Ingegneri Padova

Notizie

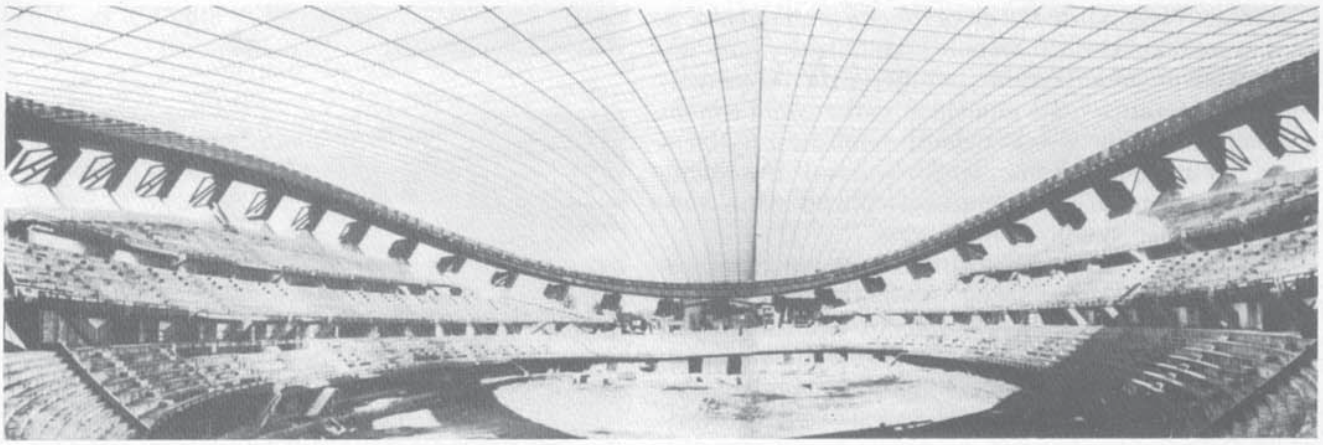
Articolo monografico allegato al
N. 7 / Luglio 1988

Dalle conferenze tenute nella giornata di studio su "Attualità delle tensostrutture e tensostrutture attuali" il 13 maggio 1988 dai proff. ingg. Vittorio Nascè, Giorgio Romaro e Bernardo Schrefler presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Padova

PALASPORT DI MILANO

progetto strutturale 1971-72, realizzazione, esercizio, collasso, attività tecniche dopo il collasso

Giorgio Romaro



Sommario

Dopo il benvenuto ai relatori ed ai convenuti da parte del presidente del Collegio degli ingegneri della provincia di Padova, Giancarlo Ravagnan, che in breve, ma con chiarezza e completezza, ha simpaticamente presentato i relatori e quindi l'argomento della giornata inquadrandolo nel programma culturale

del Collegio, ha preso la parola Giorgio Romaro che ha messo in luce l'uso delle tensostrutture dai tempi più remoti ricordando peraltro la presa di coscienza ingegneristica recente che ha permesso la realizzazione di quelle grandi strutture che sono i ponti sospesi e le tensocoperture. Il relatore ha proseguito fornendo succinte informazioni sulle funi, sia sulla loro formazione e caratteristiche peculiari, sia sulla soluzione dei modelli statici elementari con metodi approssimati, infine ha parlato del proprio progetto strutturale della copertura del Palasport di Milano del 1971-72, della realizzazione di questo progetto, delle manutenzioni e dei controlli previsti (e non attuati), del collasso di queste strutture in concomitanza a numerose concause che peraltro non riuscirono a provocarne il crollo, delle attività tecniche promosse dalla proprietà (il CONI) dopo il collasso.
Delle attività tecniche promosse invece dall'impresa costruttrice (Le Condotte) ed in particolare del progetto di ricostruzione ha parlato diffusamente Vittorio Nascè, che insieme al collega Giorgio Romaro sono i responsabili strutturali del progetto di ricostruzione della copertura del Palasport di Milano presentato dalla Società Condotte al CONI e dal CONI stesso pretestuosamente respinto adducendo come motivo inesistenti macroscopici errori di progettazione, comprovati da una relazione tecnica, completamente non pertinente, in base alla quale le sollecitazioni flessionali dell'anello di bordo in presenza di neve risulterebbero superiori di oltre il 50% e le deformate dello stesso anello, superiori di circa il 100% a quelle calcolate in progetto.
Il relatore, senza soffermarsi su questo atteggiamento del CONI che era già stato trattato e chiarito nella precedente relazione di Giorgio Romaro, ha messo invece in risalto oltre che la sicurezza e la funzionalità, l'originalità del progetto che sottendendo la rete su di un bordo in acciaio, assialmente rigido, ma diametralmente flessibile, si differenzia nel comportamento statico delle analoghe realizzazioni che invece sottendono la rete su bordi rigidi sia assialmente che diametralmente, bordi realizzati in cemento armato normale e precompresso e forniti molto spesso di vistosi speroni di bloccaggio.
Il relatore ha anche illustrato chiaramente i notevoli miglioramenti tecnici del nuovo progetto rispetto a quello del 1971-72, miglioramenti che furono resi possibili dall'uso di programmi di disegno automatico, dalla previsione di mezzi di sollevamento più potenti e soprattutto dall'esperienza che si era acquisita dall'osservazione dell'esercizio e del collasso della prima copertura.
Tra le due relazioni di Giorgio Romaro e Vittorio Nascè ha parlato Bernardo Schrefler che fornì il programma di calcolo per la verifica automatica delle strutture e che del programma curò in ambedue i progetti la corretta applicazione.

