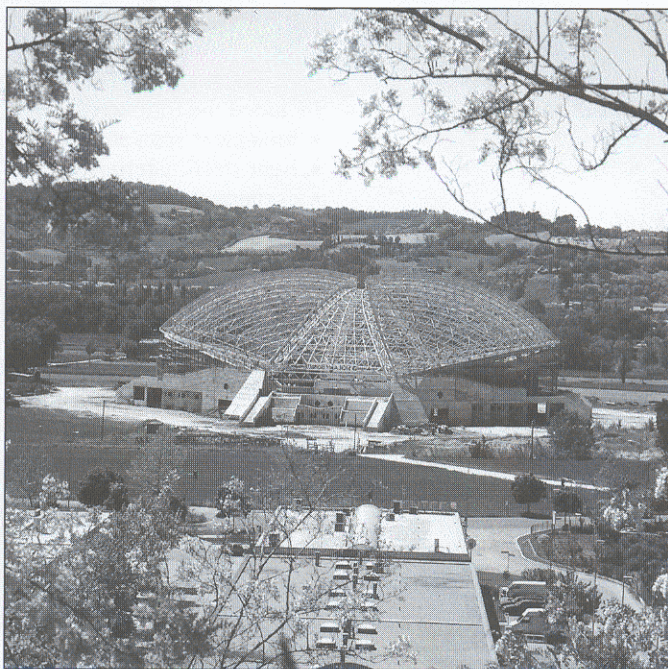


Palazzo dello Sport di Pesaro: un sistema strutturale metallico di grande luce libera

M. Majowiecki

Nel presente lavoro si illustrano gli aspetti salienti relativi alla progettazione concettuale ed esecutiva del sistema strutturale metallico di copertura del nuovo Palazzo dello Sport di Pesaro. In particolare vengono individuati i vincoli progettuali indotti dalla grande luce libera. L'analisi dei carichi accidentali, dei modelli matematici statici e dinamici e le principali verifiche di resistenza e stabilità, vengono eseguite in base alle normative vigenti durante il periodo di costruzione. Sono, inoltre, riportate osservazioni comparative con le nuove normative ed in particolar modo con l'Eurocodice 3.



Pesaro Indoor Stadium: a long-span steel structural system

This work describes the main topics related to the conceptual design and feasible project of the roofing steel structural system of the new Indoor Stadium in Pesaro. It is focused, in particular, on identifying the project constraints implied by the long clear span. The analysis of incidental loads, of static and dynamic mathematical models and the most important resistance and stability tests are carried out in compliance with applicable regulations during the building period. Comparative observations with respect to the new regulations are also included, particularly with Eurocode 3.

PREMESSA

La progettazione di strutture di grande luce libera deve tenere in conto l'attuale stato della conoscenza di base del settore, in modo da garantire il richiesto livello di affidabilità. Dall'attuale stato dell'arte e dall'esperienza personale, è stato possibile individuare gli aspetti speciali inerenti la progettazione concettuale di sistemi di grande luce libera quali [1]:

- la distribuzione e accumulo del carico neve in funzione dell'intensità e direzione, statisticamente correlate dell'azione del vento, su superfici di copertura molto estese; queste indicazioni non sono disponibili nella normativa tecnica, indirizzata alle coperture di normali dimensioni;
- la distribuzione dell'azione del vento su coperture di grande luce; in funzione delle dimensioni e della configurazione geometrica si rende necessaria una indagine sperimentale per descrivere la struttura del vento tramite time histories o densità spettrali di potenza cross-correlate;
- l'analisi della risposta "rigida" o "aeroelastica" dell'azione aleatoria del vento tenendo in conto i contributi statici, quasi-statici e resonanti della risposta strutturale;
- l'effetto delle azioni indirette quali le variazioni termiche, gli stati coattivi dovuti a stati di presollecitazione e alle

INTRODUCTION

The design of long-span clear structures must take account of the current state of the art and knowledge base, in order to ensure the required reliability level. On the basis of the current state of the art and personal experience, it was possible to identify the particular features linked to the conceptual design of long span systems, such as (1):

- the drifting snow load and distribution as a function of the force and direction, statistically correlated, of the wind action on very large covering surfaces. This information is not available in technical provisions, since they deal with normal-sized types of roofing.
- the distribution of the wind action on long span covering structures. In order to describe the wind structure according to the size and the geometric configuration, an experimental analysis is required, through time histories or cross-correlated power spectral densities;
- the analysis of the "rigid" or "aero-elastic" response of the random action of the wind, taking into consideration static, quasi-static and resonant contributions of the structural response;
- the effect of indirect actions such as temperature variations,

variazioni di stato dovuti a fenomeni di creeping a corto e lungo termine;

- risposta strutturale e/o verifica di resistenza e/o stabilità locale o globale in campo di non linearità geometrica e materiale;
- il grado di affidabilità di nuovi materiali e sistemi costruttivi;
- la necessità di ideare un organismo strutturale con capacità di cortocircuitazione di rotture progressive con effetti superiori alle cause originanti;
- la compatibilità del funzionamento dei dettagli costruttivi con la modellazione teorica adottata;
- il grado di sensibilità del sistema strutturale a variazioni parametriche random ed a correlazione elastica tra sottostrutture a rigidità differenziale troppo elevata.

Tenendo in considerazione i punti precedenti ed i requisiti, le specifiche e le ipotesi funzionali del progetto generale, il progetto concettuale del sistema strutturale del Palazzo dello Sport di Pesaro, oggetto della presente relazione, ha adottato le seguenti caratteristiche tecniche:

- sistema strutturale di grande luce libera;
- tipologia leggera metallica;
- sottostrutturazione antisismica;
- scorrelazione termica trasversale

tradotte esecutivamente

- nell'adozione di un sistema strutturale longitudinale forte costituito da un arco reticolare spaziale, incernierato alle imposte, a spinta eliminata mediante tirante in c.a. precompresso;
- nell'adozione di due strutture laterali formate da travi arcuate, ordite trasversalmente ad interassi costanti, semplicemente appoggiate, con appoggio fisso alla base (in corrispondenza della struttura in c.a.) e appoggio scorrevole, posizionato in corrispondenza dell'estradosso dell'arco principale;
- nell'impiego di un sistema di controventamento e stabilizzazione laterale realizzato in funi spiroidali zincate presollecitate;
- nell'impiego di un sistema di copertura ventilato di tipo misto in lamiera grecata preverniciata e membrana presollecitata in poliestere e Tedlar a doppia curvatura.

1. DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE

La tipologia strutturale adottata per il sistema di copertura del Palazzo dello Sport di Pesaro è una reticolare spaziale a doppio strato, ordita geometricamente in modo da ottenere una superficie media a curvatura totale positiva (fig. 1).

Più precisamente, il sistema principale risulta costituito dai seguenti sottosistemi strutturali.

1.1 Arco centrale

Arco centrale di tipo reticolare spaziale che si imposta a quota 12,37 m su quattro contrafforti in c.a. presentando una luce libera di 110,34 m con una freccia di 21,67 m relativa alla linea media.

Lo sviluppo medio dell'arco è stato ottenuto congiungendo i punti di uguale quota di due archi di circonferenza aventi un raggio di 75,14 m, passanti per i punti di imposta giacenti su due piani inclinati di 30° rispetto alla verticale.

L'arco presenta, quindi, una larghezza variabile col suo sviluppo risultando minima in sommità e massima in prossimità degli appoggi; in particolare, con riferimento all'estradosso dell'arco, la larghezza risulta essere rispettivamente di 7,397 m e di 29,694 m.

I suddetti archi, giacenti nei due piani inclinati di 30° rispetto alla verticale, sono stati suddivisi in 28 campi ognuno. Consi-

strain states due to residual stresses and state variations caused by short- and long-term creeping phenomena;

- the structural response and/or resistance and/or local or global stability test in a geometric and material non-linear field;
- the reliability level of new materials and construction methods;
- the need to create an articulated structure with the capability of by-passing gradual failures with effects greater than the originating causes;
- the functional compatibility between the construction details and the theoretic modelling adopted;
- the sensitivity level of the structural system to random parametric variations and to the elastic correlation between substructures with a too high differential stiffness.

The conceptual design of the roofing structural system of the Pesaro Indoor Stadium described in this paper, taking into consideration all of the above aspects and the requirements, specifications and functional hypotheses of the general plan, included the following technical features:

- long clear span structural system
- light steel materials
- aseismic substructures
- transversal thermal division

these features were included in the feasible project as:

- the choice of a stiff longitudinal structural system formed by a trussed arch and space-lattice, hinged at the springers, whose drift is limited by a prestressed r.c. tension bar;
- two side substructures formed by resting arched beams, framed crosswise with constant interaxial distances, with a fixed bearing at the base (level with the r.c. structure) and a sliding bearing positioned by the extrados of the main arch;
- the use of a windbracing and lateral stabilization system, composed of prestressed galvanized strand cables.
- the use of a mixed type ventilated covering system made of pre-painted corrugated sheet and prestressed polyester and Tedlar membrane with a double curvature.

1. STRUCTURAL SYSTEM SPECIFICATION

The kind of structure adopted for the roofing system of the Indoor Stadium in Pesaro is a double-layered space-lattice, geometrically framed in order to obtain an average surface with an overall positive curvature (Fig. 1).

More specifically, the main system is composed by the following structural subsystems:

1.1 Central arch

A central arch with a trussed and spatial structure, whose springers are at an elevation of 12.37 m., resting on four r.c. buttresses, featuring a 110.34 m. clear span with a 21.67 m camber with respect to the centre line.

The mean development of the arch was obtained by joining the points of two arcs of circles at the same height, with a 75.14 m radius; these points were considered as passing through the springer points and as lying on two planes inclined at 30° with respect to the vertical.

Thus, the central arch has a width which varies along with its development, and therefore a minimum width at the top and a maximum near the bearings; in particular, as far as the extrados of the arch is concerned, the resulting width is respectively 7.397 m. and 29.694 m. .

