which have to transfer the truss forces into the concrete. Two basic joints are requested: one for top connection, where concrete is under a two way compressive field of stress and one for the bottom, where the tensile stresses are balanced by two way post-tensioning which crosses the joint.

Among the available materials which can be easily used in industrial production, ductile iron was selected for its interesting mechanical properties and for its low cost.

The non linear constitutive law of the material was taken into account for the structural analysis of the joint and a set of full scale tests were performed to validate the design assumptions, the production process and the connection capability up to the failure.

Since the design step the ground level assembling and the final lifting of the unit to the 15.00 m level was selected as suitable construction method.

1. STRUCTURAL DESIGN REQUIREMENTS

The design requirements for the new facilities of the Milan Trade Fair implied a highly efficient system capable of providing the maximum free space for commercial exhibitions, optimising the available space/land occupation ratio -within the strict limits allowed by the urban surroundings-, a high utilisation flexibility, and the lowest possible operating and servicing costs.

At the time of preliminary design, foreseeing the latest experiences and developments in the field of important urban fair

zazioni fieristiche in Europa, fu individuata una soluzione che prevede due livelli espositivi come la più efficace per minimizzare sia la occupazione di terreno che i percorsi e le distanze interne e per fornire la massima flessibilità nella utilizzazione di spazi per diverse mostre contemporanee.

Lo schema degli edifici espositivi è organizzato nel seguente modo (fig.1):

- piano terreno per esposizioni pesanti con sovraccarico 50kN/m^2 e caratterizzato dalla presenza di pilastri disposti ad interassi di 20×20 m ed altezza libera di 12 m;
- piano intermedio per esposizioni leggere e mediamente pesanti con sovraccarico 15kN/m^2 oltre agli impianti, con maglia 20×20 m ed altezza libera di 7 m; la descrizione delle strutture spaziali composite innovative ideate per assolvere a questa funzione è riportata nella 1ª parte dell' articolo;
- l'intera copertura è utilizzata come parcheggio e sopporta le unità di trattamento dell' aria;
- un piano mezzanino con larghezza 20 m, disposto su uno dei lati longitudinali, alloggia le receptions, i servizi, le scale e gli ascensori.

La soluzione prevista risultava fattibile solo se il sistema strutturale concepito per il piano espositivo superiore avesse potuto far fronte in modo economico alle seguenti caratteristiche fondamentali:

- a - capacità di elevato carico per le sale espositive del livello superiore: stands per prodotti leggeri e mediamente pesanti (ad esempio macchine operatrici, autovetture, componenti industriali), nonché per la folla dei visitatori e per la circolazione degli automezzi degli espositori e di servizio.
- b - luci libere significative e modularità della distribuzione dei pilastri per rispettare la disposizione espositiva ottimale ed ottenere il massimo spazio libero.
- c - disponibilità di adeguato spazio per l' installazione e la operatività di molti impianti distribuiti, tipici di edifici di questo tipo: in tutta la superficie delle sale espositive ogni utente deve poter fruire della climatizzazione, di acqua potabile, scarico di reflui, energia elettrica, illuminazione, rete telefonica ed informatica, aria compressa, propano, etc.
- d - accessibilità di veicoli di trasporto e servizio in ogni punto delle sale espositive.
- e - elevata rapidità di costruzione.

Tali impegnative prestazioni richiesero la progettazione di alcune soluzioni innovative, fra le quali sono comprese grandi piastre prefabbricate con struttura spaziale composita.

2. IMPALCATI SPAZIALI COMPOSITI

Questi impalcati appartengono alla tipologia delle piastre ortotropiche con appoggio su quattro punti; mediante il trasferimento di azioni taglianti fornito da collegamento tridimensionale con

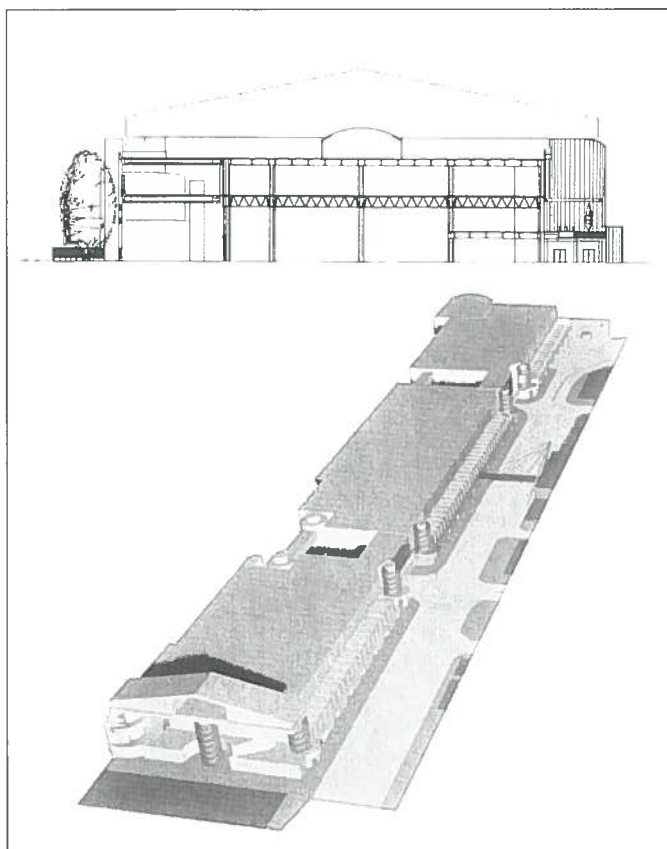


Fig. 1 - Sezione e assieme del nuovo complesso.

Fig. 1 - Section and general view of the new facilities.

realisations in Europe, a solution featuring two storeys of exhibition spaces was conceived, as the most effective for minimising both surface occupation and internal pathways and distances, as well as to provide the maximum flexibility in the utilisation of the spaces for different contemporary events.

The layout of the facilities is organised in the following way (fig.1):

- ground level: heavy duty exhibitions, live load 50kN/m^2 ; its space is characterised by the presence of the columns at 20×20 m centre lines, with a 12 m clearance.
- upper exhibition floor: light and medium weight exhibitions, live load 15kN/m^2 , plus relevant equipment, on the standard 20×20 m support grid, with a 7 m clearance. The innovative composite spatial structures which were designed to fulfil these specifications are dealt with in the first part of the paper.

- the whole roof is used as car parking and bears mechanical equipment stations for air conditioning.

- a mezzanine floor 20 m wide, stretched along one longitudinal side, houses the reception facilities, services, escalators, being located halfway between the two exhibition levels.

The devised solution was only feasible if the structural system for the upper exhibition floor could provide in an economical way the following fundamental features:

- a - heavy load carrying capacity at the upper exhibition halls level: commercial stands for light and medium heavy items (i.e. machinery, cars, industrial components etc.), crowd, exhibitors' and service truck circulation.
- b - significant span dimensions, and modularity of column distribution, in order to match the optimum exhibition layout and to provide the maximum free space.
- c - a proper space for installation and servicing of a great amount of diffuse equipment, typical of such buildings: throughout the whole surface of the exhibition halls every commercial customer has to be provided with air conditioning, fresh and waste water, power, illumination, telephone and computer links, compressed air, propane, etc.
- d - truck and service vehicle accessibility at every point of the exhibition halls.
- e - significant construction speed.

Such demanding premises required the design of some innovative structural solutions, including large span prefabricated spatial composite deck units.

2. COMPOSITE SPATIAL DECK UNITS

The unit belongs to the orthotropic plates typology, bearing on four corners; through a shear layer provided by a space steel truss a compressive stress state is transmitted to the upper

aste in acciaio, vengono creati nelle solette in calcestruzzo superiore ed inferiore, rispettivamente campi di compressione e di tensione.

Le caratteristiche progettuali principali possono essere riassunte come segue:

- supporti isolati sulla maglia 20x20 m;
- carico accidentale 15 kN/m²;
- carico per impianti e pavimento 1.3 kN/m²;
- peso proprio 8.7 kN/m².

L' altezza fra i centri dei nodi del traliccio spaziale è pari a 2.35 m; lo spessore totale comprensivo delle solette è pari a 2.74m. Il traliccio è costituito da 6x6 tetraedri su basi quadrate da 2.50x2.50 m, contornati da quattro fasce perimetrali di 6 tetraedri su basi rettangolari da 1.125x2.50 m.

Lo spazio compreso fra le solette in calcestruzzo è accessibile ed è usato per assolvere alla fondamentale esigenza di alloggiare tutti gli impianti, così che la scelta progettuale per la soletta inferiore, che risulta tesa, è caduta sul calcestruzzo precompresso anziché su un più convenzionale sistema di correnti in acciaio. Questa soluzione presenta anche il vantaggio di autoprotezione nei confronti dell' incendio e di un significativo aumento della rapidità di assemblaggio (fig.2).

Il traliccio spaziale interno è costituito da elementi tubolari in acciaio, collegati a cerniera con le solette mediante un nuovo tipo di nodo in ghisa sferoidale duttile, concepito per trasferire le azioni orizzontali all' interno del calcestruzzo e per sopportare i carichi verticali di competenza.

Sono necessarie due tipologie fondamentali dei nodi: una per i collegamenti superiori nei quali il calcestruzzo è soggetto ad un campo bidirezionale di compressione ed una per quelli inferiori dove le tensioni di trazione sono bilanciate da post-compressione bidirezionale che attraversa il nodo (fig.3).

In corrispondenza di ogni nodo, le forze oblique degli elementi in acciaio sono equilibrate dalla reazione incrementale del campo orizzontale di tensioni agente nella soletta e dai carichi verticali.

E' stato prescelto un collegamento fra acciaio e calcestruzzo di tipo rigido allo scopo di sviluppare la totale capacità portante della struttura, tenendo conto che le azioni taglianti orizzontali sono concentrate nei giunti e non distribuite lungo le nervature. D'altra parte, l'introduzione nel calcestruzzo di azioni orizzontali incrementali, richiede che le pressioni di contatto trasmesse dal nodo, con le relative tensioni di scissione, siano contenute entro livelli compatibili con la resistenza del getto, senza incertezze di valutazione; per tale ragione è stata prescelta una giunzione a cerniera fra gli elementi in acciaio ed il nodo, così da evitare momenti parassiti residui nel collegamento. Il corretto funzionamento di tale collegamento richiede tolleranze dimensionali molto strette: ± 0.1 mm per la lun-

concrete layer and a tensile stress state is transmitted to the bottom one.

The main design requirements can be resumed as follows:

- isolated supports at 20x20 centre lines;
- live load 15 kN/m²;
- pavement and mechanical load 1.3 kN/m²;
- structure weight 8.7 kN/m².

The centre to centre node height of the spatial truss is 2.35 m; the overall height, including the concrete slabs, is 2.74 m. The truss is made of 6x6 tetrahedra on 2.5x2.5 m square bases, contoured by four side strips of 6 tetrahedra on rectangular 1.125x2.5 m bases.

The space between the upper and bottom concrete slabs is accessible and is used to accomplish the fundamental requirement of housing all the mechanical equipment, thus leading to the choice of prestressed concrete for the bottom tensioned layer, instead of a more traditional system of steel chords. This solution also features the advantages of self protection against fire and significant enhancement of assembling speed (fig. 2).

The spatial internal truss is made of tubular steel elements, pin-connected to the slabs by a new kind of ductile iron joint designed to transfer the horizontal forces into the concrete and to bear the relevant vertical loads.