Il relatore ha ripercorso la storia della ricerca scientifica per questo tipo di programmi, storia alla quale egli ha partecipato in prima persona poiché nel 1972 i programmi adatti alla verifica automatica di reti di funi erano veramente pochi. Il Relatore ha anche sottolineato la diversità con i tempi attuali; oggi infatti vi sono numerosi programmi di biblioteca che possono con opportuni accorgimenti permettere di verificare reti di funi sottese anche su bordi diametralmente flessibili.
In questo articolo monografico si riassumono le notizie che sono state date ai partecipanti sulle vicende tecniche della copertura del Palasport di Milano: progetto strutturale 1971-72, realizzazione, esercizio, collasso, attività tecniche promosse dalla ditta costruttrice: richiesta di accertamento tecnico preventivo e incarico del progetto di ricostruzione, attività tecniche promosse dalla proprietà per mezzo di una commissione "Super partes" eletta soltanto da una parte (la proprietà).

1. Progetto 1971-72 e sua realizzazione

2

3

1.1. Dati di progetto, descrizione delle strutture realizzate, criteri di progetto e costruttivi

La copertura del Palasport di Milano fu assegnata alla impresa costruttrice a seguito di un appalto-concorso.
Le condizioni di progetto che mi furono richieste dall'impresa costruttrice furono in definitiva le seguenti:
– neve: 90 kg/m² di proiezione orizzontale, secondo le norme CNR UNI 10012 allora vigenti,
– vento: 60 kg/m² in depressione,
– carico permanente (funi comprese): 55 kg/m².
La verifica doveva essere eseguita in base alle norme CNR UNI 10011/67.
Per il dimensionamento di parti strutturali speciali come i pannelli irrigiditi costituenti le pareti dell'anello di bordo e non trattati nella normativa italiana, ho fatto ricorso alle norme DIN 4114 allora vigenti.
Si tratta della copertura di una sala senza colonne intermedie (la più grande d'Italia ed una fra le dieci più grandi del mondo), a pianta ellittica con assi rispettivamente di 144 e 146 m la cui parte centrale è realizzata da una sella sviluppata secondo una superficie anticlastica a paraboloide iperbolico in tensostruttura di 128 m di diametro sostenuta da 38 mensole in acciaio aggettanti dal bordo della sala verso l'interno.
La massima differenza di quota dell'anello di bordo della tensostruttura è di 18,4 m, ed esso risulta supportato da 38 appoggi scorrevoli.
I due ordini di funi contrapposte formano, proiettate sul piano orizzontale, maglie quadrate di 2 x 2 m.
L'anello di bordo è una trave a cassone di acciaio con sezione 2,5 x 6,5 m circa; il suo asse ha andamento prossimo a quello di una curva di intersezione del suddetto paraboloide iperbolico con una superficie cilindrica coassiale.
L'anello di bordo collega ad una elevatissima rigidezza rispetto agli sforzi assiali, una rigidezza flessionale molto limitata riguardo agli effetti di interazione con la rete di funi; in particolare tale deformabilità diametrale permette un elevato grado di interazione fra i due ordini di funi, caratteristica originale di questo tipo di copertura rispetto ad altri schemi che prevedono travi di bordo rigide a tale riguardo. Nella fig. 4 si sono schematizzati e posti in confronto i comportamenti caratteristici di due tensostrutture con travi di bordo rispettivamente deformabili e rigide diametralmente, riguardo alla variazione delle forze dei due ordini di funi in funzione del carico, ritenuto uniformemente distribuito.
Le mensole su cui poggia l'anello di bordo sono di acciaio ed aggettano verso l'interno dai montanti in c.a. Gli appoggi sono realizzati mediante tamponi di neoprene, acciaio e teflon, che scorrono su piastre di inox solidali alle mensole di sostegno.

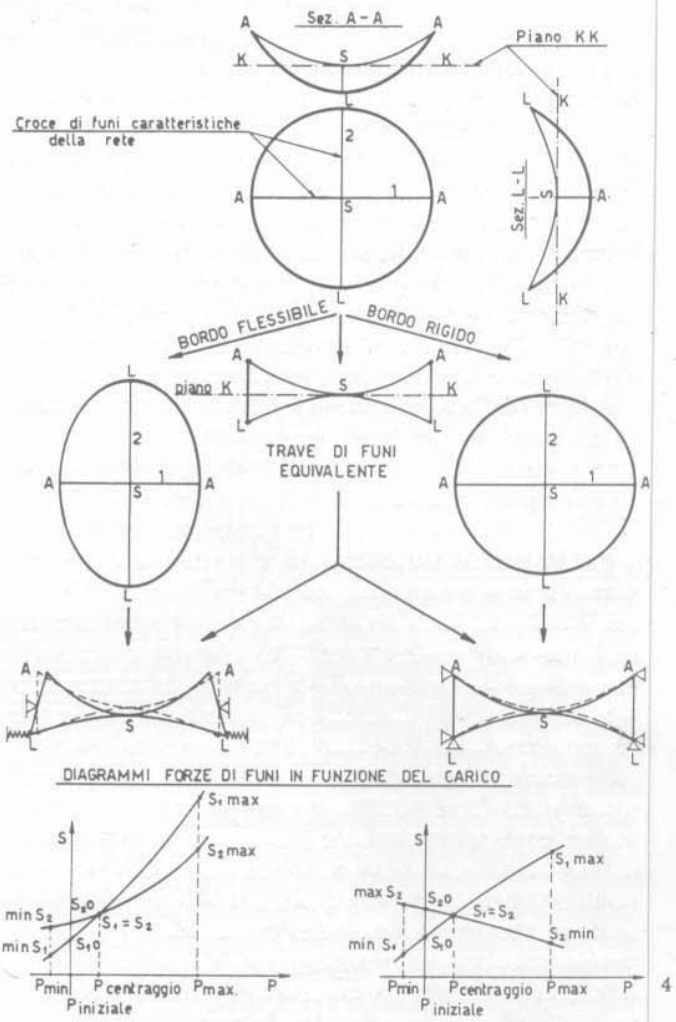


Fig. 4 Schemi e diagrammi relativi al comportamento della rete in funzione delle rigidezze del bordo (la trave di funi equivalente è ottenuta ruotando di 90° la sezione A-A intorno all'asse verticale).