The above mentioned arches, lying on the two inclined planes

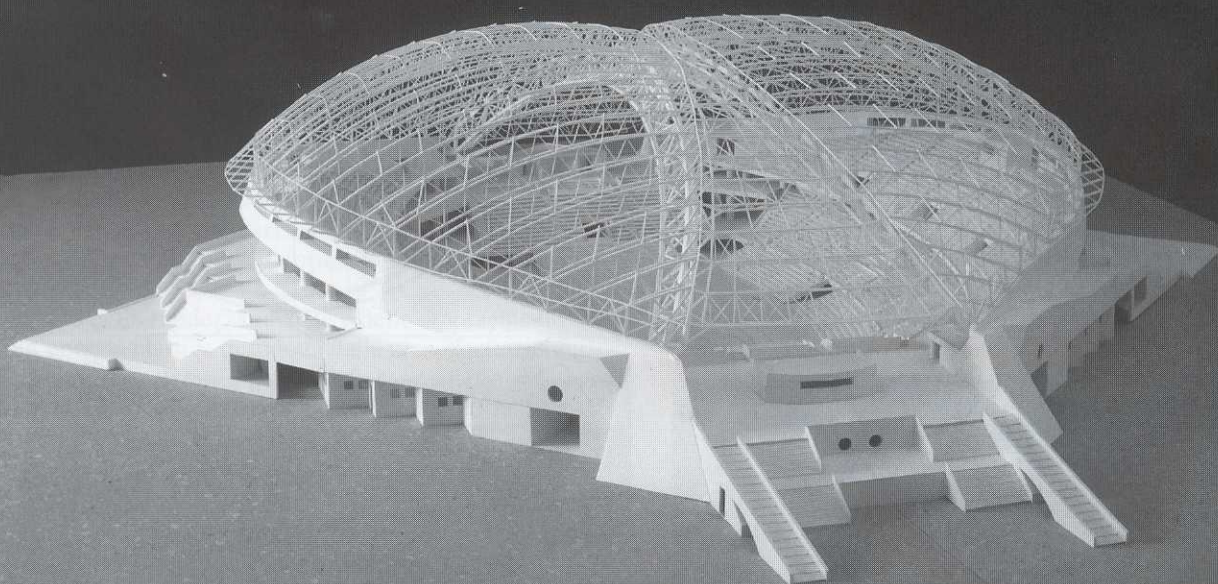
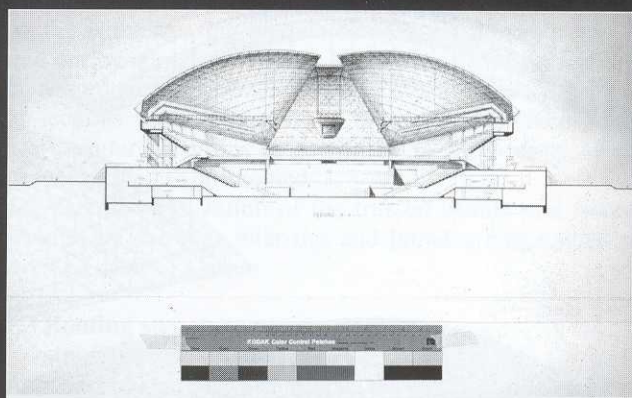
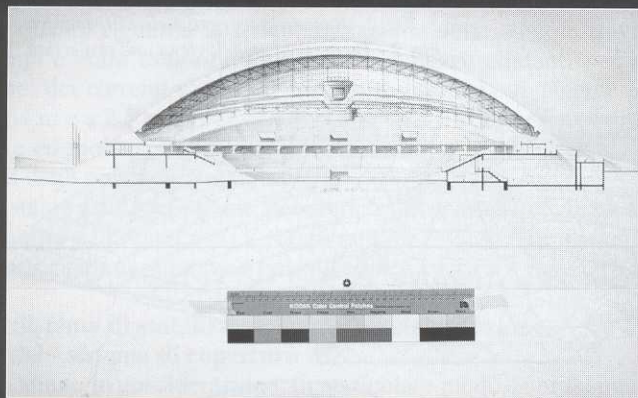


Fig. 1 - Il modello architettonico e le sezioni principali.
Fig. 1 - Architectural model: main sections.

derando che i raggi del corrente di estradosso e di intradosso sono rispettivamente di 77,14 m e di 73,14 m, ne discende che il generico campo del corrente superiore ha una lunghezza di 4,297 m mentre quella del corrente inferiore risulta essere di 4,074 m.

E' previsto, inoltre, un corrente di irrigidimento per ogni arco inclinato tale da formare in sezione un triangolo isoscele avente come vertici la traccia del corrente stesso e quelle dei correnti inferiore e superiore dell'arco inclinato. Il triangolo isoscele presenta una base di 4,0 m ed una altezza di 2,0 m. Sono previste aste di parete, montanti e diagonali, per la reticolarizzazione degli archi inclinati.

I due archi inclinati sono collegati trasversalmente da travi reticolari spaziali a sezione triangolare le quali, a loro volta, sono collegate mediante aste d'estradosso che seguono lo sviluppo dei due archi inclinati.

Si viene così a formare un'unica struttura resistente centrale a forma di piastra curva reticolare spaziale di larghezza variabile (fig. 2).

Per questo arco centrale sono stati dimensionati gli elementi strutturali formati da tubi in acciaio a sezione circolare.

Le unioni delle aste sono prevalentemente di tipo saldato in officina. Collegamenti bullonati flangiati, con interposizione di emaco per evitare imperfezioni geometriche e stati coattivi

at 30° w.r. to the vertical, were each subdivided into 28 sections. Assuming that the radii of upper and lower layers are respectively 77.14 m. and 73.14 m, the resulting generic portion of the upper layer is 4.297 m long, whereas the portion of the lower is 4.074 m. long.

Moreover, the structure includes a stiffener for each inclined arch, so that the corresponding cross section is a isosceles triangle which has as vertices the point on the girder itself, and the points on the top and bottom layer of the inclined arch. The isosceles triangle has a 4.0 m base and a 2.0 m height.

Vertical and diagonal wall bars are also included, in order to obtain trussed inclined arches.

The two inclined arches are linked crosswise to spatial trussed beams with a triangular section, which, in their turn, are connected through extrados bars running along the length of the two inclined arches.

A single strong central structure is thus formed, like a space-lattice curving grid of variable width (Fig. 2).

The structural components were specifically dimensioned for this central arch, and they consist of round steel tubes.

Most bar joints are factory-welded.

For the quoins which are assembled in the building yard there are special flanged and bolted joints, with the insertion of

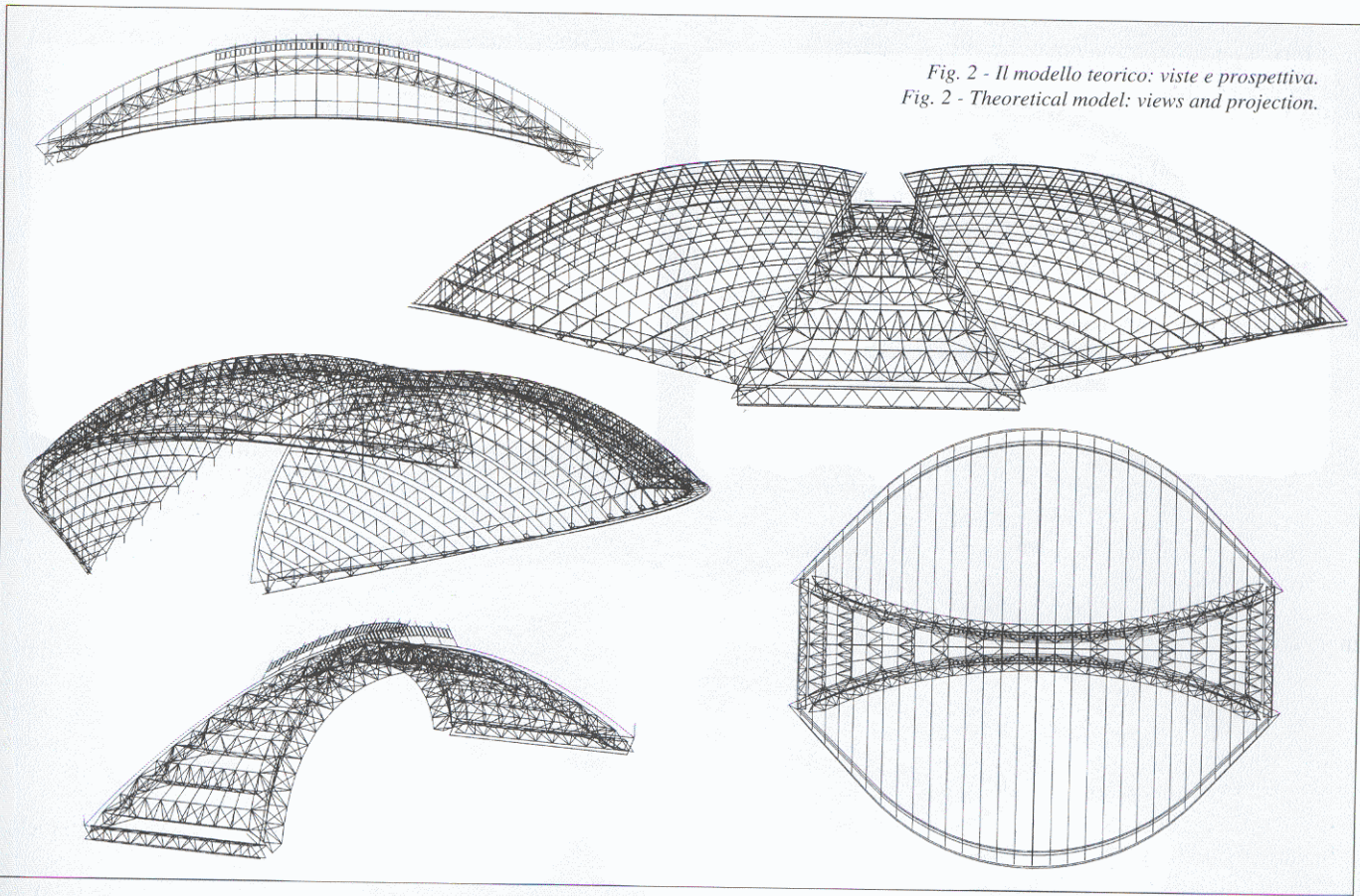


Fig. 2 - Il modello teorico: viste e prospettiva.
Fig. 2 - Theoretical model: views and projection.

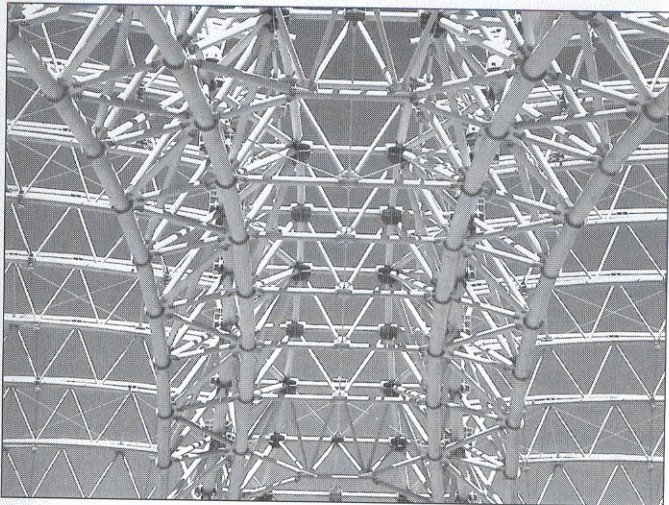


Fig. 3 - Arco centrale assemblato.
Fig. 3 - Main arch, assembled.