Two basic typologies of joints are requested: one for top connection, where concrete is under a two way compressive field of stress, and one for the bottom, where the tensile stresses are balanced by a two way postensioning which crosses the joint (fig. 3).

At each joint, the skew forces of the steel members are balanced by the horizontal incremental reaction of the in plane stresses acting in the slab, and by the vertical loads.

A stiff steel to concrete connection was selected, in order to exploit the full bearing capacity of the structure, taking into account that the horizontal shear forces are concentrated at the joints and not distributed along the chords. At the same time the introduction in the concrete of the incremental horizontal forces means that the direct pressures and the relevant splitting stresses being transferred from the joints to the concrete should be kept at a level compatible with concrete resistance without evaluation uncertainties; for this reason a pin connection of steel members to the joint was selected, in order to avoid any residual bending moment at the connection. The correct functioning of such a connection means very strict dimension tolerances: ± 0.1 mm for steel member nominal length, ± 0.05 mm for pin hole diameters.

The unit is designed to be completed and fitted with mechanical equipment at ground level, and then hoisted to its final position at the elevation of 15.00 m.

To allow for the hoisting operations, an articulated system at

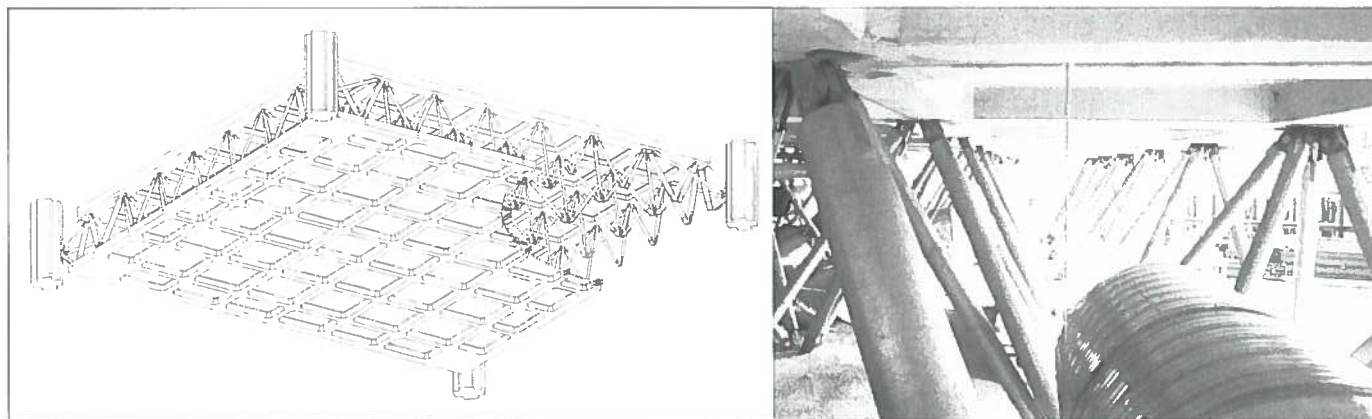


Fig. 2 - Assieme piastra ortotropica composta ed inserimento impianti.
Fig. 2 - Layout of the composite orthotropic plate and equipment housing.

ghezza nominale delle aste in acciaio e ± 0.05 mm per il diametro dei fori.

La struttura è stata progettata per essere completata e allestita con gli impianti alla quota del terreno e per il successivo sollevamento alla posizione finale alla Q. 15.00 m.

Allo scopo di conseguire tale operazione, è stato sviluppato un sistema articolato agli angoli del traliccio spaziale composto con un elemento diagonale mantenuto in posizione retratta durante il sollevamento ed esteso entro il recesso degli appoggi prima dell'abbassamento su questi.

A causa dell'appoggio in quattro punti la piastra è iperstatica per i carichi verticali, così che deve essere posta la massima attenzione nel posare gli appoggi alla stessa altezza; la prefabbricazione con cassero metallico in stabilimento delle colonne e modernissime procedure di montaggio e controllo consentono di limitare le differenze di quota a pochi millimetri e di compensarle con spessoramenti interni ai recessi.

Gli appoggi sono del tipo in acciaio-neoprene-cerchiato-PTFE nelle configurazioni fissa, mono e multi direzionale, posizionate in accordo alla distribuzione delle azioni orizzontali ed allo schema delle deformazioni, così da ottenere in linea di principio campi alterni fissi e mobili che garantiscono la stabilità generale.

Lungo i contorni di piastre contigue sono appoggiate, su strisce di neoprene, lastre prefabbricate in calcestruzzo così da rendere continue le superfici superiore ed inferiore e consentire le deformazioni dovute alla temperatura, al rifluimento ed al ritiro.

3. COMPONENTI STRUTTURALI

L'impalcato risulta dall'assemblaggio di cinque tipi di componenti fondamentali: la piastra inferiore in calcestruzzo pre-compresso, i cavi pre-tesi, la piastra superiore in calcestruzzo, i nodi in ghisa, e le aste in acciaio.

Il processo di produzione di questi diversi componenti di una sola struttura ha richiesto una grande attenzione per risolvere i problemi di interfaccia e di tolleranza in sede di progettazione, tenendo conto delle prove sperimentali e delle necessità di lavorazione e costruzione.

Una scelta fondamentale di progetto fu la decisione in merito alla riduzione del numero di differenti aste in acciaio e nodi in ghisa o ad una più stretta aderenza al flusso delle azioni interne della struttura con conseguente progettazione di un numero più elevato di componenti differenti. Una valutazione dei costi e dei benefici effettuata tenendo conto del volume della produzione (25728 aste in acciaio e 25456 nodi in ghisa) e le moderne tecnologie di fusione e lavorazione meccanica dimostrò che la migliore scelta era costituita da una differenziazione abbastanza elevata dei componenti; si è così ottenuta una struttura più "vera", nella quale il meccanismo resistente è riflesso dalle dimensioni degli elementi. In effetti, per tali quantità l'incidenza del materiale è più importante dei costi di differenziazione se i componenti sono progettati in modo da essere prodotti con procedimenti industriali fortemente automatizzati.

Un'altra importante problema fu la scelta fra pre- e post-compressione della piastra inferiore in calcestruzzo. La procedura

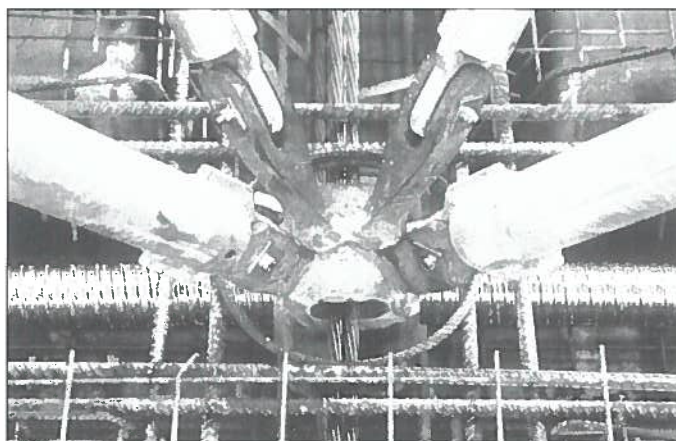


Fig. 3 - Nodo inferiore con incrocio cavi pretesi.

Fig. 3 - Lower joint with crossing of pretensioned tendons.

the four corners of the space truss was developed, featuring a diagonal element to be kept in a retracted position during the lifting operations and to be extended to the bearings inside the recesses before the lowering on the bearings.

Bearing on four corners, the plate is hyperstatic for vertical loads, so that the maximum attention is kept to place the bearings at an equal height; the plant prefabrication of the columns with metallic formwork and state of the art erection and

control procedures easily allow height differences limited to a few millimetres, that are then compensated with local shims in the recesses.

The bearings are bounded neoprene-steel-PTFE type, which can be fixed point, monodirectional or multidirectional units, placed following the horizontal forces distribution and deformation scheme, that basically features alternated free movement/fixed deck units to guarantee the overall stability.

Along the edges of facing deck plates, precast concrete slabs are placed on neoprene band bearings to complete the upper and lower surfaces and allowing for creep, shrinkage and temperature deformations.

3. STRUCTURAL COMPONENTS

The deck unit is the result of the assembling of five fundamental component types: lower prestressed concrete, slab pretensioned cables, upper concrete slab, cast iron joints and steel truss members.

The production processes of these different elements of a same structure meant a great deal of attention to solve the interfacing and tolerances problems during design, taking into account experimental testing, mechanical and industrial engineering.

A fundamental design choice was to decide whether to reduce the number of different steel truss elements and cast iron joints, or to follow more strictly the tension pattern inside the structure, thus designing a high number of different components. A cost/benefit evaluation took into account the dimensions of the production (25728 steel struts, 25456 cast iron joints) and the costs and methods of state of the art casting and machining technologies and proved that a sensibly high differentiation of components was the best choice; this also led to the most "true" structure, where the natural resistant behaviour is reflected by the elements dimensions. Actually, for such quantities the raw material incidence is much more important than differentiation costs, if the designed components can be produced with highly automated standard industrial methods.

Another important issue was the choice between prestressing or posttensioning of the bottom concrete slab. The originally

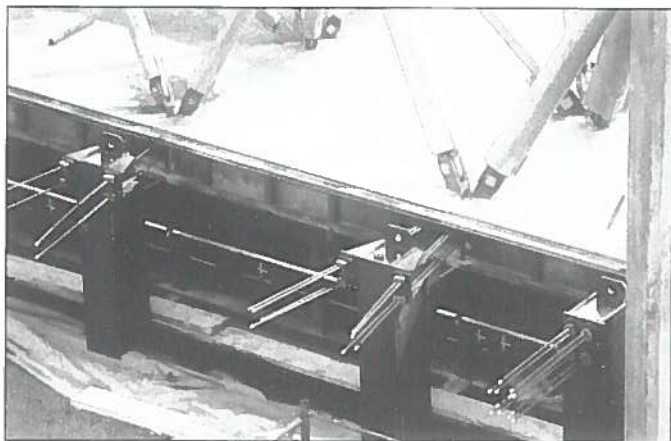


Fig. 4 - Ancoraggio alla cassaforma dei cavi pretesi.
Fig. 4 - Anchoring to the form of the prestensioned tendons.

di costruzione originariamente ideata prevedeva il pre-assemblaggio di strisce precomprese di struttura aventi larghezza 2.50 m da collegare successivamente mediante post-compressione trasversale. In tale modo veniva eliminato il costo di una cassetta auto-reagente da predisporre sul luogo di costruzione.

Di fatto, assecondando la richiesta dei Costruttori di massimizzare la rapidità di costruzione, l'intero sistema fu adattato per un getto a pie' d'opera su cassero auto-reagente così da permettere la pre-tensione dei cavi.

Pur rientrando la progettazione di tali componenti mutuamente collegati in una unità strutturale, ognuno di questi ha caratteristiche peculiari che si possono descrivere separatamente.

3.1 Piastra inferiore in calcestruzzo precompresso

E' del tipo a cassettone con interasse delle nervature su maglia di 2.50x2.50 m, contornate da bande laterali su maglia 1.125x2.50 m. Le nervature hanno spessore 0.30 m e larghezza 0.375 m e la soletta di collegamento ha spessore 0.06 m.