L'insieme dei vincoli è realizzato in modo da bloccare la possibilità di spostamenti rigidi nella direzione Est-Ovest mediante le caratteristiche di unidirezionalità degli apparecchi L, e la corrispondente struttura di assorbimento delle conseguenti forze orizzontali (figg. 5 e 20), e nella direzione Nord-Sud mediante analoga conformazione degli appoggi A.
Tra l'anello di bordo e la rete di funi è stata interposta una trave ausiliaria di aggancio delle funi, fissata alla trave di bordo e realizzata con andamento altimetrico, diverso da quello della trave anulare, e tale da avvicinare le forze applicate dalle funi all'asse della trave di bordo.
Questa tecnica ha permesso una comoda standardizzazione nella costruzione della trave di bordo (fig. 5).

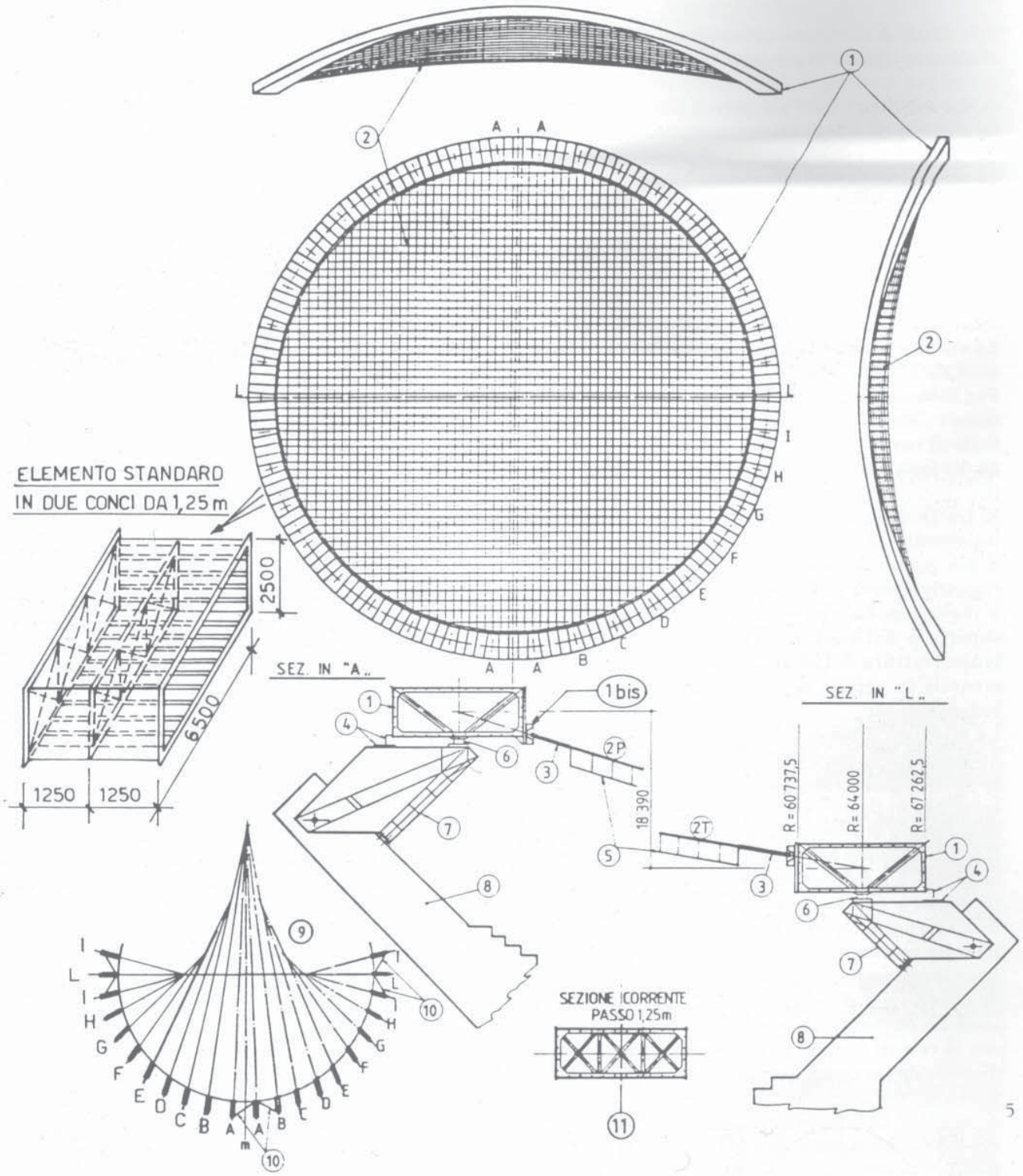
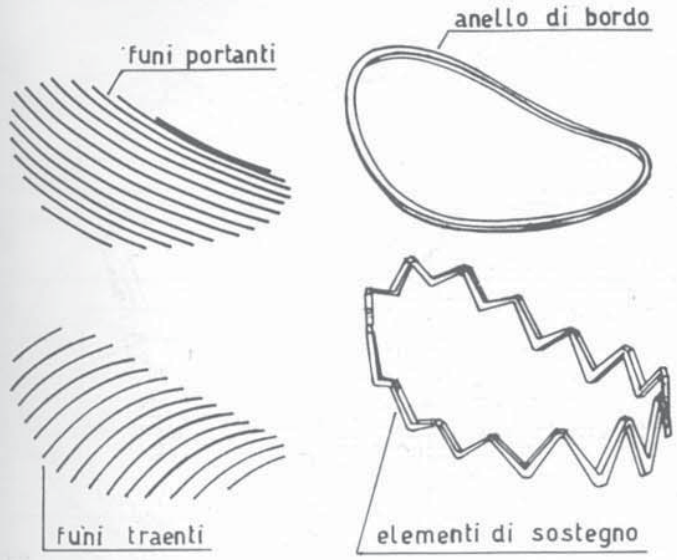
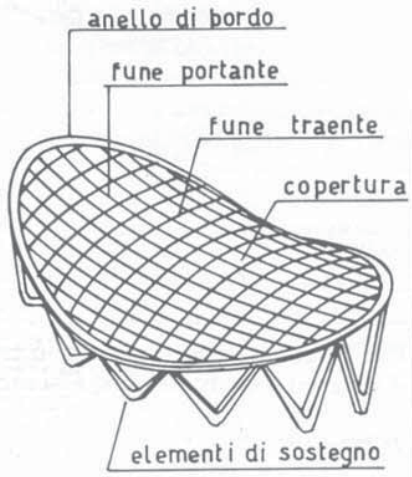