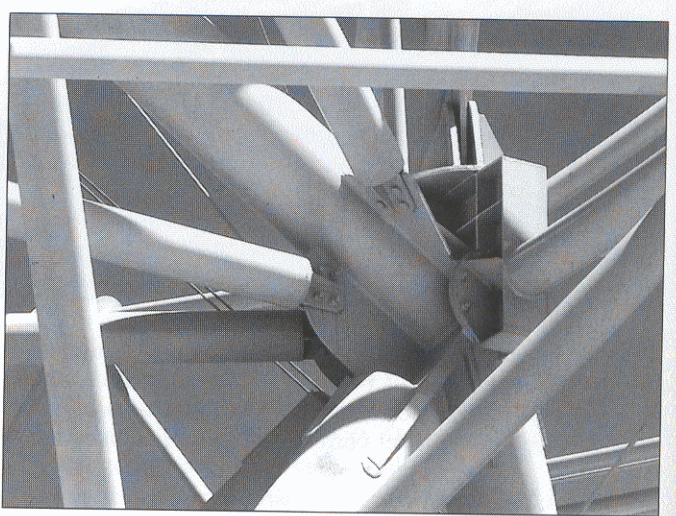


Fig. 4 - Nodo di collegamento arco principale-strutture secondarie.
Fig. 4 - Connection hinge of the main arch; secondary structures.

sono previsti per l'assemblaggio dei conchi in cantiere, le cui dimensioni massime sono limitate in funzione del trasporto (figg. 3-4).

1.2 Travi reticolari

Travi reticolari ordite trasversalmente all'arco centrale su entrambi i suoi lati aventi configurazione variabile. Ogni trave presenta uno spessore di 2,5 m ed è definita geometricamente da due archi di circonferenza aventi lo stesso centro e raggio, relativo all'arco di intradosso, pari a 50,303 m. Le singole travi, opportunamente controventate, trovano appoggio sia sull'estradosso dell'arco centrale sia su un contorno perimetrale in c.a.. Le aste dei correnti e della reticolarizzazione da parete sono

emaco in order to avoid geometrical defects and strains; the maximum size of the quoin is limited depending on transport needs (Fig. 3-4).

1.2 Trussed beams

Trussed beams framed crosswise with the central arch on both sides with varying configuration. Each beam has a width of 2.5 m. and is geometrically determined by two arches of circles with the same centre and a radius - equal to 50.303 m. - with respect to the bottom arch layer. Each beam, appropriately braced, rests both on the central arch extrados and on a perimeter edge made of reinforced concrete. The truss member of the spatial system and wall trussing bars

previsti in profilati tubolari in acciaio le cui dimensioni variano in relazione alla distanza prevista fra gli arcarecci.

Per quanto riguarda la reticolarizzazione delle singole travi questa è stata eseguita adottando lunghezze costanti per i campi dei correnti superiore e inferiore pari rispettivamente a 2,264 m e a 2,5 m; il numero dei campi varia col numero della trave ed inoltre campi non standard sono necessari in prossimità degli appoggi di ogni trave.

La stabilizzazione laterale del complesso di travi reticolari è garantita dalla presenza di rompitratta di estradosso e di funi longitudinali di intradosso presollecitate.

1.3 Sistema di stabilizzazione per presollecitazione del sistema di copertura

Si è tenuto in considerazione, in particolare modo, il problema della stabilizzazione del sistema di copertura in funzione dell'azione dinamica, prevalentemente a direzione orizzontale, del sisma e del vento, correlato con la necessità di permettere spostamenti relativi tra le strutture per evitare stati coattivi dovuti ad azioni termiche, cedimenti differenziali ed errori di montaggio. A questo scopo è stato considerato importante, in sede progettuale esecutiva, aumentare l'affidabilità del sistema di stabilizzazione mediante l'introduzione di uno stato di presollecitazione iniziale.

L'introduzione di uno stato di presollecitazione, particolarmente indicato per sistemi strutturali a grande luce libera, permette di ottenere i seguenti risultati:

- riduzione dello stato di deformazione prodotto dai carichi accidentali;
- aumento della rigidità iniziale e dello smorzamento dovuti all'energia elastica introdotta dalla presollecitazione.

Lo stato di presollecitazione iniziale è introdotto nel sistema strutturale mediante una famiglia di funi stabilizzanti posizionate all'intradosso delle strutture reticolari trasversali di copertura. Le funi di tipo spiroidale, zincate, d'acciaio ad alta resistenza sono collegate alle strutture metalliche, mediante appositi particolari ad attrito in corrispondenza dei nodi, ed ancorate alle strutture in c.a., con capocorda di tipo regolabile (fig. 5).

La presollecitazione introdotta in corrispondenza dell'ancoraggio delle funi, di circa 50 kN per linea, induce nella struttura metallica un equivalente sistema di forze, concentrate sui nodi di intradosso, dirette verso il basso. Queste forze vengono restituite nel caso di variazioni di stato prodotte dai carichi accidentali.

La stabilizzazione prodotta dalla famiglie di funi ordite longitudinalmente permette di scorrelare, in direzione trasversale, la trasmissione di azioni orizzontali tra arco centrale ed il sistema di travi reticolari che costituiscono i gusci laterali. Le travi sono, pertanto, semplicemente appoggiate agli archi ottenendo così di trasmettere le azioni di trascinamento orizzontale dovute a sisma e vento in corrispondenza dei vincoli posizionati nella struttura in c.a..

are made of structural steel tubes, whose size varies according to the distance forecast between the purlines.

As far as the trussing of each beam is concerned, it was carried out by adopting constant lengths for the upper and lower layers, equal to respectively 2.624 m and 2.5 m; the number of sections varies according to the number of the beam and non-standard sections in proximity to the bearing of each beam had also to be adopted.

The lateral stabilization of the trussed beams as a whole is secured by extrados inter-ties and intrados longitudinal prestressed cables.

1.3 Roofing structure prestressed stabilization system

As far as the problem related to the stabilization of the roofing system is concerned, particular care has been taken with regard to the dynamic load, mainly with a horizontal direction, of seismic waves and of the wind, together with the need to allow relative movements between the structures in order to avoid strains due to thermal variations, differential yielding and assembling errors. For this reason it was considered as relevant, during the feasible project, to enhance the reliability of the stabilization system by producing an initial prestressed state.

The introduction of an initial prestressed state, particularly suitable for structural systems with a long clear span, makes it possible to obtain the following results:

- reduction of the strain caused by incidental loads.
- increase of the initial stiffness and damping due to the elastic energy brought about by the prestressing.

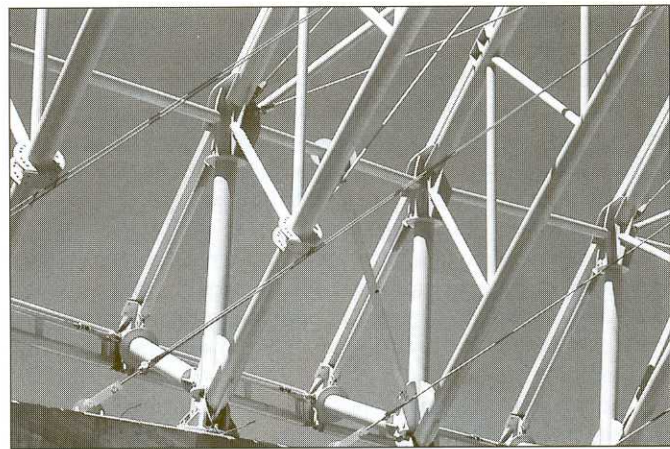
The initial prestressed state is produced in the structural system through a group of stabilizing cables positioned on the bottom layer of the transversal trussed roofing structures. The strand galvanized high tensile steel cables are connected with special friction parts to the steel structures, level with the hitches, and they are anchored to the r.c. structures by an adjustable cable terminal (fig. 5).

The prestressing produced at the cable anchorage, of about 50 kN per line, causes an equivalent system of downward forces in the steel structure, concentrated at the bottom hinges. These forces are returned in case of state variations produced by incidental loads.

The stabilization resulting from the groups of cables arranged lengthwise makes it possible to uncorrelate crosswise the transmission of horizontal loads between the central arch and the trussed beam system which make up the side shells. The beams are, therefore, simply resting on the arches and this allows the transmission of the horizontal dragging actions due to seismic and wind load in proximity to the constraints located in the r.c. structure.

Fig. 5 - Collegamento funi di stabilizzazione alle strutture di bordo in c.a.

Fig. 5 - Connection between the stabilizing cables and the r.c. perimeter structures.



1.4 Manto di copertura a doppia curvatura

Nelle zone con doppia curvatura il progetto prevede le seguenti specifiche:

- Lamiera grecata portante appoggiata sugli arcarecci metallici predisposti sulle travi reticolari piane e già realizzati.

La luce d'appoggio delle lamiere grecate in acciaio zincato e preverniciato, in accordo con le specifiche di cui si è detto, è di circa 4 m sia in sommità che in corrispondenza delle imposte.

La lamiera grecata di altezza minima di 105 mm è dimensionata in modo da portare il peso proprio del manto completo di copertura più un carico uniformemente distribuito sull'orizzontale di 1,20 kN/m².

Lo spessore minimo della lamiera grecata sarà di 10/10 mm.

La ditta frontitrice della lamiera grecata ha garantito, mediante relazione tecnica e sperimentale, la capacità portante della lamiera stessa per le sollecitazioni di flessione e la stabilità locale dell'anima a taglio, con particolare riguardo all'imbozzamento locale in corrispondenza degli appoggi.

I particolari costruttivi degli appoggi sono progettati in modo da non creare concentrazioni perimetrali di tensione.

Il fissaggio delle lamiere sugli arcarecci è dimensionato in modo da garantire il collegamento per tutte le azioni statiche derivanti dai carichi di progetto ed in special modo gli effetti dinamici di depressione indotti dal vento.

Per la valutazione dei coefficienti di pressione medi e di picco sono stati adoperati i risultati ottenuti con prove parametriche sperimentali in galleria del vento, condotte su coperture di superficie a doppia curvatura positiva (fig. 6). Al variare del rapporto freccia/luce è stato possibile determinare che il distacco da moto quasi laminare si osserva per $f/l > 0,1$. I risultati sono in buon accordo con quanto illustrato in fig. 4 del ENV 1991-2-4: 1995 (fig. 7).

- Barriera a vapore in polietilene dello spessore di 300 micron da disporre sulla lamiera grecata.

Coibente termico semirigido in lana di vetro di cm 6 di spessore, in pannelli collegati meccanicamente alla lamiera.