In ogni intersezione delle nervature è alloggiato un nodo in ghisa parzialmente annegato nel calcestruzzo.

La resistenza caratteristica del calcestruzzo è 37 Mpa.

Cavi rettilinei di precompressione con numero di trefoli $d=15$ mm variabile da 4 a 12, sono annegati nelle nervature e concentrati sull'asse in una direzione e su due livelli nella direzione perpendicolare, così che, ad ogni intersezione, sono predisposti condotti ortogonali nei nodi in ghisa senza eccentricità rispetto al baricentro della sezione.

La piastra è gettata in una sola operazione su una cassaforma metallica mobile nella quale sono preventivamente posate parti pre-assemblate di armatura, il traliccio spaziale completo ed i cavi di pre-compressione; tali cavi sono pre-tesi prendendo contrasto sul cassero e sono successivamente fissati a testate di ancoraggio che appoggiano sui nodi perimetrali (fig.4).

3.2 Piastra superiore in calcestruzzo

E' del tipo a cassettone con lo stesso interasse delle nervature di quella inferiore, ma spostato di mezzo modulo a causa dell'orientamento obliquo del traliccio spaziale così che non vi sono moduli rettangolari laterali. Le nervature hanno spessore 0.35 m e larghezza 0.55 m e la soletta di collegamento ha spessore 0.15 m.

La resistenza caratteristica del calcestruzzo è ancora 37 Mpa.

La piastra è realizzata in calcestruzzo armato normale gettato su elementi quadrati prefabbricati a cassettone con spessore 0.05m che appoggiano su piastre predisposte sui nodi superiori in ghisa. Tali elementi prefabbricati servono sia come cassero a perdere che come sezione resistente (fig.5).

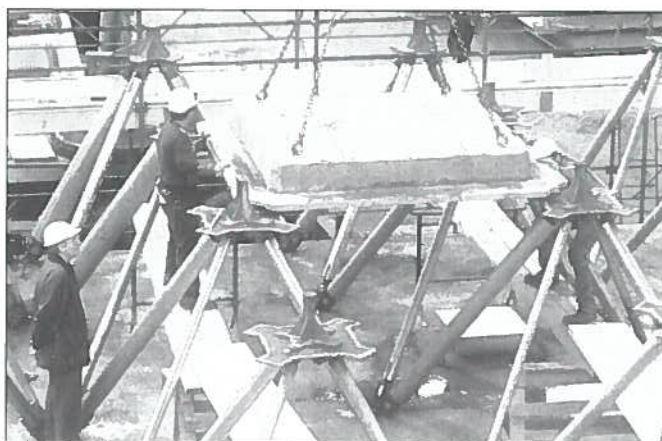


Fig. 5 - Elementi prefabbricati per piastra superiore.
Fig. 5 - Precast elements for the upper slab.

conceived construction procedure included pre-assembling of parallel 2.5 m wide prestressed strips of structure, to be subsequently tied together with transversal posttensioning. This eliminated the cost of self-stressing formwork equipment at the building site.

Nevertheless, following the contractor's request of maximising construction speed, the whole system has been adapted for an on-site casting over self-stressing steel formwork, thus allowing all the cables to be prestressed.

Although the design of such interrelated components has obviously been developed as a structural unity, each element type features peculiar characteristics that can be described separately.

3.1 Lower prestressed concrete slab

Waffle type slab, with a square rib pattern on a 2.5x2.5 m grid, contoured by side strips on rectangular 1.125x2.5 bases. The ribs are 0.3 m high and 0.375 m wide, and the in between slab thickness is 0.06 m.

Each rib crossing houses a cast iron joint partially embedded in the concrete.

Concrete characteristic strength is 37 Mpa.

Straight prestressing cables ranging from 4 to 12 $\varnothing 15$ mm tendons are embedded in the ribs, packed at centre section in one direction and placed on two separate layers in the perpendicular one, so that and at each crossing point they pass through perpendicular dedicated ducts inside the cast iron nodes without eccentricities with respect to the section centroid.

The slab is cast in one operation over a metallic movable formwork, that is previously fitted with pre-assembled reinforcing modules, the complete steel spatial truss and the prestressing cables; these cables are pre-tensioned against the formwork and finally are fixed to anchoring heads on the side joints (fig.4).

3.2 Upper concrete slab

Waffle type slab, with the same rib pattern modulation as the lower one, but shifted half a module because of the truss skew pattern, so that there are no side rectangular modules. The ribs are 0.35 m high and 0.55 m wide, and the in between slab thickness is 0.15 m.

Concrete characteristic strength is again 37 Mpa.

The slab is made of reinforced concrete cast over square pre-fabricated waffle elements 0.05 m thick, that are resting at each corner over dedicated flanges of the upper cast iron nodes. The waffle concrete precast elements serve both as formwork and as part of the resisting section (fig.5).

No other finishing is provided for the upper face of the slab

Non è prevista altra finitura della superficie superiore della piastra ad eccezione di uno strato di indurente applicato al getto fresco e successivamente liscio.

3.3 Nodi in ghisa

Questi nodi sono uno dei componenti più peculiari della piastra ortotropa ed assolvono al compito critico del trasferimento delle forze fra il traliccio in acciaio e le solette in calcestruzzo. Per la scelta del materiale furono considerate tre diverse soluzioni:

- 1 - piastre saldate e billette in acciaio lavorate;
- 2 - fusioni in acciaio;
- 3 - fusioni in ghisa duttile.

La soluzione 1 (fig. 6) fu scartata a causa del costo di costruzione e dei relativi controlli sulle saldature.

La soluzione 2 fu pure scartata a causa del costo derivante dalle difficoltà tecnologiche insite nella fusione in acciaio per forme complicate.

La soluzione 3 risultò essere la migliore a causa del costo inferiore e per il risparmio di materiale derivante dal possibile uso di qualunque forma consentito dalla ben nota ed economica tecnologia della fusione in ghisa e dall' agevole controllo ultrasonico dei possibili difetti.

La ghisa duttile prescelta ha le seguenti caratteristiche:

Grado Grade	Resistenza Ult. stress Mpa	Tens. 0.2% snerv. 0.2% yield. stress Mpa	Deform.max Ult. strain %	Durezza Hardness Brinell	Resilienza Resilience J	Struttura metallica Metal structure
GS 400-12	400	250 min	12	147-201	13 media/ mean	ferritica/ferritic

Il legame tensioni-deformazioni del materiale, confermato da prove sperimentali, mostra una graduale transizione allo snervamento ed un buon comportamento plastico, essendo indenne dai problemi di rottura fragile tipici di ghise di grado superiore (fig. 7).

La differenziazione della forma dei nodi è una funzione della intensità delle forze che devono essere trasmesse da ogni asta del traliccio. Due parametri fondamentali determinano la forma dei nodi tipici: il diametro della spina di ogni connessione alle aste e la presenza di tensioni dominanti di compressione o di trazione nella stessa connessione. I diametri delle spine furono limitati a 5 valori (27-35-48-60-70 mm) per la quasi totalità dei nodi.

Nelle connessioni soggette a tensioni dominanti di trazione l'orecchio del nodo è più lungo rispetto a quello compresso,

than a layer of a hardening component directly applied on the fresh concrete and finally floated.

3.3 Cast iron joints

These joints are the most peculiar component of the orthotropic slab, and accomplish the critical task of transferring the forces from the steel truss to the concrete layers. Three different solutions were evaluated for the choice of material:

- 1 - welded plates and machined steel billets;
- 2 - cast steel;
- 3 - ductile cast iron.

Solution n.1 was discarded because of the costs of the manufacturing and of the relevant quality control for welding (fig. 6).

Solution n. 2 was also discarded because of the cost resulting from the technological difficulties of correct steel casting for complicated shapes.

Solution n. 3 proved to be the most suitable for the low cost and for the saving of material resulting from the possible use of any shape allowed by the well known and quite cheap iron casting technology, and from an easy ultrasonic control of possible defects.

The selected ductile iron features the following mechanical properties:

The stress-strain relationship of the material, confirmed by experimental tests, shows a smooth transition yielding and a good plastic behaviour, being exempt from the fragile rupture problems of higher grade irons (fig. 7).

The shape differentiation of the joints is a function of the intensity of the forces to be transmitted from each strut of the truss. Two basic parameters determine the shape of standard joints: the pin diameter of each connection to the steel elements, and the presence of dominant compressive or tensile stresses in the same connections. The pin diameters were limited to 5 main values (27-35-48-60-70 mm) for the majority of the joints.

In the connections subjected to dominant tensile forces the relevant joint lug is longer than in the compressed ones, thus allowing for a better stress pattern in the section intersecting

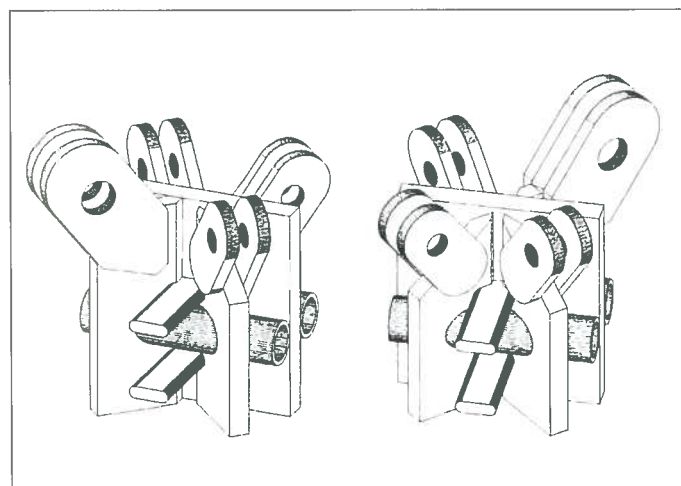


Fig. 6 - Soluzione in acciaio saldato per nodo inferiore.
Fig. 6 - Welded steel solution for a lower joint.

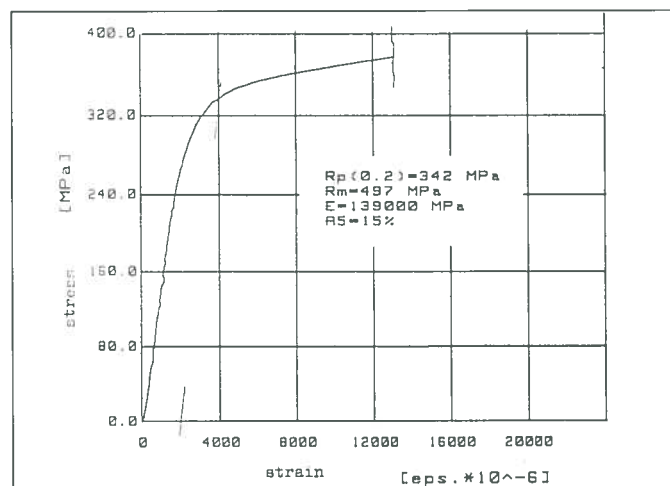


Fig. 7 - Curva tensioni-deformazioni per la ghisa sferoidale GS 400-12.
Fig. 7 - Stress-strain relationship for the ductile iron GS 400-12.

così da ottenere un migliore flusso delle tensioni nella sezione che intercetta il foro della spina.

Mentre il nodo tipico è collegato a quattro aste ugualmente orientate nello spazio, i nodi laterali e d'angolo hanno ovviamente geometrie particolari.