Fig. 5 Insieme schematico e particolari della copertura.
Si notano:
1) anello di bordo in 152 elementi (114 standard e 38 speciali)
1bis) travetta di aggancio funi
2) rete di funi
2P) fune portante
2T) fune traente
3) organi regolazione funi
4) stadia fissa alla mensola e indice mobile solidale all'anello per il controllo della ovalizzazione dell'anello stesso
5) controsoffitto
6) appoggio semplice unidirezionale
7) mensola di acciaio
8) cavalletto in cemento armato
9) schema tracciatura dei cavalletti (pianta)
10) controventi di bloccaggio trasversale degli appoggi unidirezionali
11) sezione corrente ogni 1,25 m.





6

Ricordando che l'anello di bordo a pianta circolare, con andamento a sella, è sostenuto da una distribuzione pressoché continua di reazioni verticali d'appoggio, si nota che:

– una rete di funi non ha geometria propria a struttura inerte, ovvero è lo sforzo di ogni fune che caratterizza la sua forma, e quindi trave di bordo e funi, rappresentati nella loro sottostrutturazione funzionale, si inseriscono nella forma del paraboloide a sella prescelto solo mediante l'applicazione di un adatto stato di coazione (fig. 6 e 9):

– la distribuzione degli spostamenti radiali della trave di bordo a pianta circolare per gli sforzi applicatile dai due ordini di funi ortogonali si approssima a quella di una trave con asse circolare, sottoposta alle forze ripartite sulle proiezioni diametrali schematizzate nella fig. 7;

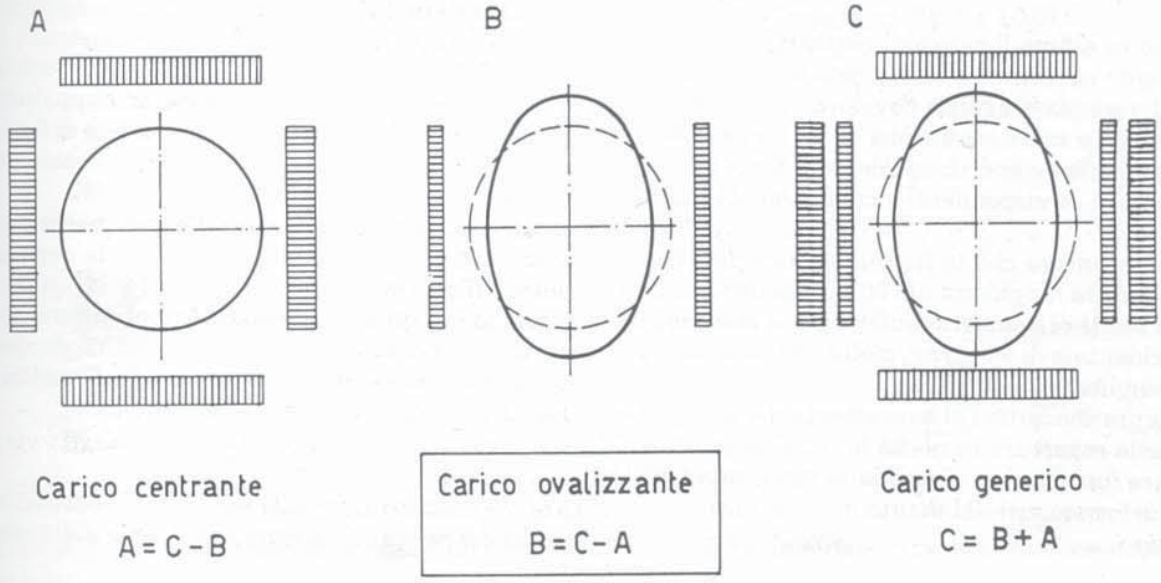
– in particolare si può ritenere che la trave non varia di forma per la sollecitazione indicata nella fig. 7A, e quindi che alla componente di carico ovalizzante indicata nella fig. 7B possa essere sovrapposta una componente del tipo prima considerato, come nella fig. 7C, senza variazione della sua deformata;

– la trave di bordo ovalizzata come nella fig. 8 si può pensare suddivisa in quattro travi di lunghezza $\pi \cdot D/4 \cong 100$ m separata dai quattro punti di momento nullo, le travi contrapposte sono collegate rispettivamente dalle due serie di funi ortogonali (si nota che le frecce orizzontali di inflessione delle 4 travi valgono circa la metà della variazione dei raggi normali alla loro mezzeria, in quanto l'altra metà si riferisce allo spostamento dei punti di momento nullo che corrispondono ai loro appoggi);

– l'ovalizzazione dell'anello in conseguenza del suo andamento altimetrico e dei suoi vincoli di appoggio, si accompagna a rotazioni pressoché uniformemente distribuite delle due sezioni trasversali intorno all'asse della trave stessa; conseguentemente l'anello viene sollecitato da ulteriori distribuzioni pressoché uniformi di momenti flettenti, intorno all'asse orizzontale di ogni sezione, e viceversa.