- Manto impermeabilizzante di copertura realizzato in membrana composta da polietilene + PVC + tedlar, stabilizzata mediante pretensione con le seguenti caratteristiche tecniche:

| | | |
|--------------------------------------|--------------------------------|-------------------------|
| • peso al m ² | g/m ² | 900 |
| • resistenza alla trazione ordita | daN/5 cm | 420 |
| • resistenza alla trazione trama | daN/5 cm | 420 |
| • resistenza alla lacerazione ordito | daN | 55/50 |
| • resistenza alla lacerazione trama | daN | 55/50 |
| • resistenza al freddo | °C | -30 |
| • resistenza al caldo | °C | +70 |
| • resistenza alla fiamma | secondo norma CSE RF 1/75 A | Classe 2 CSE RF 3/77 |

1.4 Double curvature covering layer

In the areas with a double curvature the project includes the following specifications:

- Load bearing corrugated sheet resting on the prefabricated steel purlines, pre-arranged on the flat trussed beams.

The bearing span of the galvanized and painted steel corrugated sheet, in accordance with the specifications mentioned, is about 4m both at the top and level with the springers.

The corrugated sheet, whose minimum height is 105mm is dimensioned in order to bear the whole dead load of the covering layer plus an evenly distributed load of 1.20 kN/m² on the horizontal.

The minimum thickness of the corrugated sheet is 10/10 mm.

The supplier of the corrugated sheet must guarantee, with technical and experimental documentation, the load bearing capacity of the plate with respect to the resistance to bending stress and to the local stability of the core to shearing stress, especially as far as the local buckling at the bearings is concerned.

The construction detailing of the bearings is designed as not to create perimeter stress concentrations.

The fastening of plates to the purlines must be dimensioned in order to ensure a connection for all of the static loads resulting from design loads and in particular for the dynamic depression effects caused by the wind.

For the assessment of the mean and peak pressure coefficients, the results obtained through wind tunnel experimental parametric tests were used; these tests were carried out on double positive curvature surfaces (fig. 6). Varying the camber/span ratio, it was possible to determine that the separation from the quasi-laminar motion occurs for $c/s > 0,1$. The results are in accordance with those described in fig. 4 of ENV 1991-2-4:1995 (fig. 7)

- Polyethylene vapour barrier with a 300 micron width, to be laid onto the corrugated sheet.

- Semi-rigid thermal insulating panels made of glass wool with a 6 cm width, mechanically fastened to the plate.

Waterproofing covering layer made of polyethylene + PVC + tedlar membrane, prestress stabilized and with the following technical features:

| | | |
|-------------------------------|--|---------------------------|
| • weight per m ² | g/m ² | 900 |
| • warp tensile strength | daN/5cm | 420 |
| • weft tensile strength | daN/5cm | 420 |
| • warp tearing resistance | daN | 55/50 |
| • weft tearing resistance | daN | 55/50 |
| • low temperature resistance | °C | -30 |
| • high temperature resistance | °C | +70 |
| • flame resistance | within regulation limits C.S.E. RF 1/75 A | Class 2 C.S.E. RF 3/77 |

The membrane is fastened to the external perimeter through a line of bolted painted steel or aluminium joints on structural supports.

The inner side of the membrane surface is fastened to wooden supports which are connected solidly and parallel to the steel purlines, through discrete belts positioned at about one meter from each other, but thicker near the edge of the covering, according to peak pressure.

The wooden purline, with a approximately 4 m. pitch, is dimensioned in order to create more or less a 8 cm spacing between the membrane and the level of the thermal insulating layer, so that a natural ventilation can be produced.

The wooden purlines are reinforced for a length equal to 4 m from the edges.

The laying of the covering membrane is effected on the struc-

Il collegamento della membrana sarà eseguito, nei perimetri esterni, in modo lineare con collegamenti in alluminio o acciaio verniciato di tipo bullonato su supporti strutturali.

All'interno della superficie della membrana il collegamento sarà eseguito, su supporti in legno collegati parallelamente e rigidamente agli arcarecci in acciaio, mediante cinghie discrete posizionate ogni metro circa, a raffittire, secondo la pressione di picco, verso i bordi della copertura.

L'arcareccio in legno con passo ogni 4 m circa è dimensionato in modo da distanziare la membrana di circa 8 cm dal livello del coibente termico in modo da permettere di realizzare una ventilazione naturale. Gli arcarecci in legno sono rafforzati per una lunghezza pari a 4 m dai bordi.

La membrana di copertura è posata sopra le strutture e sottoposta ad una presollecitazione uniforme di circa 10 kN/m.

Fig. 6 - Pressioni nodali su superficie a doppia curvatura positiva.

Fig. 6 - Modal pressures on a double positive curvature surface.

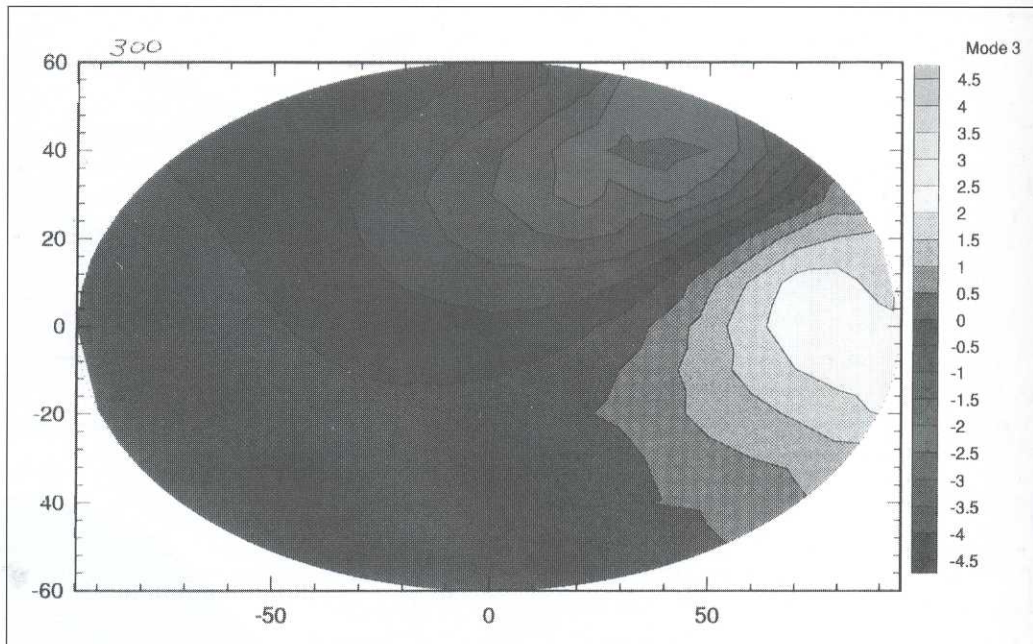
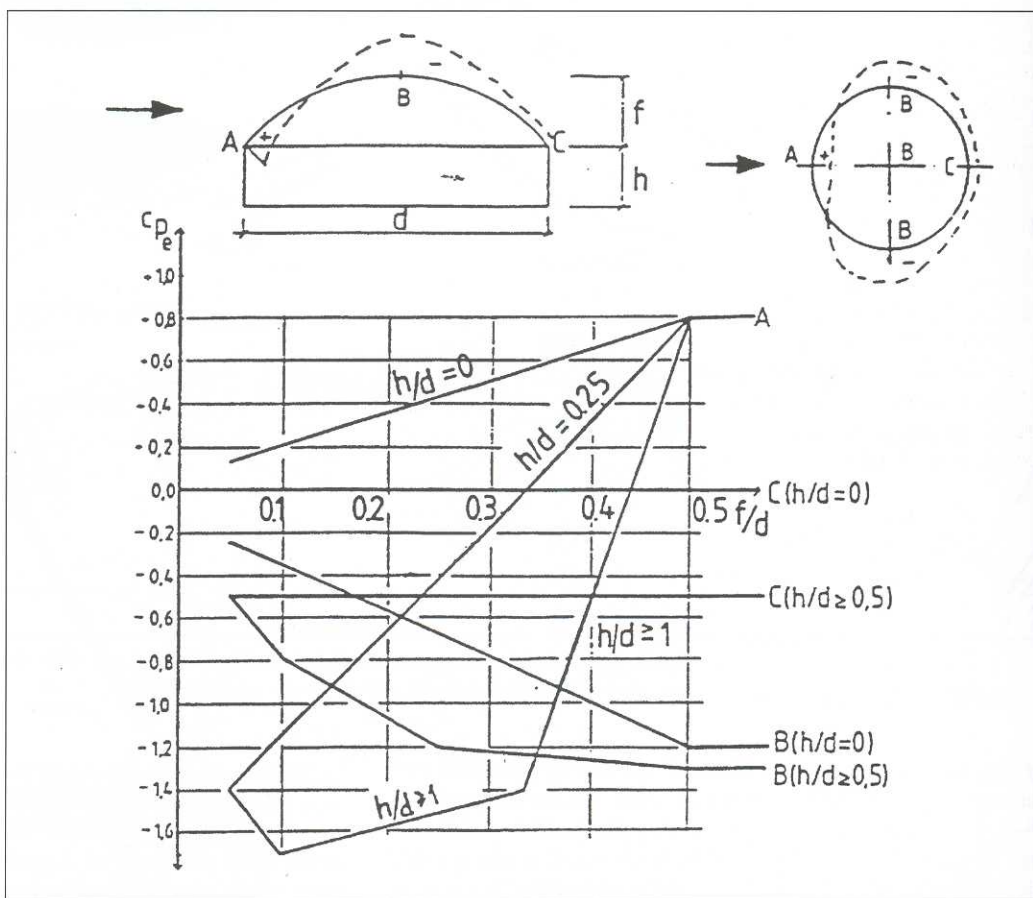


Fig. 7 - Coefficienti di pressione C_{10} secondo ECI.

Fig. 7 - Pressure coefficients C_{10} according to ECI.



L'allungamento elastico della membrana dovrà essere compensato, nel progetto esecutivo, mediante prove sperimentali del modulo di elasticità secante del materiale di copertura su campioni e metodologia biassiale.

Lungo i bordi inferiori viene disposto un particolare costruttivo costituito da un tubo perimetrale di carpenteria metallica rinforzato da setti portanti ogni 4 m in modo da permettere la realizzazione di una grondaia paraneve e presa d'aria per la ventilazione del tetto (fig. 8).

Sul bordo inferiore sono previste aperture per lo sfiato dell'aria calda.

tures and it is subjected to a uniform 10 kN/m prestressing.

The elastic elongation of the membrane must be compensated in the feasible project, through experimental tests of the secant modulus of elasticity of the covering material, carried out according to a biaxial methodology on samples.

A construction detail is placed all along the lower edges; it is composed of a steel structural work perimeter tube, reinforced by load-bearing separators set at 4 m from each other, in order to allow the assembly of a snow guard gutter and of an air intake for the ventilation of the roof. (Fig. 8)

The lower edge includes holes for warm air vents.