Dalla combinazione delle sopraddette condizioni, sono derivati due gruppi principali di nodi: superiori ed inferiori; all'interno di ogni gruppo si identificano cinque dimensioni differenti che danno finalmente origine al progetto di 28 tipi differenti.

I nodi tipici superiori, progettati per trasferire forze di compressione nel calcestruzzo, sono fondamentalmente composti da un tenone centrale nervato, che risulta annegato nel calcestruzzo, e da quattro doppie orecchie diagonali che alloggiavano i fori delle spine (fig.8). Alla base del tenone una piastra orizzontale fornisce gli appoggi d'angolo delle lastre prefabbricate della soletta superiore.

I nodi tipici inferiori trasferiscono al calcestruzzo forze incrementali di trazione che sono contrastate dalla precompressione e, per questa ragione, la loro forma risulta fondamentalmente da uno strato di metallo che circonda i passaggi dei cavi e da quattro orecchie diagonali che risultano emergenti dal calcestruzzo (fig. 8).

Poiché gli incrementi delle forze trasmesse sono originate nei nodi, le dimensioni delle orecchie e dei diametri dei relativi perni sono normalmente diverse sui vari lati di ogni giunto e risultano uguali solo nella parte centrale della piastra ortotropa; molti nodi sono quindi non simmetrici.

Alcuni nodi speciali furono progettati per l'attacco di aste di controventamento in acciaio che sono aggiunte alla tralicciatura spaziale tipica in corrispondenza degli appoggi.

Le tolleranze dimensionali, benché molto strette sono ridotte ad alcune dimensioni fondamentali: centro geometrico del nodo - centro dei fori delle spine. Questa tolleranza, pari a 0.05 mm, è facilmente ottenuta mediante foratura e lavorazione meccanica dei fori effettuata sulla fusione, non sono richieste

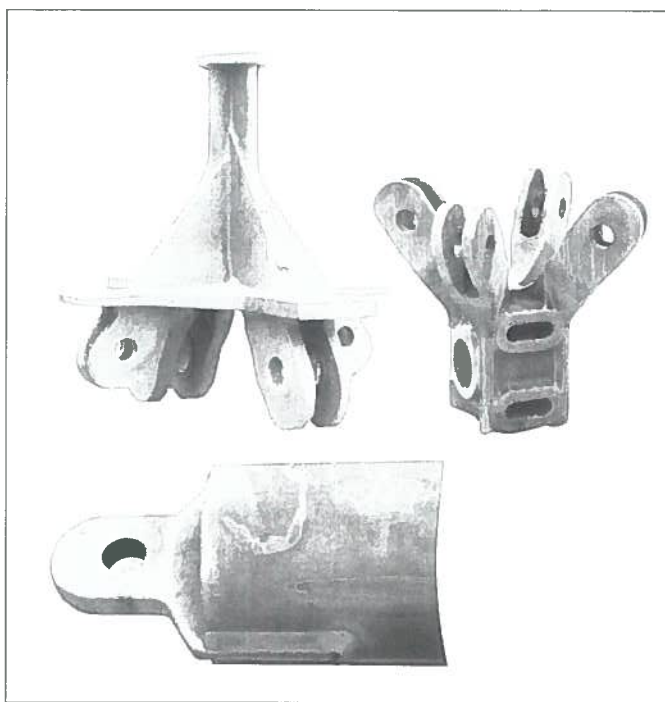


Fig. 8 - Nodi superiore-inferiore in ghisa sferoidale / terminale asta in acciaio.
Fig. 8 - Upper-lower ductile iron joints / end of a steel truss member.

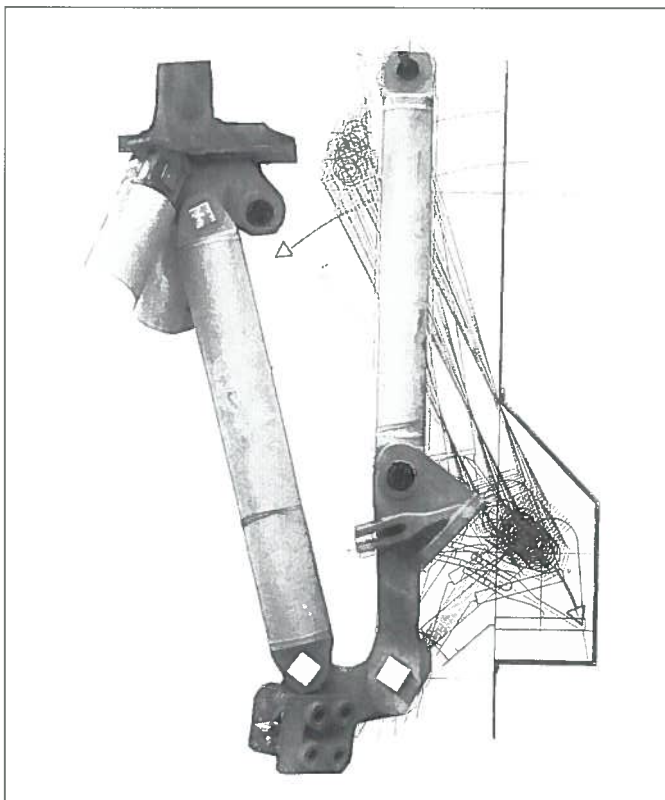


Fig. 9 - Meccanismo retrattile per appoggio su pilastro.
Fig. 9 - Retractable mechanism for the bearing on the column.

the pin hole.

While the typical joint is connected to four equally in space oriented steel bars, the side and corner ones obviously feature special geometries.

From the combination of the above conditions, two major groups of joints are derived: upper joints and lower joints; within each group five different sizes can be found, finally resulting in the design of a total of 28 different types.

The typical upper joints, designed to transfer compressive forces to the concrete, are basically composed of a central ribbed stud embedded in the concrete and of four diagonal double lugs or "forks" which house the holes for the pins (fig.8). At the base of the central stud, a horizontal flange provides the corner bearing for the upper slab prefabricated waffle elements.

The typical lower joints transfer to the concrete incremental tensile forces which are balanced by prestressing and, for this reason, their shape basically results from a layer of iron contouring a part of the ducts in which the two way prestressing cables will be pulled through and from four diagonal "forks" protruding out of the concrete (fig. 8).

Since it is in the joints that the increments of forces occur, the "fork" dimensions and relevant pin diameters are usually different at the different sides of each joint, being equal only in the central part of the orthotropic slab; many joints are then non-symmetrical.

Some special joints are designed to be connected with bracing steel elements adjoined to the standard spatial

truss and which are placed at point bearing. The dimensional tolerances, although very strict, are reduced to the fundamental dimensions: joint centre to pin hole centre. This tolerance of ± 0.05 mm is easily achieved through the automated drilling and machining of the holes subsequent to iron casting. No other tool work is necessary to finish the joints.

A special cast iron piece is used as the retractable articulated

altre lavorazioni per finire i nodi. Uno speciale nodo in ghisa è usato come elemento articolato retrattile che si spinge fino all'appoggio all'interno del recesso nella colonna (fig. 9).

La ghisa mostra un comportamento molto buono nei confronti della corrosione, che è limitata ad uno strato superficiale passivato, così che non è necessaria alcuna verniciatura di protezione dei giunti che, inoltre, sono posizionati all'interno della struttura e quindi in ambiente protetto.

3.4 Aste in acciaio

Sono realizzate con tubi in acciaio zincato di classe 430Mpa, provvisti alla estremità di terminali piatti in acciaio saldati e forati per il collegamento a perno con le orecchie dei nodi.

La lunghezza media è circa 2450 mm e varia con le dimensioni dei nodi in ghisa e dei terminali delle aste che risultano, così come il diametro dei tubi, funzione della intensità delle forze trasmesse.

La combinazione dei diversi nodi superiori ed inferiori determina 30 diversi tipi di aste con diametri che variano da 75 a 270 mm. In ogni caso la maggior parte delle aste (circa 80%) hanno diametri della gamma inferiore, fra 75 e 140 mm, mentre quelle di diametro maggiore sono utilizzate in prossimità degli angoli dove le reazioni di appoggio devono essere introdotte nella struttura.

I terminali in acciaio delle aste hanno dimensioni variabili in accordo ai diametri dei tubi ed alle 5 dimensioni principali dei perni così che si ottengono 8 tipi differenti.

Allo scopo di ottenere spessore adatto all'alloggiamento dei perni e larghezza adatta alla saldatura ai tubi, i terminali furono ottenuti mediante forgiatura di una piastra rettangolare (fig. 8). La produzione delle aste in acciaio fu altamente automatizzata mediante attrezzature CAM che garantirono il rispetto delle ristrette tolleranze richieste per la distanza reciproca dei fori dei perni. Le estremità dei tubi furono lasciate aperte e, avuto riguardo alla progettazione dello spessore del terminale, si ottenne una perfetta zincatura di ogni asta completa.

4. PROVE SPERIMENTALI

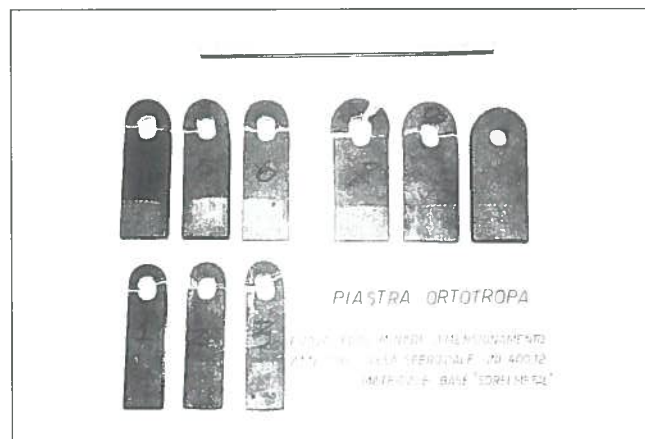
4.1 Prove sul comportamento globale del collegamento nodi-calcestruzzo

Allo scopo di determinare le reali caratteristiche meccaniche dei nodi in ghisa e per convalidare le assunzioni di progetto, furono eseguite due tipi di prove sperimentali.

Una prima serie di prove fu eseguita su semplici piastre con fori per i perni, tutte dello stesso spessore ma con differenti valori della larghezza in modo da determinare la forma ottimale che, a causa del comportamento non lineare del materiale, non è determinabile a priori (fig. 10).

Fig. 10 - Orecchie sperimentali in ghisa.

Fig. 10 - Preliminary ductile iron lugs.



element that reaches the bearing inside the column's recess (fig. 9).

Cast iron features a very good behaviour face to corrosion, which is limited to a surface passivated layer, so that no protective painting is necessary for the joints, that in addition are placed inside the structure, thus in a protected environment.

3.4 Steel truss members

Tubular 430 Mpa steel galvanised elements, fitted at both ends with welded steel plate lugs, drilled for pin connection with the cast iron joints' "forks" are used.

The average length is about 2450 mm, varying with the dimensions of the cast iron joints and steel plate lugs, which are, as well as the diameter of the pipes is, a function of the intensity of the forces to be transmitted by each strut.

The combination of different upper and lower joints determines the number of 30 different element types, ranging from 75 to 270 mm tube diameters. Nevertheless, the majority of the members (~80%) are in the lower diameter range, between 75 and 140 mm, the bigger types being only employed in the vicinities of the corners, where the bearing reaction has to be transmitted to the structure. The end steel plate lugs feature variable dimensions suitable to the relevant steel tube and to the 5 main pin dimensions, resulting in 8 different types.