5

Fig. 7 Deformate di un anello di forma circolare conseguenti a varie disposizioni di pressione.



7

Fig. 8 Deformate dell'anello di bordo sotto l'azione: 1) dei carichi iniziali; 2) del carico di centraggio coincidente con il peso proprio della copertura ca.; 3) di un carico di 145 kg/m² pari a 55 kg/m² di peso proprio + 90 kg/m² di neve regolamentare. Nello schema inferiore i valori più significativi delle frecce sono riferiti, per maggior chiarezza, ad una trave rettilinea.

Per lo studio della struttura in oggetto si è adottato il seguente approccio progettuale.

1ª fase

Allo scopo di minimizzare le sollecitazioni flettenti della trave di bordo, si è scelta la configurazione iniziale di progetto tra le ∞^2 possibili sottese dallo stesso bordo (fig. 9) in modo che la trave stessa non risultasse sollecitata a flessione, sotto l'azione di una opportunamente prefissata componente del carico, "carico di centraggio", e che venisse minimizzata l'escursione delle due sollecitazioni mediante la scelta del valore della componente orizzontale degli sforzi, uguali nei due ordini di funi.

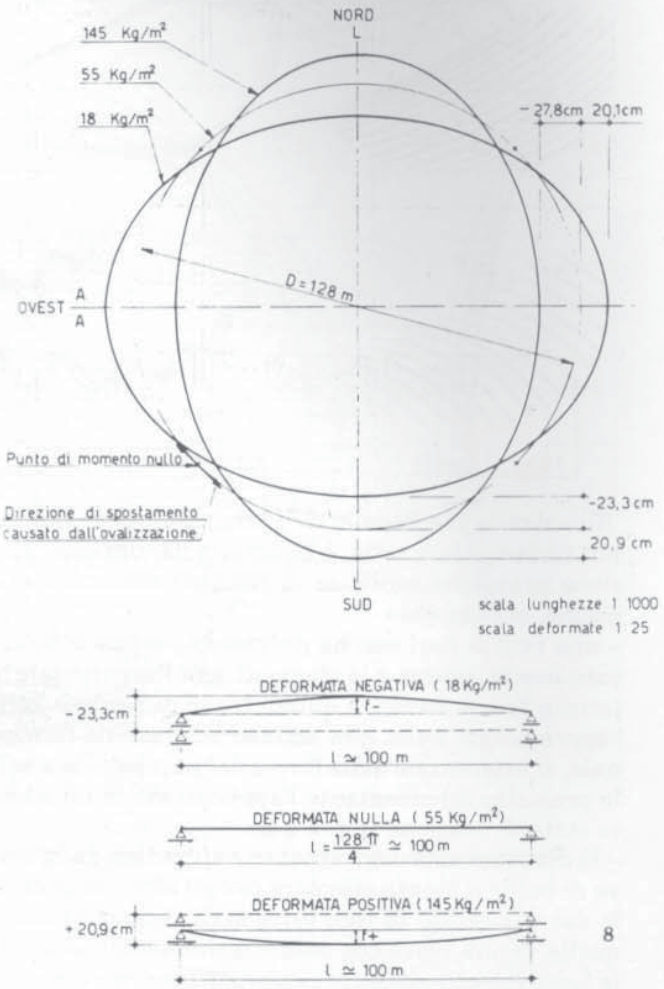
2ª fase

Si è determinata la configurazione iniziale di realizzazione (sforzi nelle funi sotto il peso proprio della sola rete, cioè prima dell'inizio del montaggio della copertura), a partire dalla condizione di carico di centraggio, riducendo l'intensità dei carichi sino al valore relativo al peso della sola rete.

3ª fase

Si è verificato nelle varie ipotesi di carico il dimensionamento presupposto e sua eventuale correzione e ripetizione delle operazioni.

Nel caso in esame il carico di centraggio è risultato di 55 kg/m² ca. pari al peso proprio della copertura: cioè la forma planimetrica circolare dell'anello risulta conservata nella condizione di carico accidentale nullo, e componente orizzontale delle forze di trazione delle funi corrispondenti a ca. 22 t/m (44 t per fune).
Si osserva ancora che la freccia elastica dei tronchi di anello della lunghezza di 100 m ciascuno, compresa fra i punti di momento nullo è per il massimo carico accidentale di 90 kg/m², molto inferiore ad 1/400 della lunghezza (fig. 8).
Per quanto concerne l'abbassamento del punto centrale della copertura in realtà la "sola" esigenza è di carattere funzionale e riguarda la sua compatibilità con le deformazioni del manto di copertura.