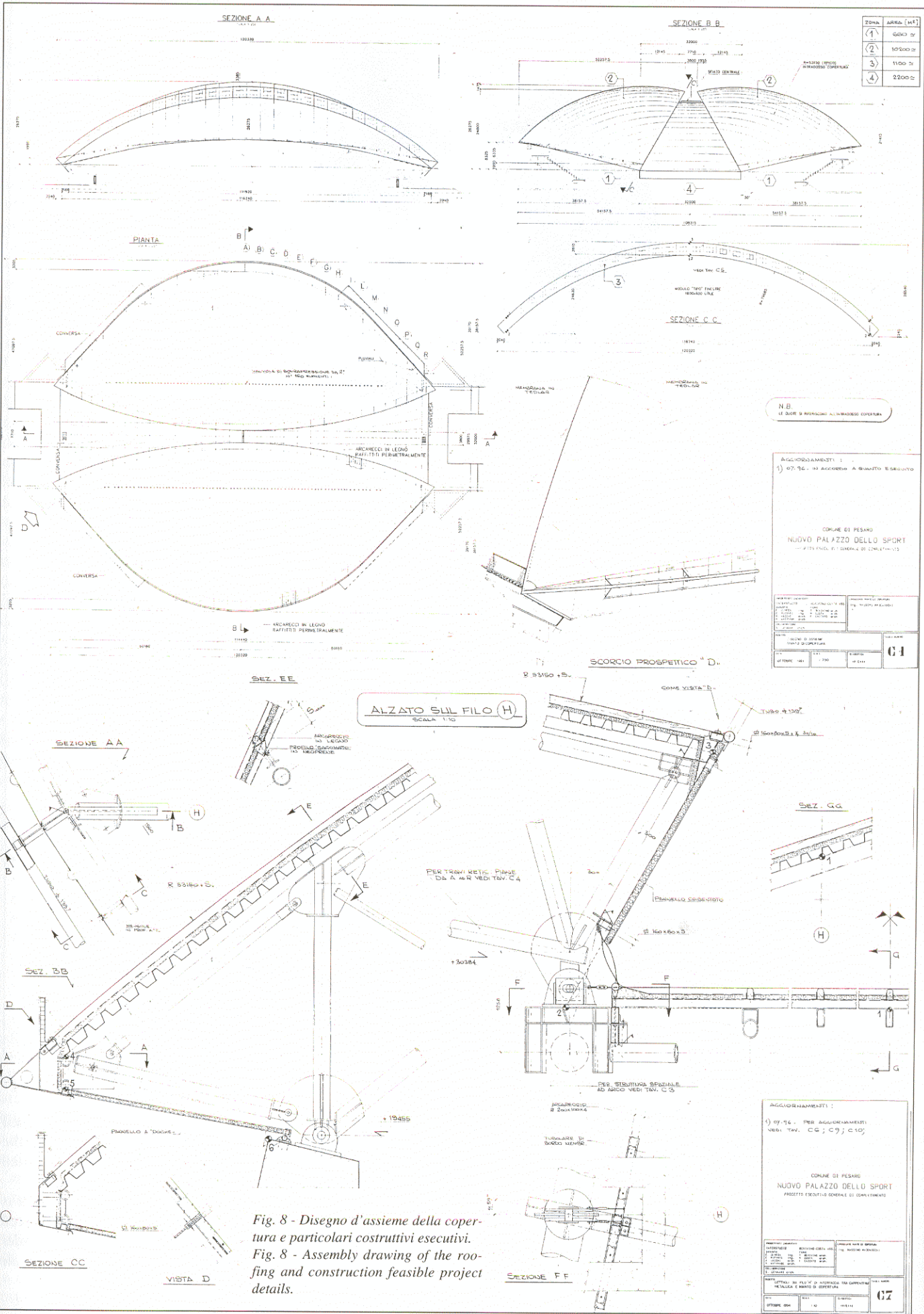


Fig. 8 - Disegno d'assieme della copertura e particolari costruttivi esecutivi.
Fig. 8 - Assembly drawing of the roofing and construction feasible project details.

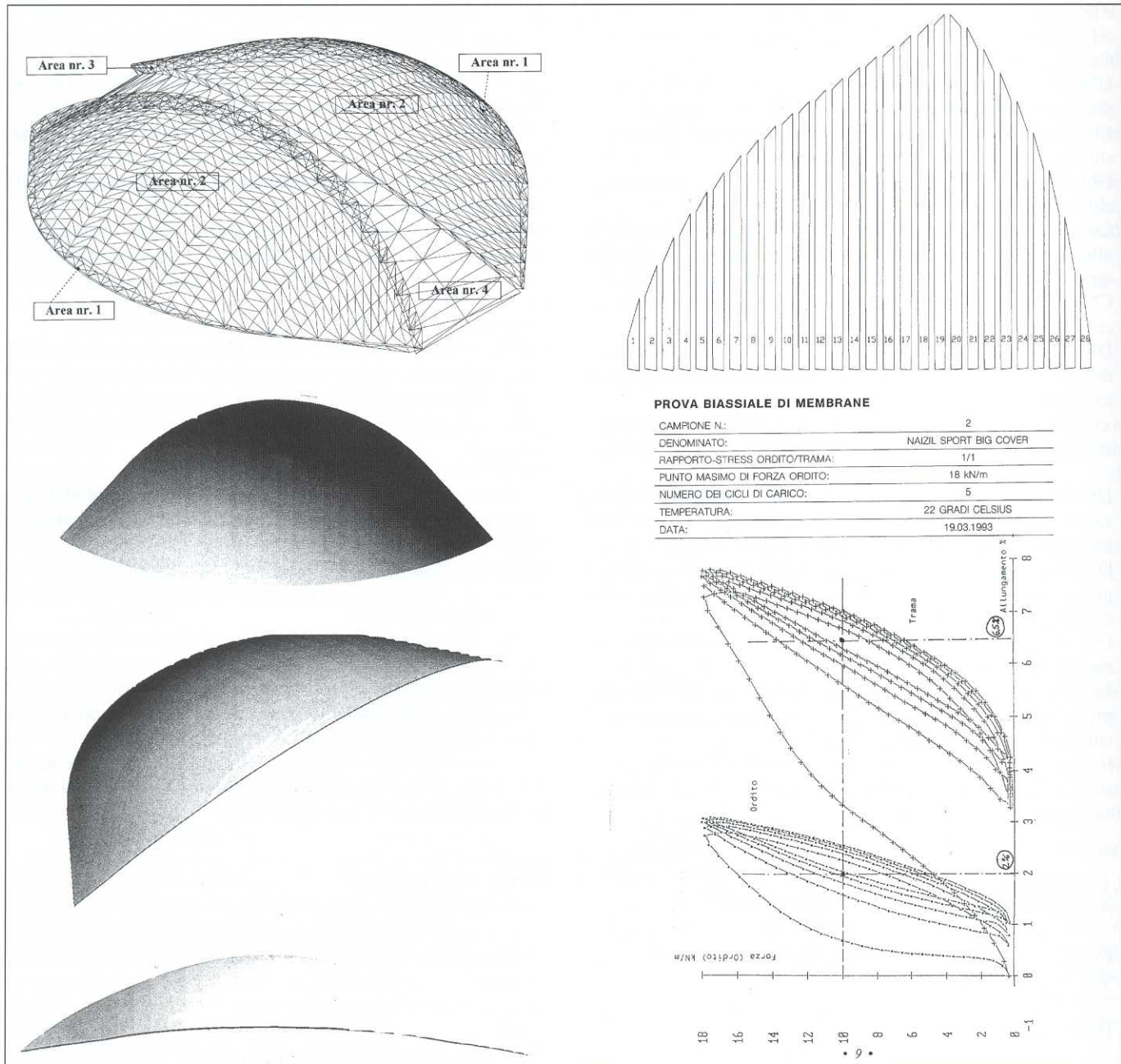


Fig. 9 - Topologia della copertura e legge costitutiva della membrana presollecitata.
 Fig. 9 - Roofing topology and constitutive law of the prestressed membrane.

La membrana di copertura dovrà essere tagliata e sagomata in modo da ottenere la superficie teorica determinata dalle condizioni geometriche al contorno e dalla pretensione (fig. 9). Considerati gli allungamenti elastici, la superficie della membrana dovrà essere rifinita a regola d'arte senza mostrare grinze locali e zone con debole pretensione. La pretensione dovrà essere garantita nel tempo considerando termini correttivi per includere il creeping a lungo termine. E' possibile considerare anche, in alternativa o in soluzione integrativa, una presollecitazione correttiva nel tempo, in accordo con il libretto di manutenzione ordinaria della copertura.

2. LA NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Durante le fasi di progettazione la normativa vigente era la seguente:

- Legge n. 1086 del 5 novembre 1971 "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale

The covering membrane must be cut and shaped in order to obtain a theoretical surface determined by the geometric states of the profile and by the pretension (Fig. 9). Taking into account the elastic elongation, the membrane surface must be workmanlike finished, without showing local wrinkles or areas with inadequate pretension. The durability of the pretension must be guaranteed, also considering amendments to include long-term creeping. Another alternative or additional solution to be considered is a long-term corrective prestressing, as specified by the routine maintenance manual of the covering.

2. REFERENCE REGULATIONS

The regulations in force during the planning stage were the following:

- Law No. 1086 5 November 1971: "Regulations governing works made of reinforced concrete mix, normal or prestres-

e precompresso, ed a struttura metallica".

- AISI 1973 "Manual for Structural Applications of Steel Cables for Buildings".
- DM 24 maggio 1982 "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- CNR 10012/85 "Istruzioni per la valutazione delle Azioni sulle Costruzioni".
- DM 24 gennaio 1986 "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche".
- Circolare M. LL. PP. 31 ottobre 1986 "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione di opere in cemento armato normale e precompresso e per strutture metalliche".
- CNR 10011/88 "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".
- DM 14 febbraio 1992 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche".

In corso d'opera la normativa è stata aggiornata con modifiche sostanziali specialmente per quanto riguarda l'analisi dei carichi:

- DM 9 gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e per le strutture metalliche".
- DM 16 gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- DM 16 gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Proposta di norma UNI "Tende-strutture, tenso-strutture, presso-strutture. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo, l'uso e la manutenzione".

Nei seguenti punti si farà riferimento comparativo tra le normative, utile per tutte le costruzioni eseguite nel periodo transitorio, come è il nostro caso.

3. I MATERIALI

- Acciaio da carpenteria secondo UNI 7070:
Fe 510 D con $\sigma_{amm} = 240 \text{ N/mm}^2$ e $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$.
- Collegamenti bullonati secondo UNI 3740:
Viti classe 8.8
classe 10.9
Dadi classe 6.S
classe 8.G
- Collegamenti saldati secondo UNI 10011 e specifiche IIS.
- Protezione dalla corrosione mediante zincatura a caldo, secondo UNI 5744.
- Funi: funi spirodali zincate
 $f_u \geq 1600 \text{ N/mm}^2$
Bulk factor: 0.74
Stranding factor: 0.84
Modulo di elasticità: $170 \pm 5 \text{ kN/mm}^2$.
- Conglomerato cementizio per strutture di fondazione:
Classe 300.
- Acciaio in barre ad aderenza migliorata per conglomerato cementizio:
FeB 44k controllato in stabilimento.