To allow for the proper thickness in the pin zone and the proper width for welding to the pipe, the lugs were obtained from a rectangular steel plate wrought to the design shape (fig. 8).

Production of the steel members was highly automated, by means of CAM machinery that allowed for the respect of the strict tolerances requested for the distance between centres of the connecting pin holes.

The section of the pipes was let open at both sides, and together with thickness coupling control this allowed for easy galvanisation of every member completed with the end lugs.

4. EXPERIMENTAL TESTING

4.1 Tests on the overall behaviour of the concrete-joint connection

Two kinds of experimental tests were performed, with the aim of defining the real mechanical characteristics of the iron cast joints as well as to assess the design assumptions.

A first set of tests was performed on simple lugs with pin hole, all of the same thickness but with different values of the width, in order to find the optimum shape which, due to the non linear behaviour of the material, is not previously known (fig.10).

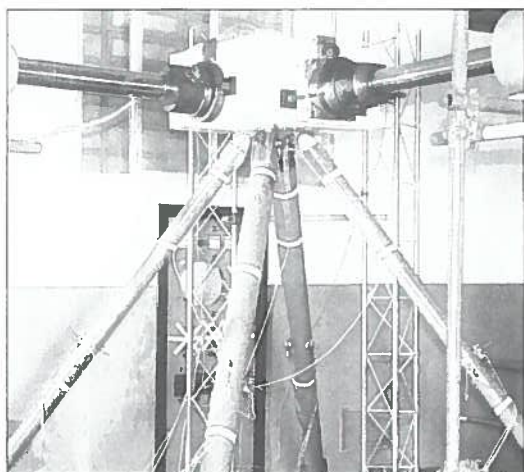


Fig. 11 - Attrezzatura per la sperimentazione al vero di un nodo superiore.
Fig. 11 - Testing rig for the full scale test of an upper joint.

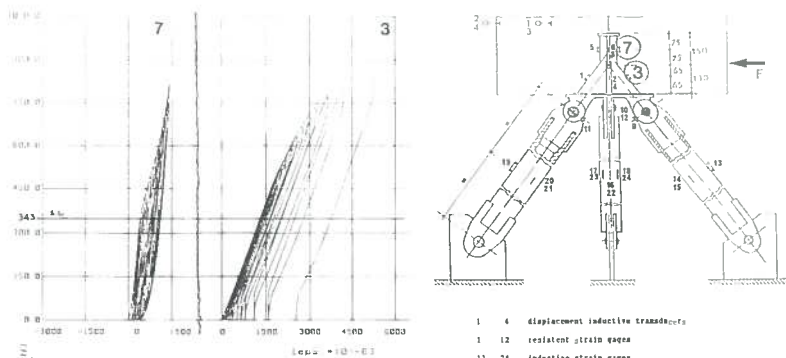


Fig. 12 - Risultati della prova di un nodo superiore.
Fig. 12 - Records of the test of an upper joint.

Partendo da tali risultati furono quindi progettati i nodi e furono effettuate prove in scala reale dei nodi superiori ed inferiori allo scopo di confermare le ipotesi di calcolo e di determinare il carico di collasso risultante dalla complessa interazione nodo-calcestruzzo-precompressione; in questa fase preliminare, il collegamento con le aste era organizzato mediante due piatti saldati a queste che impegnavano un orecchio del nodo tramite un perno in acciaio. In sede di progettazione esecutiva il collegamento fu ottimizzato sdoppiando a forcilla l'orecchio del nodo e saldando una sola piastra alle aste, ma senza modificare la forma e le dimensioni delle parti da annegare nel calcestruzzo.

Furono sottoposti a prova tetraedri completi composti con quattro aste di acciaio fissate ad una estremità e collegate all'altra ad un nodo annegato in un elemento di calcestruzzo (fig. 11). Per la prova dei nodi inferiori l'elemento in calcestruzzo fu provvisto di barre post-tese per simulare il reale effetto della precompressione. Forze orizzontali furono applicate all'elemento in calcestruzzo ed i risultati confermarono nella fase elastica tutte le ipotesi di progetto e furono soddisfacenti fino al collasso (fig. 12).

Per i nodi superiori non si ebbe la rottura né del calcestruzzo né del nodo per un carico superiore a 2.5 volte il valore di esercizio.

I nodi inferiori provati erano pezzi sperimentali costituiti da due seminodi collegati con precompressione e riempimento di malta fibro-rinforzata, secondo il procedimento costruttivo inizialmente concepito per l'assemblaggio della piastra ortotropa. In queste condizioni, in corrispondenza della applicazione di un carico pari a 2.35 volte il valore di esercizio, apparve una fessura nel riempimento ma non fu possibile incrementare il carico a causa della limitata capacità della attrezzatura di prova. Questo risultato confermò la fattibilità dell'impiego di semi-nodi successivamente collegati che risulta interessante nei confronti delle possibili procedure di assemblaggio di strutture prefabbricate. La versione finale del nodo inferiore fu comunque del tipo a fusione in un solo pezzo così che il relativo comportamento strutturale può essere assimilato a quello dei nodi superiori.

Alla fine dei cicli ripetuti di calcolo, sia la fusione attorno ai fori dei perni che i perni mostrarono deformazioni permanenti con assoluta assenza di cricche incipienti.

4.2 Prove sulla struttura completa

Nell'ambito della procedura di collaudo degli edifici, sono state effettuate prove di carico su uno dei campi completi da 20x20m, disponendo la zavorra nelle posizioni corrispondenti

The design of the joints was then performed according to these experimental data and full scale tests of the upper and lower typical joints were then performed, with the aim of assessing the calculation assumptions and to determine the ultimate load resulting from the complex joint-concrete-prestressing interaction. In this preliminary step, the connection with the steel members was arranged by means of a couple of welded plates fitting with pin and the joint lug. During the final design step, the connection was optimised by fork like doubling the joint lug and by welding a single plate to the members but without any change of the shape and dimensions of the parts which are to be embedded into the concrete. Complete tetrahedra of four steel members, fixed at one end and connected at the other to a joint embedded in a concrete slab were tested (fig.11). To test lower nodes, the slab was fitted with postensioning bars that simulated the true prestressing effect. Horizontal forces were then applied to the slab, and the results confirmed all the design assumptions in the elastic phase, and were also satisfactory for the ultimate loads (fig. 12).

For the upper joints, neither the cast iron nor the concrete failed under the application of 2.5 times service load.

The lower joints that were tested, were experimental units made of two halves connected through prestressing and a filling of fibre reinforced mortar, according to the initially devised assembling procedure of the orthotropic slab. In these conditions, under the application of 2.35 times service load a crack in the filling appeared, but the test could not proceed towards higher loads because of the limited capability of the rig. This result confirmed the feasibility of the split joint with subsequent connection and filling, which features interesting possibilities for precast structures assembling procedures. The final version of the lower joints was anyway a monolithic casting, thus making their mechanical behaviour similar to that of the upper joints.

At the end of repeated test cycles, both cast iron surrounding the pin holes and the steel pins showed permanent deformation but no incipient cracking at all.

4.2 Tests on the completed structure

During the assessment procedure of the erected structures, several load tests were effected on a 20x20 m unit, by placing the weights in the positions corresponding to the envisaged

alle ipotesi di utilizzazione degli impalcati e precisamente:

- a - sovraccarico 15 kNm^{-2} su due aree laterali simmetriche aventi ognuna dimensioni $11.22 \times 5.61 \text{ m}$;
- b - sovraccarico 15 kNm^{-2} su area centrale avente dimensioni $11.22 \times 11.22 \text{ m}$;
- c - sovraccarico 6 kNm^{-2} sull'intero impalcato.

Le posizioni individuate danno origine a diversi stati tensionali delle aste in acciaio e delle solette in calcestruzzo; sono stati quindi applicati 38 estensimetri per registrare le deformazioni delle aste che convergono sull'appoggio e di quelle di minore sezione poste al contorno e nella zona centrale.

Gli spostamenti sono stati rilevati mediante 33 trasduttori disposti lungo le mediane, lungo i bordi e in 4 punti intermedi; sono stati anche disposti 11 inclinometri per rilevare il comportamento dell'impalcato inferiore in calcestruzzo precompresso in prossimità dei vertici della piastra ove sono ancorate le aste che convergono sugli appoggi.

Il confronto fra le deformazioni sperimentali e quelle teoriche è riportato nella fig. 13.

5. ANALISI STRUTTURALE

5.1 Nodi

Un modello a elementi finiti fu preparato per l'analisi dei nodi; allo scopo di ridurre l'impegno computazionale, fu considerato soltanto un quarto del pezzo applicando al contorno le opportune condizioni di vincolo per simulare la presenza delle parti simmetriche mancanti.

Le reazioni del calcestruzzo contro il tenone furono considerate funzione lineare degli spostamenti ed i valori calcolati delle pressioni risultanti confermarono la buona approssimazione di tale ipotesi.

A causa del legame costitutivo non proporzionale della ghisa duttile, fu effettuata una analisi non lineare per carico incrementale, modificando ad ogni passo i moduli di elasticità e di Poisson del materiale in accordo ai valori secanti risultanti dal livello tensionale di ogni elemento finito. Soltanto pochi elementi, posti in prossimità dei fori delle orecchie e della radice del tenone, necessitarono di tale aggiustamento mentre il livello tensionale di tutti gli altri elementi si mantenne al di sotto della tensione di snervamento ridotta a quella di progetto.

Sotto l'effetto delle azioni di calcolo amplificate ai valori di progetto, circa un terzo della sezione attraversante il foro del perno ed un quinto della sezione alla base del tenone raggiunsero la tensione di Von Mises di snervamento di progetto (fig. 14).

use of the floors:

- a - superimposed load 15 kNm^{-2} on two symmetrical side areas of $11.22 \times 5.61 \text{ m}$;
- b - superimposed load 15 kNm^{-2} on a central area of $11.22 \times 11.22 \text{ m}$;
- c - superimposed load 6 kNm^{-2} on the whole unit.

The selected load positions yield different stress levels in the steel truss members and in the concrete slabs; 38 strain gages were applied to the members which converge on the bearings and to the side and central ones which feature a reduced transverse section.

The displacements were recorded by means of 33 transducers located along the axes, the edges and in 4 intermediate points; 11 inclinometers were also used to check the behaviour of the lower prestressed concrete slab close to the corners where the members converging on the bearings are anchored.

The comparison between the experimental and the theoretical displacements is enhanced in figure 13.