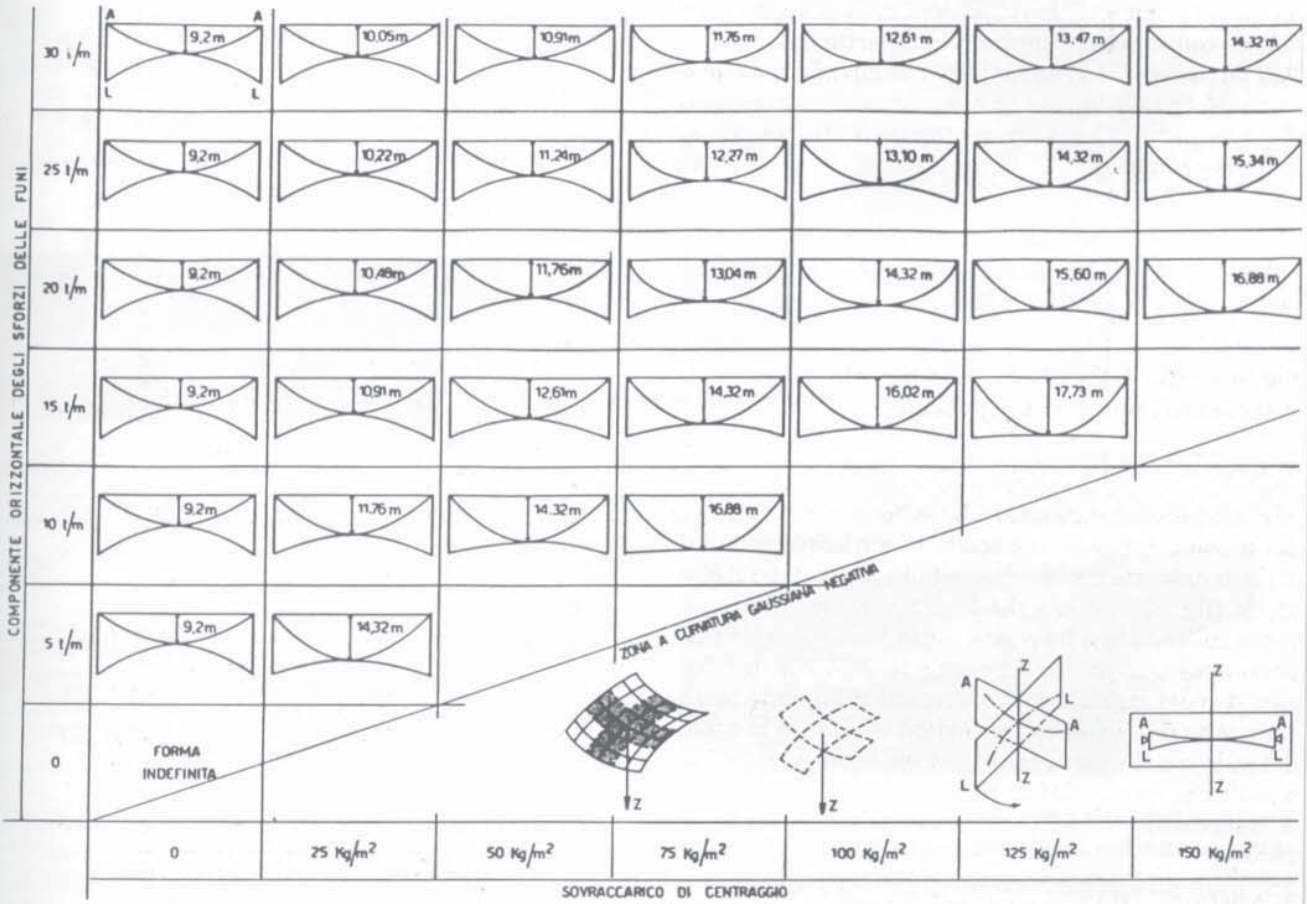


8

1.2. Controlli effettuati sulla corrispondenza delle deformazioni reali con quelle di calcolo in fase di montaggio e di collaudo.

I dati di progetto erano stati ottenuti con il programma Rete [1] del prof. B. Schrefler e controllati, con diverso programma dai proff. A. Samuelli Ferretti e A. Zingali che precedentemente avevano studiato per incarico diretto della Società appaltatrice il problema dell'accoppiamento della rete di funi con la trave di bordo diametralmente deformabile, controllando anche i risultati su modello [2].
In fase di montaggio si sono rilevati, passo passo, sforzi e deformazioni riscontrandone la corrispondenza alle previsioni di calcolo [3] e [4]; ulteriore conferma fu ottenuta mediante applicazione di opportuni carichi nelle operazioni di collaudo, svolte sotto la direzione del prof. ing. Giulio Ceradini nel luglio del 1975.

Fig. 9 Visualizzazione schematica della possibilità di scelta dei parametri strutturali di base della rete di funi.



9

1.3. Nota esplicativa

Ritengo utile un parallelo fra il comportamento di queste strutture di copertura e gli attraversamenti sospesi (fig. 10).

Nel caso corrispondente all'anello indeformabile, le stilate sono tanto rigide da non chiamare in causa le campate laterali (figg. 10.1 e 10.4) secondo lo schema generalmente adottato per gli elettrodotti.

Il caso corrispondente alla struttura in esame corrisponde ai ponti sospesi, composti di una campata con rinvii laterali a terra, in cui invece, normalmente (almeno in quelli ben concepiti), le stilate sono incernierate al piede (figg. 10.2 e 10.5), o tanto deformabili da trasferire, almeno per la parte più rilevante, la richiesta di forze equilibranti alle campate adiacenti; queste vengono proporzionate in modo da poter reagire a tali sollecitazioni con limitate variazioni di forma (figg. 10.3 e 10.6).