4. ANALISI DEI CARICHI

Il progetto ed il dimensionamento delle strutture del Palazzo dello Sport di Pesaro sono stati elaborati nel 1988, mentre il collaudo statico definitivo è stato eseguito nel luglio 1996. In questo notevole lasso di tempo la normativa italiana, relativa ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni, dei carichi e dei sovraccarichi, ha subito notevoli cambiamenti

sed, and with a steel structure".

- A.I.S.I. 1973: "Manual for Structural Applications of Steel Cables for Buildings".
- D.M. 24 May 1982: "General criteria for safety tests on constructions and on loads and overloads".
- C.N.R. 10012/95: "Instructions for the evaluation of: Actions on Constructions".
- D.M. 24 January 1986: "Technical specifications of aseismic constructions".
- Memorandum M.LL.PP. 31 October 1986: "Instructions related to the technical specifications for normal or prestressed reinforced concrete works and for steel structures".
- C.N.R. 10011/88: "Steel constructions. Instructions for the calculation, realization, inspection and maintenance".
- D.M. 14 February 1992: "Technical specifications for normal and prestressed r.c. works and for steel structures".

In the building period the regulations were updated with substantial amendments, especially as far as the load analysis is concerned.

- D.M. 9 January 1996: "Technical specifications for the calculation, the realization and inspection of normal and prestressed reinforced concrete structures and of metal structures".
- D.M. 16 January 1996: "Technical specifications related to General criteria for safety tests on constructions and on loads and overloads".
- D.M. 16 January 1996: "Technical specifications for constructions in seismic areas".
- UNI Bill: "Tent structures, tension structures, pressure structures. Instructions for the calculation, realization, operation and maintenance".

The following items include a comparative reference to the regulations, which is useful for all constructions carried out in a period of transition such as our case.

3. THE MATERIALS

- Steel structural work in compliance with UNI 7070
Fe 510 D with $\sigma_{amm} = 240 \text{ N/mm}^2$ and $f_y = 360 \text{ N/mm}^2$.
- Bolted joints in compliance with UNI 3740:
Screws class 8.8
class 10.9
Nuts class 6.S
class 8G
- Welded joints in compliance with UNI 10011 and I.I.S. specifications
- Corrosion protection through hot galvanizing, in compliance with UNI 5744
- Cables: Galvanized strand cables
 $f_u \geq 1600 \text{ N/mm}^2$
Bulk factor: 0.74
Stranding factor: 0.84
Modulus of elasticity: $170 \pm 5 \text{ kN/mm}^2$.
- Concrete mix for foundation structures:
Class 300
- Bar steel with enhanced bond for concrete mix:
FeB 44k plant tested.

4. LOAD ANALYSIS

The design and dimensioning of the structures of the Pesaro Indoor Stadium were developed in 1988, whereas the final static inspection was carried out in July 1996. In this considerable period of time, the applicable Italian regulations about the general criteria for safety tests on constructions, loads and overloads were amended with a dramatically different approach.

di impostazione filosofica adattandosi, con DM del 16 gennaio 1996, alle prescrizioni CEE contenute nell'Eurocodice 1. Il raccordo informativo ed in parte operativo tra le normative DM 12/2/1982 ed il DM 16/1/1996, concettualmente molto diverse, è stato fornito dalle istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni CNR 10012/85.

Tenendo conto, come rilevato da Melchers [2], che le incertezze maggiori sul grado di affidabilità delle strutture sono dovute alla valutazione dei carichi, nel presente progetto l'analisi dei carichi è stata svolta considerando le variazioni in atto elaborando, inoltre, analisi comparative con normative straniere già aggiornate.

4.1 Carichi permanenti

| | |
|--------------------------------|----------------------|
| Peso proprio struttura teorico | 800 N/m ² |
| Copertura | 350 N/m ² |
| Arcarecci | 50 N/m ² |
| Tecnologici | 100 N/m ² |

4.2 Carichi accidentali

4.2.1 Analisi statistica del carico neve q_s

Le norme tecniche italiane attualmente vigenti (DM 12/2/1982) prevedono per la Regione Marche un carico unitario di neve al suolo q_s non minore di:

$$q_s = 90 \text{ kg/m}^2 \quad \text{per } h \leq 300 \text{ m}$$

$$q_s = [90 + 0,15 (h - 300)] \text{ kg/m}^2 \quad \text{per } h \geq 300 \text{ m}$$

Tali istruzioni risultano sfavorevoli alla sicurezza.

Esistono, peraltro, le "Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni", predisposte dal CNR in data 19/4/1985. Tali istruzioni prevedono per la zona I un carico unitario di neve q_s pari a:

$$q_s = \mu \alpha_r q_{os}$$

con:

$$q_{os} = (900 + 2,4 h) \text{ N/m}^2 \quad \text{per } h \leq 750 \text{ m}$$

q_{os} è definito "carico con periodo di ritorno $T_o = 50$ anni, per unità di superficie orizzontale".

L'espressione proposta dalle CNR-UNI 10012-85 è discutibile e lacunosa specialmente nella definizione del valore caratteristico dell'azione della neve al suolo, valore indispensabile per eseguire le analisi statiche. Inoltre i valori del carico di progetto ottenibili non sono omogenei con quelli forniti da altre normative estere per le stesse latitudini.

A questo proposito sarebbe utile un'analisi statistica sul carico della neve da assumere in fase di progetto per una località delle Marche situata ad una quota attorno ai 100 m sul livello del mare.

Da questa indagine si potrebbe ottenere il valore caratteristico del carico della neve al suolo, definito quale valore argomentale q_{To} con un prefissato periodo medio di ritorno T_o , per una località situata a quota 100 m sul livello del mare.

In questa fase progettuale, in mancanza dei dati statistici, si assume a favore della sicurezza il carico neve:

$$q_s = 1200 \cdot \mu \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Tenendo in considerazione i valori caratteristici proposti da altre normative ed il grado di incertezza esistente durante lo svolgimento del progetto derivante dalla loro notevole dispersione, è stato deciso di adottare a favore di sicurezza il valore di (μ) unitario.

La Commissione di Vigilanza nel giugno 1996 chiedeva ai progettisti una relazione sinottica per controllare se i carichi della neve fossero in accordo con quanto prescritto nel DM 16/1/1996.

Il valore di riferimento del carico neve al suolo, secondo l'ultimo decreto, per la zona di costruzione risulta essere di 1,6 kN/m², con un incremento del 77% rispetto al precedente

ch and formulation, in order to comply, introducing the M.D. 16 January 1996, to EEC provisions included in the EC No. 1. The link between the regulations D.M. 12/2/1982 and D.M. 16/1/1996, whose underlying concepts are very different, was provided, with regard to the information and partly to the feasible project, by the instructions for the evaluation of the actions on constructions CNR 10012/85.

Considering that, as Melchers has pointed out (2), that the most relevant uncertainties about the reliability level of the structures are due to load evaluation, in this project the load analysis was carried out by taking into account existing variations and also by developing comparative analyses with up-to-date regulations in foreign countries.

4.1 Permanent loads

| | |
|----------------------------|----------------------|
| Structure design dead load | 800 N/m ² |
| Covering | 350 N/m ² |
| Purlines | 50 N/m ² |
| Technological | 100 N/m ² |

4.2 Incidental loads

4.2.1 Statistical analysis of the snow load q_s

The Italian technical regulations in force (D.M. 12/2/1982) establish for the Marche region a ground snow unit load q_s not less than:

$$q_s = 90 \text{ kg/m}^2 \quad \text{for } h \leq 300 \text{ m}$$

$$q_s = [90 + 0.15 (h - 300)] \text{ kg/m}^2 \quad \text{for } h \geq 300 \text{ m}$$

These indications prove to be inadequate for safety reasons. The "Instructions for the evaluation of actions on constructions" are also available, issued by CNR on 19/4/1985. These instructions establish for area I a snow unit load q_s equal to:

$$q_s = \mu \alpha_r q_{os}$$

where:

$$q_{os} = (900 + 2.4 h) \text{ N/m}^2 \quad \text{for } h \leq 750 \text{ m}$$

q_{os} is defined as "a load with a return period $T_o = 50$ years per horizontal surface unit".

The expression proposed by CNR-UNI 10012-85 is questionable and defective, especially when determining the characteristic value of the ground action of the snow, which is an essential value for carrying out static analyses. Moreover, the values of the design load that can be obtained are not consistent with those provided by other foreign regulations applicable to the same latitude.

In this respect, it would be useful to have a statistical analysis on the snow load to be assumed in the design stage for a location in the Marche region which is at an altitude of about 100 m above sea level.

On the basis of this study, it would be possible to obtain the characteristic value of the ground snow load, defined as a hypothetical value q_{To} , with a predetermined mean return period T_o , for a location at an altitude of 100 m above sea level.

In this design stage, since statistical data are not available, for safety's sake the following snow load is assumed:

$$q_s = 1200 \cdot \mu \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Taking into consideration the characteristic values included in other regulations and the existing uncertainty level during the development of the project, due to their considerable scattering, it was determined to adopt the unit value (μ) for safety reasons.

In June 1996 the Committee of Inspection requested the designers a synoptic report in order to check whether the snow loads were in accordance with the provisions of D.M. 16/1/1996.

The ground snow load reference value, according to the latest

del 1982. Considerando che in questo caso il valore caratteristico del carico neve è stato ottenuto su un periodo di ritorno di 200 anni con affidabilità statistica nota, è stato possibile adottare il coefficiente di distribuzione pari a 0,8. Il carico effettivo, uniformemente distribuito sulla copertura, risulta secondo l'attuale normativa di 1,28 kN/m², in accordo con le previsioni "intuitive" fatte precedentemente.

4.2.2. Analisi statistica della velocità di riferimento del vento V_{ref}

L'importanza dell'opera e le caratteristiche del sistema strutturale di copertura concorrono all'esigenza di un accurato esame degli effetti prodotti dal vento.

Per un tale esame è richiesta un'attendibile definizione di un "modello locale del vento" che comprende:

- la valutazione della struttura del vento indisturbato;
- la determinazione della distribuzione delle pressioni esercitate dal vento sulla costruzione.

La struttura del vento risulta univocamente determinata dal profilo della velocità media e dalla densità spettrale di potenza incrociata della turbolenza atmosferica.

La velocità media del vento è a sua volta definita dalla intensità della velocità e dalla forma del profilo.

I criteri per la determinazione della struttura del vento sono, in forma molto semplificata, ufficializzati nella più recente normativa specifica nazionale: le istruzioni del CNR 10012/85 "Azioni sulle costruzioni". A queste si è fatto riferimento per i valori numerici di alcuni parametri che definiscono il modello del vento.