5. STRUCTURAL ANALYSIS

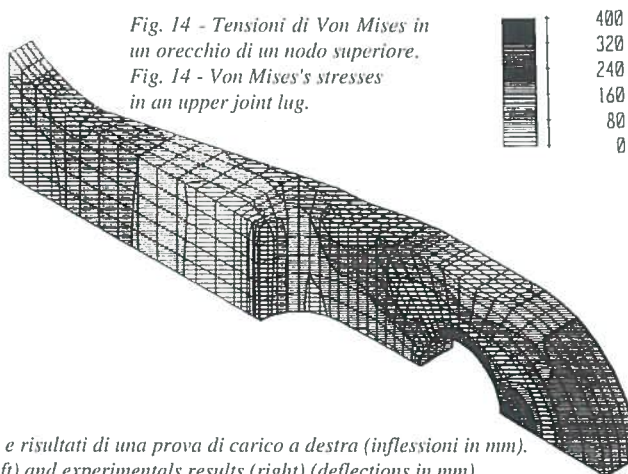
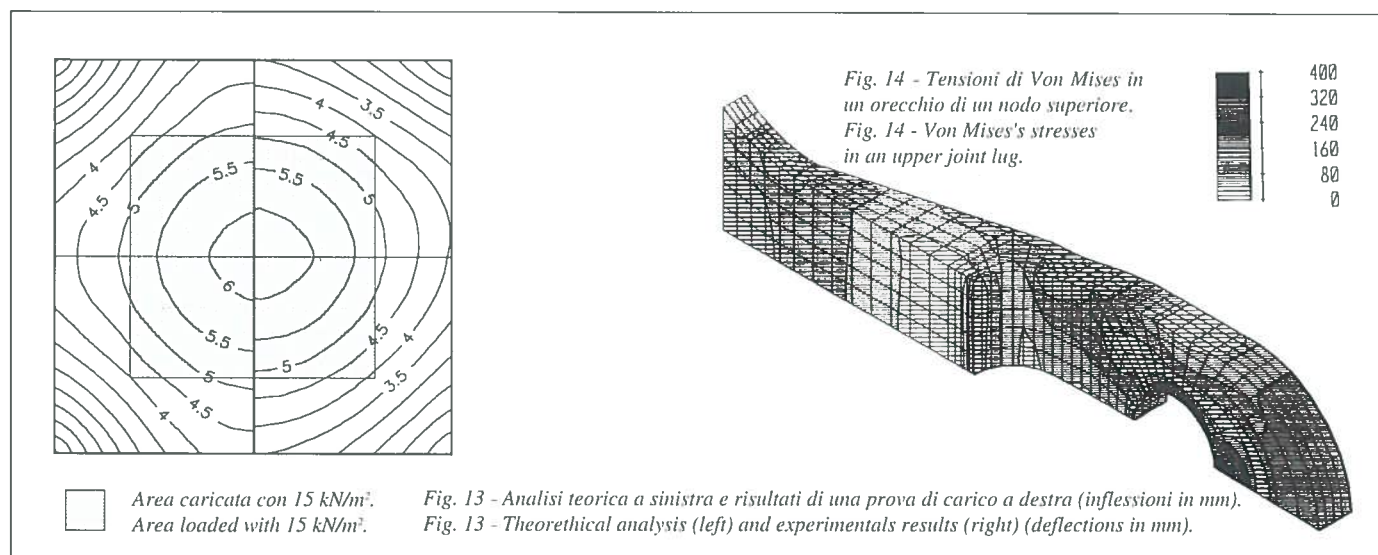
5.1 Joints

A finite element model was then prepared for the analysis of the joints; to reduce the computational effort, only a quarter of the joint was represented, introducing the proper constraint conditions to simulate the presence of the missing symmetrical parts.

The reactions of the concrete against the stud were presumed to be a linear function of the displacements, and the calculated values of the relevant pressures confirmed the good approximation of this hypothesis.

Because of the non linear stress-strain relationship of the ductile iron an incremental load linear analysis was performed, modifying at each step the Young's and Poisson's ratios of the material, according to the secant values resulting from the level of the stresses in each finite element. Only a few finite elements, mainly located close to the lug eye, and at the root of the stud, needed such adjustment, as the stress level of all the other elements was below factored yielding stress.

Under factored design forces, about one third of the section crossing the pin hole and about one fifth of the section of the base of the stud reach the Von Mises factored yielding stress (fig.14).



5.2 Piastra

Una analisi lineare ad elementi finiti dell'intera piastra fu effettuata inizialmente con la assunzione di rigidità infinita dei nodi e tolleranze nulle di montaggio.

Tenuto conto degli spostamenti risultanti sia da una analisi dei nodi considerati come parti separate che da prove sperimentali, furono introdotte nel modello matematico complete le opportune correzioni per determinare le tensioni e gli spostamenti con migliore approssimazione. Il confronto fra i risultati dimostrò che le differenze nelle forze trasmesse dalle aste ai nodi sono del tutto trascurabili.

Gli effetti del secondo ordine e delle imperfezioni furono ovviamente tenuti in conto per il dimensionamento delle aste in acciaio.

Gli effetti del secondo ordine e della non linearità geometrica e dei materiali fu presa in conto nella analisi globale della struttura. La stabilità orizzontale del sistema è ottenuta mediante l'effetto telaio creato con collegamenti fissi fra impalcato e colonne in campi alterni da 20x20 m; questa predisposizione, che elimina la necessità di controventi o di setti irrigidenti, è resa possibile dalla rigidità delle piastre composite.

Pur risultando la freccia per il sovraccarico massimo 15kNm² nella zona centrale della piastra limitata a 6.4mm corrispondente a 1/3000 della luce (diagonale fra gli appoggi) la struttura è in grado di sopportare con limitato incremento delle tensioni una differenza di planarità fra gli appoggi pari a circa 10mm.

Il modello matematico della struttura ha evidenziato che la rigidità globale dipende in modo sensibile dalla sezione delle aste e dal gioco di progetto fra perni, aste e nodi.

Lo studio parametrico della correlazione fra la rigidità totale della piastra e quella delle aste non è agevole per le seguenti considerazioni:

- a - si ritiene che il collegamento costituito dalle aste sia uniformemente distribuito
- b - poiché in vicinanza dei vertici l'estensione di tale collegamento viene a ridursi fino a concentrarsi sul solo puntone di appoggio, la rigidità tagliente di riferimento viene calcolata sulla sezione ZZ (fig.15); la riduzione del numero delle aste viene compensata dalla maggiore sezione A necessaria per resistere alla azione tagliente massima V così che si assume costante il rapporto V/A lungo la coordinata x.
- c - l'impalcato risulta ortotropo solo per quanto attiene alle tipologie dei nodi inferiori ma è isotropo per tutte le altre caratteristiche

5.2 Composite deck

A linear finite element analysis of the whole orthotropic plate was first performed under the assumption of infinite stiffness for the joints and zero tolerances for the assembling.

According to the displacements resulting from the analysis of the joints as separate parts, and from experimental testing, proper corrections were introduced in the mathematical model, in order to evaluate the correct stresses and deflections with better approximation. A comparison between the results showed almost negligible differences in the forces transmitted to the joints by the steel members.

Second order and imperfection effects were of course taken into account in the dimensioning of the steel members.

Second order effects and geometrical and material non linearity were also taken into account in the global structure analysis. The horizontal stability of the system is achieved through a framing effect, which is obtained by fixed connections between deck units and columns in alternate 20x20 fields; this effect, that eliminates the need for bracing or shear walls, is made possible by the stiffness of the composite deck structures.

Even though the deflection due to the maximum superimposed load of 15 kNm² acting on the central zone of the orthotropic plate is limited to 6.4 mm, which is 1/3000 of the span (diagonal between the bearings), the structure is capable of withstanding a bearing level difference of 10 mm with a reasonable stress increment.

The finite element model of the structure brought into evidence that the global stiffness strongly depends on the area of the truss members and on the design gap of the pins, joints and members.

The parametric study of the relationship between the total stiffness of the plate and the steel truss one is not easy because of the following considerations:

- a - the truss connection is considered as a uniformly distributed shear layer
- b - due to the fact that close to the corners the extension of this layer is diminishing and finally is concentrated into the single bearing strut, the reference shear stiffness can be evaluated along the section ZZ (fig.15); the reduction of the number of the truss members is compensated by the increased area A, which is necessary to withstand the maximum shear V, so that it is possible to assume that the ratio V/A is constant along the co-ordinate x.
- c - the plate is orthotropic because of the shapes of the lower joints only but is isotropic in all the other features.

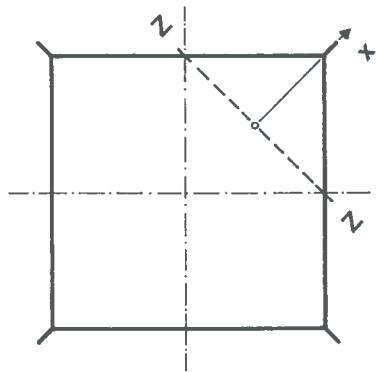


Fig. 15 - Sezione di riferimento per definizione della "densità" media delle aste.
Fig. 15 - Reference section for defining the truss average "density".

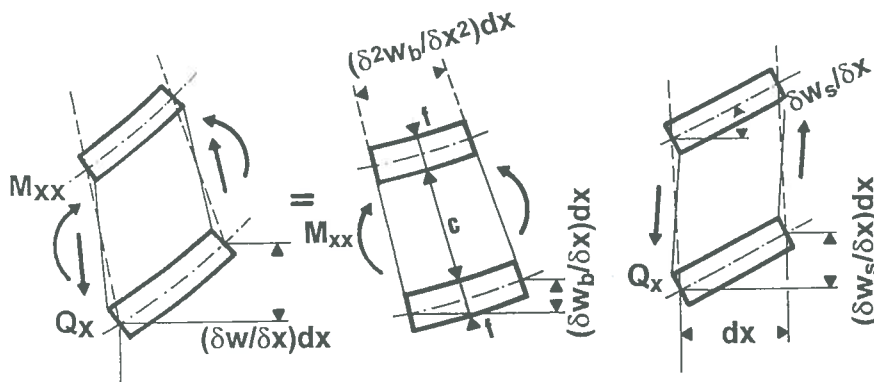


Fig. 16 - Deformazione totale come somma dei contributi flessionale e tagliente.
Fig. 16 - Total deflection as the sum of the bending and shearing contributions.

- d - in accordo alla teoria delle strutture composte da lamine orizzontali parallele e solidali di materiali aventi caratteristiche elastiche diverse, sollecitate da carichi ortogonali alle lamine, sono nulle le azioni orizzontali nelle aste.
- e - è possibile definire l'inflexione verticale w , come somma di due componenti w_b, w_s dovute rispettivamente alla flessione della sezione composta dalle sole lamine resistenti alle azioni orizzontali ed alla deformazione tagliante del collegamento (fig. 16)
- f - si assume quindi che i momenti flettenti M_{xx}, M_{yy} e torcenti $M_{xy} = M_{yx}$ siano equilibrati dalle lamine mentre le azioni taglianti Q_x e Q_y sono equilibrate da azioni assiali delle sole aste.
- g - tenendo conto della isotropia della struttura, si possono definire le rigidezze

$$D = \frac{f(c+f)^2}{2(1-\nu_f)} E_f$$

e quindi, sostituendo nelle equazioni differenziali di equilibrio

$$Q_x = -\frac{\partial M_{xx}}{\partial x} - \frac{\partial M_{xy}}{\partial y}$$

le equazioni di compatibilità

$$M_{xx} = D \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x} + \nu_f \frac{\partial \psi}{\partial y} \right)$$

$$Q_x = C \left(\frac{\partial w}{\partial x} - \varphi \right)$$

si ottengono 3 equazioni nelle incognite w, φ, ψ che consentono di determinare le deformazioni e le azioni interne.

- h - le rotazioni φ e ψ sono indipendenti da w e sono generate dalle deformazioni taglianti; ponendo $w = w_b + w_s$ si ha

$$\varphi = \frac{\partial w_s}{\partial x}$$

e quindi

$$D \left(\frac{\partial^4 w_b}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 w_b}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w_b}{\partial y^4} \right) = q$$

così che le deformazioni dovute al taglio non sono indipendenti da quelle dovute alla flessione, ed il predetto studio parametrico è difficoltoso.