7

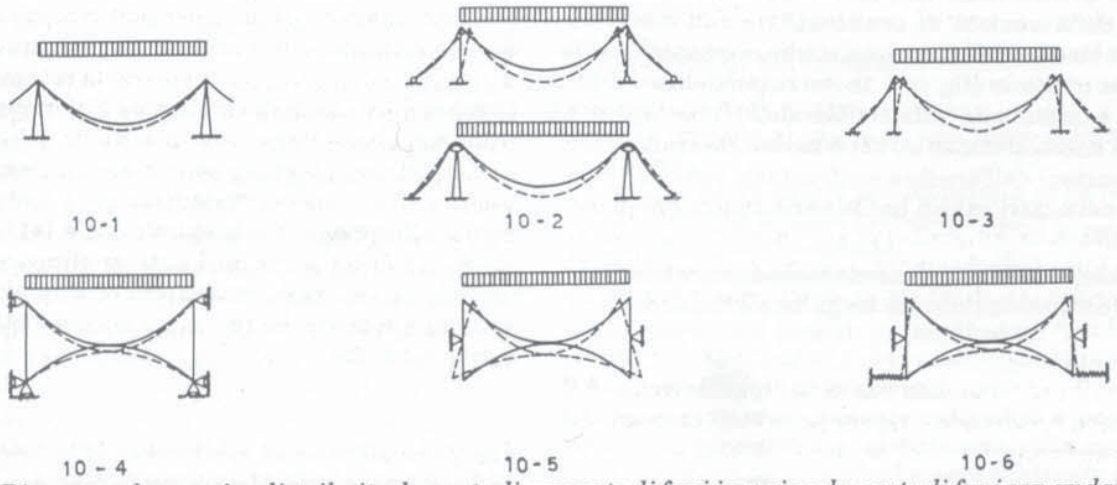
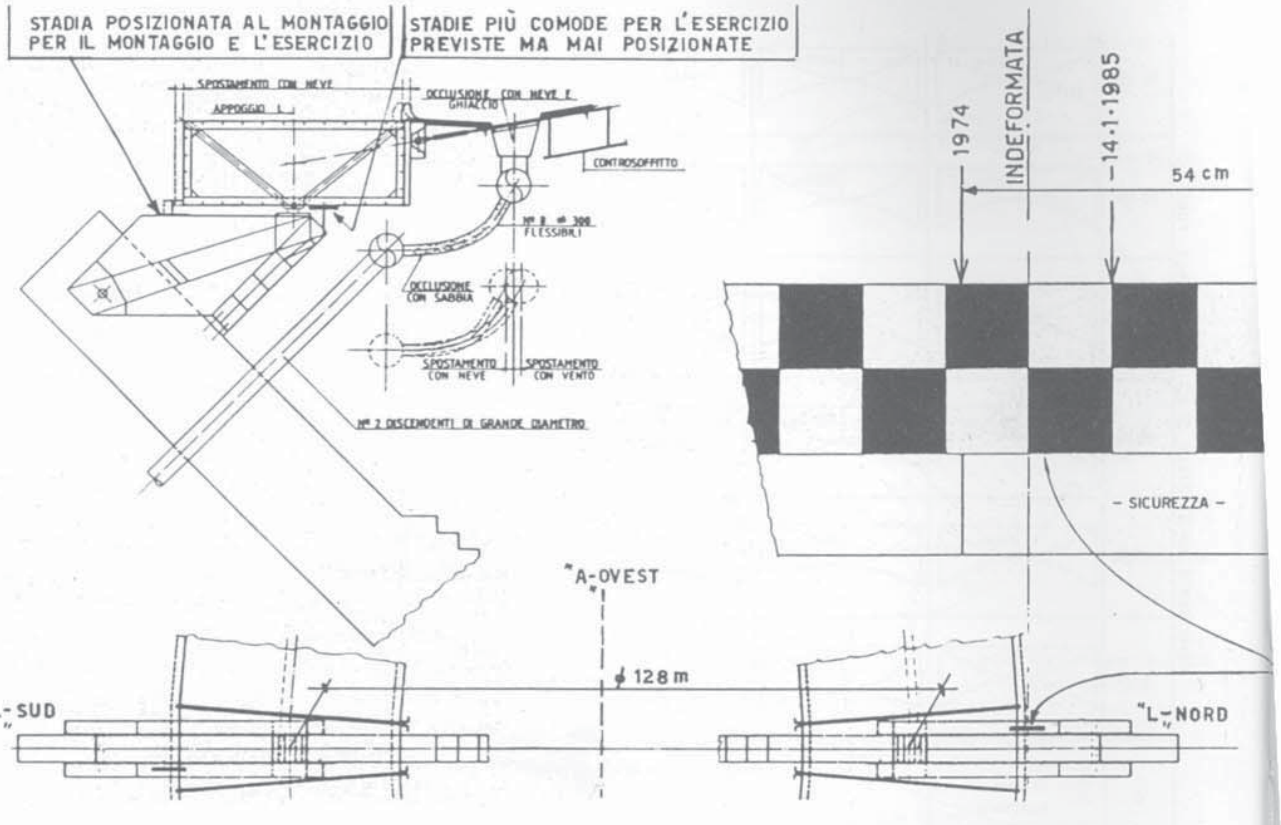


Fig. 10 Risposta ad un carico distribuito da parte di campate di funi in serie e da parte di funi con andamenti parabolici contrapposti.

10



11

2. Esercizio

2.1. Disposizioni permanenti di controllo della struttura, in fase di esercizio

In relazione alla inevitabile deformabilità differita residua delle funi, e benché le funi fossero state previste e ordinate "prestirate", nella veste di progettista strutturate avevo richiesto ed ottenuto dai progettisti architettonici (ing. Gilberto Valle ed arch. Tommaso Valle) che gli organi di regolazione delle funi non fossero ricoperti dal controsoffitto, e restassero manovrabili in modo da facilitare i futuri controlli degli sforzi nelle funi e le riprese eventualmente necessarie (figg. 5 e 12).

Avevo inoltre fatto disporre controlli visivi diretti delle deformazioni di ovalizzazione dell'anello mediante riscontri di frecce, su stadie orizzontali saldate alle mensole (fig. 11) in corrispondenza ad otto punti equidistanti "affinché durante il montaggio (ed anche successivamente) si potessero controllare le ovalizzazioni dell'anello e confrontarle con quelle previste nei nostri calcoli per le varie condizioni di carico" [3](*).

Le posizioni di lettura erano comodamente raggiungibili camminando sulla larga trave di bordo.

(*) Pag. 24 rivista *Costruzioni metalliche*, maggio 1973 righe 1, 2, 3, 4, 5 dall'alto.

2.2. Operazioni di sorveglianza e manutenzione nel periodo 1973/1985

Vi è un preciso impegno per la Proprietà, a termini di legge (punto 6.3 delle Norme 10011), di far eseguire un'ispezione entro il primo anno dopo il collaudo affinché un tecnico qualificato programmi i controlli, le manutenzioni e la cadenza delle ispezioni periodiche.