La velocità media del vento V_z (in m/s) è espressa dalla relazione (CNR-UNI 10012/85 sulle "Azioni sulle costruzioni"):

$$V_z = V_{ref} \cdot \alpha_t \cdot \alpha_r \cdot \alpha_z$$

dove per V_{ref} , valore della velocità media del vento in un intervallo di 10 minuti primi misurata a 10 m dal suolo, la normativa assume per ogni direzione un valore di 30 m/s, che per il sito in esame appare troppo elevato. A questo proposito sono state eseguite le necessarie indagini statistiche relative all'intensità e direzione del vento per il sito di costruzione, avvalendosi dei dati forniti dal "Centro nazionale di meteorologia e climatologia aeronautica" dell'Aeronautica Militare.

I dati di ventosità rilevati nel periodo 1951-1978 relativi ai valori massimi annuali V_M (m/s) della velocità media del vento con settori di provenienza di 30° di ampiezza sono stati sottoposti ad analisi statistica, attribuendo alla variabile campionata V_M la legge distributiva cumulativa di Gumbel

$$F(V_M) = \exp \{ - \exp [-(V_M - U) / a] \}$$

dalla quale si deduce la relazione tra il generico evento massimo annuale V_t ed il corrispondente periodo di ritorno t (in anni)

$$V_t = U - a \ln [-\ln (1-1/t)]$$

In funzione della qualità e quantità di registrazioni relativamente esigue, l'analisi statistica è stata correlata con l'analisi cosiddetta "parent" su misure mensili e giornaliere ottenute ad intervalli di 6 ore. I risultati ottenuti forniscono per $T_0 = 50$ anni il valore

$$V_{ref} = 27.50 \text{ m/s}$$

In accordo con le CNR-UNI 10012/85 si adotta:

$$\alpha_t \text{ (coefficiente di topografia)} = 1$$

$$\alpha_r \text{ (coefficiente di ritorno)} = 1$$

mentre per il coefficiente di profilo α_z si considera la zona di costruzione appartenente alla categoria 2 di rugosità per direzioni del vento: 0°, 30°, 60°, 90°.

Considerando $z_{ref} = 20.00$ m (a favore della sicurezza) dalla relazione:

decrea, is 1.6 kN/m² for the building area, with an increase of 77% if compared to the previous decree of 1982. Considering that in this case the characteristic value of the snow load was obtained for a 200 year return period with known statistical reliability, it was possible to adopt a distribution coefficient equal to 0.8. The actual load, evenly distributed on the roofing, complies with the current regulation value of 1.28 kN/m², and corresponds to the "intuitive" forecasts previously made.

4.2.2 Statistical analysis of the reference wind speed V_{ref}

Both the importance of this work and the structural roofing system specifications result in the need for an accurate study of the effects caused by the wind.

In order to conduct such a study a reliable definition is required for a "local wind model" which includes:

- an analysis of the structure of undisturbed wind;
- determining the distribution of pressures produced by the wind on the construction.

The wind structure is determined in a univocal way by the average profile speed and by the cross power spectral density of the air turbulence.

The average speed of the wind is in its turn determined by the speed intensity and by the shape of the profile.

The criteria for determining the wind structure are set forth, in a very simplified form, in the recent specific National regulations: the instructions of CNR 10012/85 "Actions on constructions". These were the reference for the numerical values of some parameters used to describe the wind model.

The average wind speed V_z (m/s) is defined in the report (CNR-UNI 10012/85 "Actions on constructions"):

$$V_z = V_{ref} \cdot \alpha_t \cdot \alpha_r \cdot \alpha_z$$

where the regulation assumes for V_{ref} a 30 m/s value for each direction, i.e. the value of the average wind speed in a 10 minute interval, measured at 10 m from the ground level, which seems too high for the location examined. In this respect, the required statistical analyses of wind force and direction for the building site were carried out using the data provided by the "Centro Nazionale di meteorologia e climatologia aeronautica" (National Institute for Aeronautical Meteorology and Climatology) of the Italian Air Force.

The windiness data collected in the period from 1951 to 1978 and referred to the maximum annual values V_M (m/s) of the average wind speed with a 30° amplitude direction sector, were submitted to a statistical analysis, by applying Gumbel's distributive cumulative law to the sampling variable V_M

$$F(V_M) = \exp \{ - \exp [-(V_M - U) / a] \}$$

hence the relation between the generic maximum annual event V_t and the corresponding return period t (years) is deduced:

$$V_t = U - a \ln [-\ln (1-1/t)]$$

Because of the relatively scarce number and quality of recorded data, the statistical analysis was correlated with the so-called "parent" analysis of monthly and daily measurements, collected at 6 hour intervals. The results obtained, assuming $T_0 = 50$ years, give the value

$$V_{ref} = 27.50 \text{ m/s}$$

In compliance with CNR-UNI 10012/85 the following coefficients were adopted:

$$\alpha_t \text{ (topography coefficient)} = 1$$

$$\alpha_r \text{ (return coefficient)} = 1$$

whereas for the profile coefficient α_z the building area is considered as belonging to class 2 centre-line height for wind direction at 0°, 30°, 60°, 90°.

Assuming $z_{ref} = 20.00$ m (for greater safety), from the relation

$$\alpha_z = K \ln (z/z_0)$$

si ottiene

$$\alpha_z = 1.138 \text{ (2ª categoria } K = 0.19 - z_0 = 0.05).$$

Finalmente si giunge ad ottenere i seguenti valori di progetto:

- velocità cinetica media
 $V_z = 31.295 \text{ m/s}$ (2ª categoria)
- pressione cinetica media
 $p_z = 612 \text{ N/m}^2$ (2ª categoria)
- pressione globale statica equivalente.

Considerando che il sistema strutturale presenta un comportamento molto vicino a quello elastico lineare e che il sistema è riconducibile ad un modello orizzontale, è possibile ottenere un coefficiente dinamico e pertanto adottare, per il calcolo della pressione statica equivalente, il metodo del coefficiente di raffica. Dalle CNR-UNI 10012/85 (p. 5.5 e seguenti), si determina che la struttura può essere considerata rigida, ottenendo $\alpha_d = 1.1$.

Si ricavano pertanto i seguenti coefficienti di raffica:

$$G = 1.99, \text{ per la categoria 2}$$

$$(I = 0^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ, 120^\circ, 150^\circ, 180^\circ).$$

Le pressioni globali statiche equivalenti sono:

$$W = p \cdot G \cdot C_p = 1220 \cdot C_p \text{ N/m}^2 \text{ per la categoria 2}$$

dove nella valutazione dei C_p sono stati considerati i valori proposti dalle istruzioni stesse relativamente alle coperture curve (p. 5.4)

4.3 Azioni dinamiche

Il sistema strutturale di copertura è soggetto ad azioni dinamiche indotte dal sisma e dal vento.

La costruzione si trova in zona sismica di II categoria. E' da notare che l'azione dinamica prodotta dall'azione fluttuante del vento è predominante ai fini delle verifiche strutturali.

4.3.1 Azione sismica

Ai fini di una analisi sismica può essere associato un grado di sismicità $S = 9$; i parametri sismici associati alle caratteristiche della costruzione sono:

| | |
|--|------------|
| coefficiente di intensità sismica | $c = 0.07$ |
| coefficiente di risposta | $R = 1$ |
| coefficiente di fondazione | $e = 1$ |
| coefficiente di struttura | $b = 1$ |
| coefficiente di protezione sismica | $I = 1.2$ |
| coefficiente di riduzione del sovraccarico | $s = 0.33$ |

4.3.2 Analisi modale nella dinamica sismica della struttura ad arco

In accordo con la normativa in vigore è stata eseguita l'analisi dinamica sismica della struttura di copertura mediante sovrapposizione modale con il metodo dello spettro di risposta.

L'accelerazione spettrale considerata è:

$$a/g = C \cdot R \cdot e \cdot b \cdot I$$

per l'azione sismica orizzontale.

4.3.3 Risultati dell'analisi modale

Dalle analisi frequenziali si ottengono i risultati illustrati in Tab. I.

Dall'analisi dei risultati ottenuti si deduce come previsto che le combinazioni statiche a tutto carico risultano più gravose ai fini della verifica strutturale rispetto alle combinazioni dinamiche sismiche, data la riduzione statistica del carico accidentale e la modesta sismicità della zona di costruzione.

$$\alpha_z = K \ln (z/z_0)$$

it is possible to obtain:

$$\alpha_z = 1.138 \text{ (class 2 } K = 0.19 - z_0 = 0.05)$$

Finally, the following design values can be obtained:

- average kinetic speed
 $V_z = 31.295 \text{ m/s}$ (class 2)
- average kinetic pressure
 $p_z = 612 \text{ N/m}^2$ (class 2)
- equivalent overall static pressure

Taking into account the fact that the structural system has almost a linear elastic behaviour and that the system is referable to a horizontal model, it is possible to obtain a dynamic coefficient and therefore to adopt the gust coefficient method for the evaluation of the equivalent static pressure. From CNR-UNI 10012-85 (p. 5.5 and following), it is determined that the structure can be considered as rigid, thus obtaining $\alpha_d = 1.1$.

The following gust coefficients are therefore calculated:

$$G = 1.99, \text{ for class 2}$$

$$(I = 0^\circ, 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ, 120^\circ, 150^\circ, 180^\circ).$$

The equivalent overall static pressures are:

$$W = p \cdot G \cdot C_p = 1220 \cdot C_p \text{ N/m}^2 \text{ for class 2}$$

where in the calculation of C_p the values set forth in the instructions with respect to curved covering systems themselves were considered (p. 5.4).

4.3 Dynamic actions

The roofing structural system undergoes dynamic actions caused by seismic waves and by the wind. The construction is located in a class II seismic area.

It must be pointed out that as far as the structural tests are concerned, the dynamic action produced by the fluctuating action of the wind is predominant.

4.3.1 Seismic action

In order to carry out a seismic action analysis, a seismic level $S = 9$ can be used; the seismic parameters related to the construction requirements are:

| | |
|---------------------------------|------------|
| seismic intensity coefficient | $c = 0.07$ |
| response coefficient | $R = 1$ |
| foundation coefficient | $e = 1$ |
| structure coefficient | $b = 1$ |
| aseismic protection coefficient | $I = 1.2$ |
| overload reduction coefficient | $s = 0.33$ |

4.3.2 Modal analysis in the seismic dynamics of the arch structure

In compliance with current regulations, the seismic dynamics analysis of the roofing structure was carried out, through a modal superimposition with the response spectrum method.

The spectral acceleration considered is:

$$a/g = C \cdot R \cdot e \cdot b \cdot I$$

for the horizontal seismic action.

4.3.3 Modal analysis results

From the frequency analyses the results of Table I can be obtained.