6. PROCEDIMENTO DI COSTRUZIONE

Il procedimento di assemblaggio e costruzione può essere sintetizzato nelle seguenti fasi (fig. 17):

- fase 0 preparazione della cassaforma mobile da 20x20 m fra le prime quattro colonne di competenza, pre-assemblaggio di elementi del traliccio spaziale completi dei nodi superiori ed inferiori
- fase 1 posizionamento degli elementi di traliccio spaziale sulla cassaforma, posizionamento di gabbie preconfezionate di armatura e dei cavi di precompressione, pretensionamento di questi (fig. 18).
- fase 2 getto della piastra inferiore (fig. 19), maturazione a vapore, rilascio della pretensione con bloccaggio pre-

- d - according to the theory of the laminated structures, composed of horizontal parallel inter-connected layers of materials featuring different elastic properties, and stressed by orthogonal loads, the horizontal forces in the truss system are set to zero.

- e - it is possible to define the vertical deflection w as the sum of two components w_b, w_s , which arise from the bending deflection of the section composed of the two layers resisting the horizontal forces only and from the deflection due to the deformation of the shear layer respectively (fig. 16)

- f - it is then assumed that the bending and torsional moments $M_{xx}, M_{yy}, M_{xy} = M_{yx}$ are supported by the outer slabs and that the shearing forces Q_x, Q_y are supported by axial forces in the truss elements.

- g - taking into account the structural isotropy, it is possible to define the stiffness:

$$C = G_c (f + c)$$

and, by substituting into the differential equation of equilibrium:

$$-\frac{\partial Q_x}{\partial x} - \frac{\partial Q_y}{\partial y} = q$$

the compatibility equations:

$$M_{yy} = D \left(\nu_f \frac{\partial \varphi}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial y} \right)$$

$$M_{yy} = D (1 - \nu_f) \left(\frac{\partial \varphi}{\partial y} + \frac{\partial \psi}{\partial x} \right)$$

$$Q_y = C \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \psi \right)$$

we get 3 differential equations relating the unknown functions w, φ, ψ which allow for the calculation of the deformations and of the stresses

- h - the rotations φ e ψ are due to the shearing deformations and are independent from w ; with the assumption $w = w_b + w_s$ we get:

$$\psi = \frac{\partial w_s}{\partial y}$$

and then

$$w_s = \frac{-D}{C} \left(\frac{\partial^2 w_b}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w_b}{\partial y^2} \right)$$

the meaning is that the shear deflections are not independent from the bending deflections, and the aforesaid parametric analysis is difficult.

6. ERECTION PROCEDURE

The assembling and erection procedure can be summarised in the following phases (fig. 17):

- Phase 0 preparation of the 20x20 m steel movable formwork between the four relevant columns; pre-assembling of spatial truss segments completed with upper and lower joints.
- Phase 1 placing of the pre-assembled segments on the formwork; placing of pre-assembled reinforcement bar units and prestressing cables and relevant tensioning (fig.18).
- Phase 2 concreting of the lower slab (fig.19), vapour curing and prestressing cable release; positioning of all the

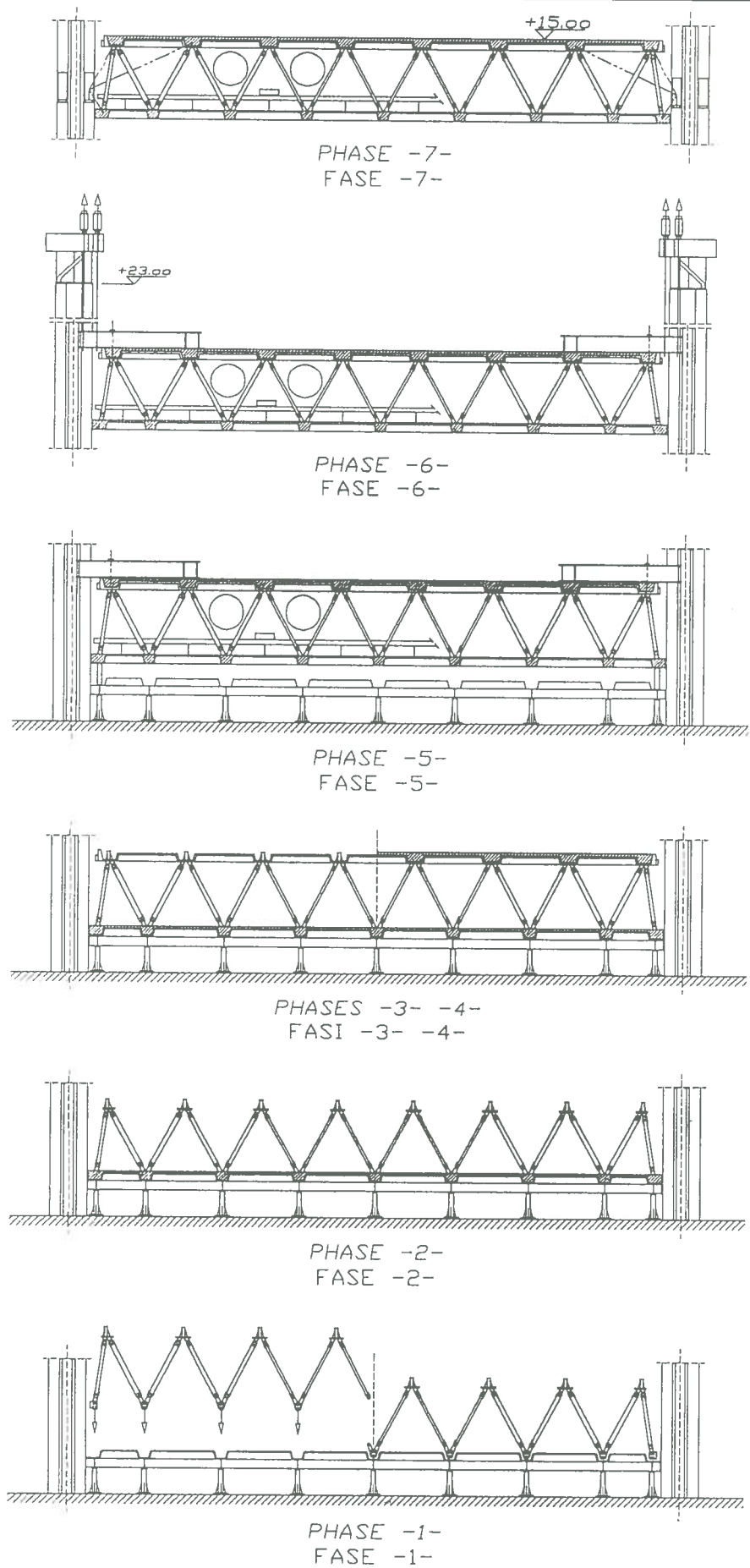


Fig. 17 - Schema di costruzione e montaggio.
Fig. 17 - Construction and erection scheme.

ventivo delle testate di ancoraggio; posa in opera di tutti i condotti e cablaggi principali e delle principali apparecchiature connesse.

- fase 3 posizionamento delle lastre prefabbricate della soletta superiore sulle piastre dei nodi superiori e delle relative armature pre-assemblate (fig.20).
- fase 4 getto della soletta superiore.
- fase 5 sollevamento dell'intera piastra ortotropa mediante martinetti idraulici.
- fase 6 posizionamento altimetrico finale, estensione delle aste d'angolo retraibili entro i recessi delle colonne, collegamento agli appoggi, collegamento delle aste di controvento (fig.21).
- fase 7 spostamento della cassaforma su rotaie temporanee fino alla posizione successiva; ripetizione dell'intero ciclo.

Tutte le operazioni di getto sono effettuate con calcestruzzo riscaldato a temperatura di 40 °C durante il confezionamento in centrale automatizzata disposta in prossimità al luogo di costruzione. Il pre-riscaldamento e la maturazione a vapore consentono di raggiungere la resistenza caratteristica prescritta per il calcestruzzo dopo 18 ore dal getto.

Il ritmo di produzione risulta di una piastra per settimana per ogni cassaforma; per far fronte al ristretto tempo di costruzione sono operative 4 cassaforme disposte entro file diverse di pilastri. Il peso teorico al sollevamento di una piastra completa degli impianti è pari a 4800 kN.

7. STIMA DEI COSTI

Il costo di costruzione dettagliato delle piastre ortotrope risulta soltanto stimato in quanto compreso nel prezzo complessivo dell'appalto "chiavi in mano".

Si elencano quindi i materiali e le incidenze di mano d'opera e delle attrezzature relativi ad un campo da 20x20.

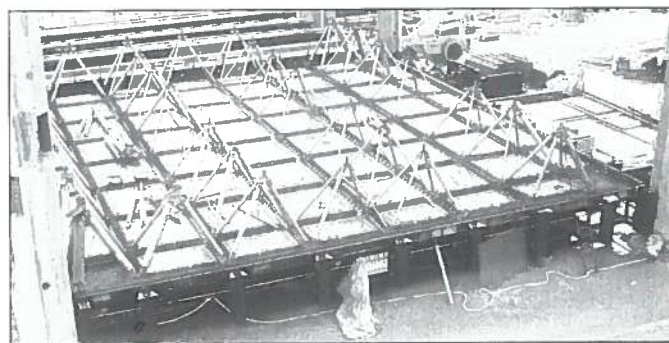


Fig. 18 - Installazione di tetraedri e armature prefabbricate e pretensionamento dei cavi.
Fig. 18 - Erection of prefabricated tetrahedra and reinforcing cages and tendon prestensioning.

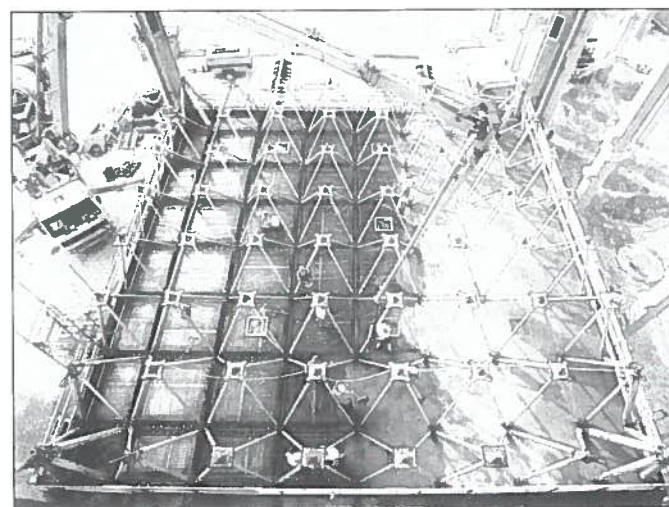


Fig. 19 - Getto della piastra inferiore.
Fig. 19 - Lower slab casting.