On the basis of the results obtained it is deduced - as forecast - that the static combinations with a full load are more severe for the structural tests than the dynamic seismic combinations, due to the statistical reduction of the incidental load and the low seismicity of the building area.

| Modo | Autovalore | Frequenza | Periodo | Coefficiente |
|------|------------|---------------------|--------------|----------------------|
| Mode | Eigenvalue | Frequency [rad/sec] | Period [sec] | Response coefficient |
| 1 | 39.605 | 1.002 | 0.998406 | 0.8629 |
| 2 | 47.606 | 1.098 | 0.910642 | 0.9175 |
| 3 | 92.625 | 1.532 | 0.652853 | 1.0000 |
| 4 | 145.899 | 1.922 | 0.520180 | 1.0000 |
| 5 | 165.840 | 2.050 | 0.487905 | 1.0000 |
| 6 | 176.246 | 2.113 | 0.473282 | 1.0000 |
| 7 | 328.611 | 2.885 | 0.346608 | 1.0000 |

Tab. I - Primi autovalori frequenze e periodi della struttura.
Table I - First eigenvalues, frequencies and structure periods.

5. STRUCTURAL ANALYSIS AND RESULTS

The structural calculations were carried out by using the program "WinStrand 7.1". This program uses linear geometrical and mechanical finite element solver (Table II).

6. THE TESTS

The tests are carried out according to the admissible stress method, in compliance with the provisions of CNR 10011/88. During the final inspection, moreover, resistance limits tests were carried out, as specified by EC3.

Tab. II - Spostamento dei nodi di estradosso in mezzzeria dell'arco.
Table II - Displacements of upper nodes in the arch centre line.

| Spostamenti nodali (Node displacement) | | | | | Nodo (Node) 194 | | | |
|--|-------|---------|---------|----------|-----------------|---------|---------|-------------------------------|
| Nodo | Comb. | Ux | Uy | Uz | Rx | Ry | Rz | |
| Node | Comb. | [cm] | [cm] | [cm] | [rad.] | [rad.] | [rad.] | |
| 194 | 1 | -0.0022 | -0.0341 | -4.5879 | 0.00014 | 0.00000 | 0.00000 | : Pesi propri (Dead loads) |
| 194 | 2 | -0.0078 | -0.0671 | -8.9845 | 0.00026 | 0.00001 | 0.00000 | : Neve totale (Tptal snow) |
| 194 | 3 | -1.4958 | 0.0039 | -10.4809 | 0.00025 | 0.00186 | 0.00003 | : Neve asim. x (Asym. snow x) |
| 194 | 4 | -0.0080 | -0.4746 | -9.7560 | -0.00196 | 0.00001 | 0.00000 | : Neve asim. y (Asym. snow y) |
| 194 | 5 | -0.2888 | -0.0593 | 2.9566 | 0.00000 | 0.00032 | 0.00000 | : Vento x (Wind x) |
| 194 | 6 | 0.0062 | 0.0092 | 2.6607 | 0.00002 | 0.00000 | 0.00000 | : Vento y (Wind y) |

5. ANALISI STRUTTURALE E RISULTATI

Il calcolo strutturale è stato condotto utilizzando il programma "WinStrand 7.1". Il programma utilizza per la soluzione il metodo degli spostamenti in campo di linearità geometrica e meccanica (Tab. II).

6. LE VERIFICHE

Si eseguono le verifiche mediante il metodo delle tensioni ammissibili, in accordo con le istruzioni CNR 10011/88 (Tab. III). Durante il collaudo finale sono state eseguite anche le verifiche agli stati limite secondo EC3.

```

STAMPA FILE                                e=N/A q Mx/Wx q My/Wy                                PREC EXIT NEXT
-----
VERIFICA ELASTICA
COMB : 2
Nmax : 254116 [kg]      eN .... : 1452.09 [kg/cmq]  TipoVer:
MxMax: 10714 [kgm]     eMx .... : 566.90 [kg/cmq]  N/A... : [
MyMax:  7928 [kgm]     eMy .... : 419.48 [kg/cmq]  Mx/Wx. : [
                          eTotMax : 2438.47 [kg/cmq]  My/Wy. : [

COMB : 5
Nmax : 354 [kg]        eN .... : 2.02 [kg/cmq]    TipoVer:
MxMax: 322 [kgm]      eMx .... : -17.02 [kg/cmq]   N/A... : [
MyMax: 395 [kgm]      eMy .... : -20.91 [kg/cmq]  Mx/Wx. : [
                          eTotMax : -35.90 [kg/cmq]  My/Wy. : [

----- ASTA DAL NODO 49 AL NODO 55 -----
Luce.: eeeeepes        Profilo : TUBO 457.2x12.5  Ribalta 1-2 >< 1-3
      : 4.07 [m]        a 1-2... : 1.00                  a 1-3 : 1.00
Sez.: 1                Curva... : a                      Area : 175.00
Jx... : 43203.00 [cm^4] Wx..... : 1890.00 [cm^3]       ix : 15.71 [cm]
Jy... : 43203.00 [cm^4] Wy..... : 1890.00 [cm^3]       iy : 15.71 [cm]
FE... : 510 [cm^4]     e amm ... : 2400.00 [kg/cmq]   e sner : 3600.00

STAMPA FILE                                PREC EXIT NEXT
-----
VERIFICA INSTABILITA PIANO 1-2
a 1-2: 1.00           Snellez.: 25.91          w 1-2 : 1.05
                          N. Calas: 0              TipoVer: Pr. Sing
Nmax : 254475 [kg]    eN .... : 1525.70 [kg/cmq]  COMB.. : 2

VERIFICA INSTABILITA PIANO 1-3
a 1-3: 1.00           Snellez.: 25.91          w 1-3 : 1.05
                          N. Calas: 0              TipoVer: Pr. Sing
Nmax : 254475 [kg]    eN .... : 1525.70 [kg/cmq]  COMB.. : 2

STAMPA FILE                                e=N/A q Mx/Wx q My/Wy                                PREC EXIT NEXT
-----
VERIFICA A PRESSO FLESSIONE
a 1-2: 1.00           Snellez.: 25.91          w 1-2 : 1.05
                          eEuler... : 30866.06
a 1-2: 1.00           Snellez.: 25.91          w 1-3 : 1.05
                          eEuler... : 30866.06

COMB : 2
Nmax : 254475 [kg]    eN .... : 1526 [kg/cmq]    TipoVer:
MxMax: 5032 [kgm]    eMx .... : 286.49 [kg/cmq]  wN/A... : [
MyMax: 3171 [kgm]    eMy .... : 180.55 [kg/cmq]  Mx'/Wx' : .6Ma-.4Mb
                          eTotMax : 1992.74 [kg/cmq]  My'/Wy' : .6Ma-.4Mb
    
```

Tab. III - Verifica delle aste dell'arco principale.
Table III - Tests for the bars of the main arch.

BIBLIOGRAFIA / REFERENCES

- [1] Majowiecki, M.: "Conceptual design, experimental and theoretical analysis, detailing and performance of long span lightweight structural systems", Lightweight structures in civil engineering, Warsaw, Poland, September 25-29, 1995.
- [2] Melchers, R. E.: "Structural reliability", Elley Horwood Ltd, 1987.

NUOVO PALAZZO DELLO SPORT DI PESARO / NEW INDOOR STADIUM IN PESARO

• PROGETTO / DESIGN

Progetto architettonico / *Architectural design:*

| | | | |
|-------------|--|-------------------------------------|--------|
| Interstudio | Y. Watanabe, archt. A. Vecchi, archt. | R. Olmeda, eng. C. Ripanti, eng. | Pesaro |
| | Collab.: S. Gennari, archt. | | |

| | | | |
|-------------------------------------|---|--|------|
| Bevivino-Costa Architetti Associati | T. Bevivino, archt. M. Costa, archt. F. Cazzato, archt. | | Rome |
| | Collab.: E. Fulfaro, archt. | | |

| | | | |
|---|---|--|------------------------------|
| Progetto strutturale / <i>Structural design</i> | Prof. M. Majowiecki, eng. (roofing structures) E. Olmeda and C. Ripanti, eng. (reinforced concrete structures) Prof. A. Bucchi, eng. (consulting eng. for foundation works) | | Bologna Pesaro Bologna |
|---|---|--|------------------------------|

| | | | |
|--|---|--|-------------------|
| Progetto impianti tecnologici / <i>Technological systems design:</i> | Prof. Raffellini, eng. Studio Progea | G. Uguccioni, eng. R. Girelli, eng. | Bologna Pesaro |
|--|---|--|-------------------|

| | | | |
|--|-------------------|--|--|
| Direzione lavori / <i>Supervision of construction:</i> | A. Vecchi, archt. | | |
|--|-------------------|--|--|

| | | | |
|--|----------------------------------|--|--|
| Direzione artistica / <i>Artistic supervision:</i> | T. Bevivino and M. Costa, archt. | | |
|--|----------------------------------|--|--|

• REALIZZAZIONE / REALIZATION

| | | | |
|---------------------------|------------------------|--------------------------------|----------------|
| I Fase / <i>1st stage</i> | "Palapesaro" Syndicate | Bonatti s.p.a. Sigla s.p.a. | Parma Forlì |
|---------------------------|------------------------|--------------------------------|----------------|

| | | | |
|----------------------------|-------------------|--|---|
| II Fase / <i>2nd stage</i> | "Palas" Syndicate | Montagna s.r.l. Bertozzini s.p.a. Mulazzani s.p.a. I.M.P.E. s.a.s. Girometti impianti S.C. Zolfanelli s.n.c. A. Bartolucci s.r.l. Gallinelli impianti | Pesaro Pesaro Pesaro Urbania Pesaro Pesaro Pesaro Pesaro |
|----------------------------|-------------------|--|---|

| | | | |
|--|-----|--|------------|
| Carpenteria metallica / <i>Steel construction:</i> | CFM | | Freto (Mo) |
|--|-----|--|------------|

• COLLAUDI / INSPECTION

| | | | |
|--|---|--|------------------------------|
| Commissione di collaudo amministrativo / <i>Administration Inspection Board:</i> | A. Foschini M. Pecsante C. Morales, eng. R. Moccia | | Rome Rome Rome Rome |
|--|---|--|------------------------------|

| | | | |
|--|--|--|-------------------------------------|
| Commissione di collaudo statico / <i>Static Inspection Commission:</i> | Prof. F. Ossola, eng. F. Palatroni, eng. S. Nicoletti, eng. A. Caturani, eng. (1st stage) | | Turin Pesaro Pesaro Pesaro |
|--|--|--|-------------------------------------|

| | | | |
|---|-------------------|--|--------|
| Collaudo tecnico funzionale opere impiantistiche / <i>Technical and functional inspection of systems:</i> | R. Vianello, eng. | | Pesaro |
|---|-------------------|--|--------|