Voce Item	Quantità Quantity	Prezzo unitario Specific price	Prezzo totale Total price
Piastra superiore in calcestruzzo / Concrete upper slab	62.67 m ³	120.000	7.520.000
Predalles superiori / Upper predalles	20.20 m ³	600.000	12.120.000
Piastra inferiore in calcestruzzo / Concrete lower slab	49.91 m ³	120.000	5.990.000
Acciaio nervato / Reinforcement	16544 kg	1.350	22.334.000
Rete elettrosaldata / Welded wire mesh	5472 kg	1.400	7.661.000
Trefolo da presollecitazione e testate / Prestressing strand and anchors	2503 kg	3500	8.760.000
Aste in acciaio / Steel members	15645 kg	4100	64.144.000
Viti-dadi-rondelle / Bolts-nuts-washers	100 kg	1800	180.000
Perni / Pins	493 kg	2310	1.139.000
Nodi in ghisa / Ductile iron joints	7054 kg	2700	19.046.000
Mano d'opera per getto / Labour for concrete casting	800 h	35.000	28.000.000
Casseratura 500 milioni - 30 reimpieghi / Equipment 500 millions - 30 times use			16.667.000
Movimentazione cassero mano d'opera 40 h / Equipment launching - labour	40 h	35.000	1.400.000
Movimentazione cassero gru / Equipment launching - crane	4 h	80.000	320.000
Sollevamento / Hoisting			20.500.000
Appoggi / Bearings	N. 4	1.850.000	7.400.000
			223.180.000

Il prezzo unitario risulta circa 560.000 L/m². / The price per surface results in around 560.000 L/m².

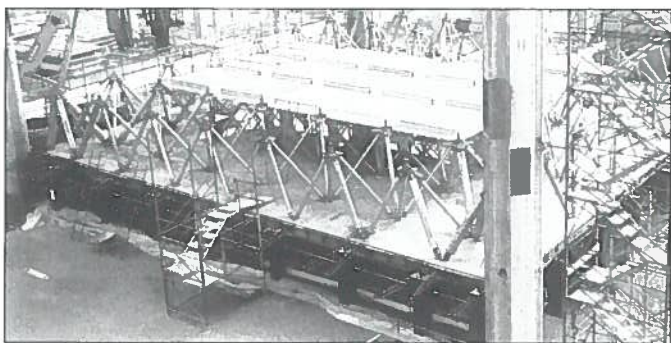


Fig. 20 - Posizionamento dei prefabbricati della piastra superiore e delle relative armature.
 Fig. 20 - Placing of the upper slab precast elements and the relevant reinforcement.



Fig. 21 - Sollevamento e posizionamento finale della piastra composita.
 Fig. 21 - Hoisting and final positioning of the composite plate.

- Phase 3 placing of the prefabricated waffle elements of the upper slab on the upper joints flanges and of the prefabricated reinforcing cages (fig.20).
- Phase 4 concreting of the upper slab.
- Phase 5 hoisting of the complete orthotropic slab with hydraulic jacks.
- Phase 6 final positioning, extension of retractable corner elements inside the column recesses; connection of bracing members to the columns (fig.21).
- Phase 7 formwork displacement over temporary rails to the following four columns of a row, and repeating of the whole cycle.

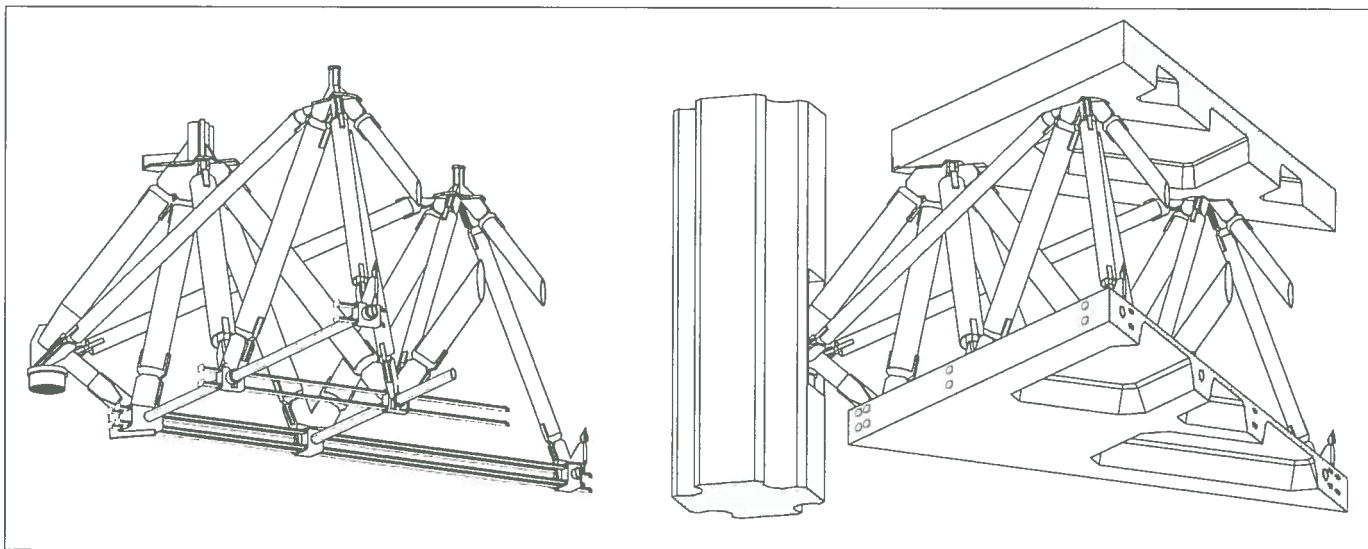
All casting operations are made with warmed concrete, which is heated at a temperature of 40° C during production in an automated batching plant placed by the building site. Temperature and vapour curing allow to reach characteristic concrete strength after 18 hours from casting. A production pace of one slab per week per formwork is scheduled, with a total of 4 formworks operating simultaneously on different rows at peak production. The calculated weight of a completely equipped unit ready for hoisting is 4800 kN.

7. COST EVALUATION

The detailed construction cost of the orthotropic plates can be evaluated only because it is included in the lump sum for the "turn key" construction.

For the 20x20 unit the quantities of materials and the labour and equipment incidences are listed in the table of page 14.

Fig. 22 - Metalli e calcestruzzo generano la struttura composita spaziale.
 Fig. 22 - Metals and concrete generate the composite spatial structure.



8. CONCLUSIONI

Le impegnative specifiche di queste moderne infrastrutture sono state rispettate in modo altamente efficiente grazie ai vantaggi inerenti di una struttura spaziale composita.

Il concetto della tralicciatura spaziale, tradizionalmente correlato a strutture leggere o a coperture, è stato esteso ad una unità strutturale impegnata da forte sovraccarico, applicando a questa i principi della costruzione composita, ossia la co-operazione di materiali differenti in un organismo resistente che

8. CONCLUSIONS

The demanding requirements of a modern infrastructure building have been fulfilled in a highly efficient way thanks to the inherent advantages of a spatial composite structure solution.

The spatial truss deck concept, traditionally related with light structures or roofings, has been extended to a heavy duty structural unit by applying to it the composite construction principles, that is the co-operation of different materials in a

sfrutta al meglio le loro caratteristiche.

Cinque diversi materiali sono impiegati in questa unità strutturale: calcestruzzo armato, calcestruzzo precompresso, trefoli pretesi, acciaio, e ghisa duttile; questo ultimo materiale ha consentito di risolvere mediante nodi appositamente progettati il critico problema della connessione di materiali eterogenei.

Tutti i metodi di produzione e le tecnologie dei materiali hanno riferimento in ben radicate tradizioni nel campo delle costruzioni e dell'industria; l'innovazione consiste in nuovi concetti progettuali piuttosto che nello sviluppo di nuove tecnologie (fig. 22).

9. RIFERIMENTI

ISMES Laboratories, 1990, "Prove di carico su nodi superiore ed inferiore di una piastra ortotropa", Bergamo.

Giuliani G. C., 1992, "A new joint for a long span precast mixed structure", Proceedings of IASS-CSCE International Congress 1992 - Innovative large span structures, Vol. 2, p. 912.

Giuliani M. E., 1995 "Innovative Composite Spatial Structures for the New Milano Fair Exhibition Facilities", Proceedings of the IASS International Symposium 1995 - Spatial Structures: Heritage Present and Future, vol.1, p.451.

I consulenti che hanno approntato la progettazione completa ed integrata secondo le istruzioni della Direzione del Progetto di Riqualificazione e Sviluppo dell'E.A.Fiera sono:

- Mario Bellini Associati per la progettazione architettonica.
- Redesco srl (Studio Giuliani) per la progettazione e le specifiche strutturali (dr. ing. C. Carini per la modellazione strutturale; dr. ing. G. Valentini per la progettazione meccanica e la tecnologia della ghisa sferoidale).
- Intertecno srl per la progettazione impiantistica.
- SPI (Soc. Prog. Integrali) per i computi e le specifiche civili.
- Dr. ing. A. Vettese per la Direzione del Progetto E. A. Fiera.

In dettaglio sono state approntate circa 600 tavole architettoniche, 1400 disegni strutturali e 800 elaborati per gli impianti, oltre a specifiche dei materiali, di esecuzione ed a manuali di uso e manutenzione.

A seguito di appalto internazionale è risultato aggiudicatario dei lavori di costruzione "chiavi in mano" il consorzio costituito da: CMC / Recchi / G.Maltauro / E.Frabboni / CGC / Italtel Telesis / Kone.

Il responsabile della prefabbricazione per conto del Consorzio è il geom. F. Pagani.

Le aste in acciaio ed i nodi in ghisa sferoidale sono stati costruiti rispettivamente da COMS e Fonderie Cooperative di Modena, nell'ambito di una fornitura diretta a E.A. Fiera Milano.

resisting mechanism that follows at the best their inherent characteristics.

Five different materials merge in this structural unity: prestressed concrete, pretensioned strands, steel, reinforced concrete, cast iron; the last material allowed for the solution of the critical connection problem of heterogeneous materials.

All the production methods and material technologies can be referred to well radicated construction and industrial traditions: innovation is achieved through a new design concept rather than in a new technology development (fig. 22).

9. REFERENCES

ISMES Laboratories, 1990, "Prove di carico su nodi superiore ed inferiore di una piastra ortotropa", Bergamo.

Giuliani G. C., 1992, "A new joint for a long span precast mixed structure", Proceedings of IASS-CSCE International Congress 1992 - Innovative large span structures, Vol. 2, p. 912.

Giuliani M. E., 1995 "Innovative Composite Spatial Structures for the New Milan Trade Fair Exhibition Facilities", Proceedings of the IASS International Symposium 1995 - Spatial Structures: Heritage Present and Future, vol.1, p.451.

The consultants who supplied the whole integrated design by appointment of the Direction of the Project for Re-qualification and Development of the Milan Trade Fair Authority are:

- Mario Bellini and Associates for the Architecture.
- Redesco srl (Giuliani Consultants) for the Structural Design and Specifications (dr. eng. C. Carini for the structural modelling; dr. eng. G. Valentini for the machining design and for the ductile iron technology).
- Intertecno srl for the Mechanical Design.
- SPI (Soc. Progettazioni Integrali) for the quantity surveying and civil specifications.
- Dr. eng. A. Vettese for the Direction of the Project TFA.

In detail around 600 architectural plans, 1400 structural drawings and 800 mechanical documents were issued in addition to material and construction specifications and to use and maintenance manuals.

As the result of an international tender the "turn key" construction works were assigned to a joint venture composed of: CMC / Recchi / G.Maltauro / E.Frabboni / CGC / Italtel Telesis / Kone.

The joint venture responsible for precasting is eng. F. Pagani.

The steel members and the ductile iron joints were constructed by COMS and Fonderie Cooperative di Modena respectively, within a direct contract with the Milan Trade Fair Authority.