Nell'ottobre 1978 in occasione di una ispezione all'anello di bordo dove si erano individuate zone con inizio di ossidazione, ispezione richiestami dalla Società costruttrice, rilevavo che le stadie di controllo degli spostamenti dell'anello erano state disattivate (poiché erano state fonte di ruggine) e ricoperte di vernice. Ne facevo appunto alla proprietà consigliando inoltre di adempiere al più presto alle Norme sopracitate.

Successivamente, in occasione di una richiesta da parte della Proprietà di una consulenza su alcuni problemi insorti circa l'impermeabilità del manto, mi offrivo di svolgere anche la prima visita di controllo regolamentare. Il 2 febbraio 1980, ottenuto l'incarico, dovevo però subordinarne l'attuazione alla disponibilità di impalcature ed attrezzature che elencavo e che non mi furono mai concesse.

Il 2 aprile 1982, dovendo chiudere l'incarico, su sollecitazione della Proprietà, esposi come obbligo di immediato intervento quelle operazioni di manutenzione, e di predisposizione di apparecchiature di controllo, non ancora realizzate per la mancanza di impalcature e attrezzature (vedere anche Appendice).

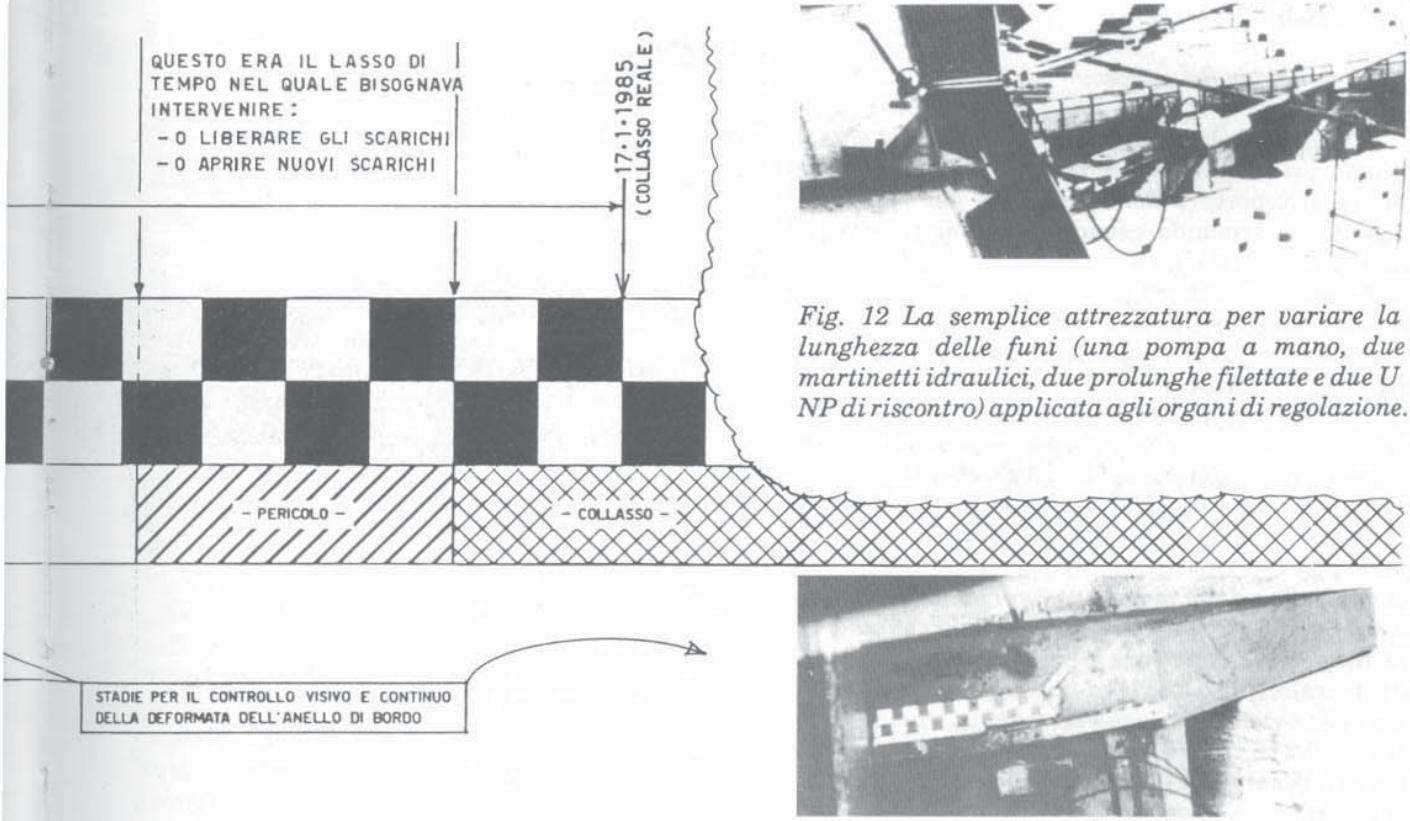


Fig. 12 La semplice attrezzatura per variare la lunghezza delle funi (una pompa a mano, due martinetti idraulici, due prolunghe filettate e due U NP di riscontro) applicata agli organi di regolazione.

In particolare richiesi: l'applicazione di due stadie all'interno dell'edificio in corrispondenza degli appoggi I Sud/Ovest e I Nord/Est, cioè in corrispondenza ai pianerottoli delle scale di accesso alla passerella, e precisai che venisse fatta una lettura ogni mese (ciò pur avendo nel frattempo fatte riattivare le stadie esterne di meno comoda lettura (vedere Appendice, punto 2.1). Queste stadie non furono mai applicate. Poiché come si è detto le prime stadie erano state disattivate per un certo tempo, prescrissi che si ispezionassero "al più presto" (vedere Appendice, punto 2.2) alcuni appoggi (operazione da ripetere poi ogni tre anni) per tentare di rilevare eventuali scorrimenti in base alle diverse ossidazioni delle piastre (così come si fece poi durante le accurate ispezioni a collasso avvenuto, vedere figg. 18, 19, 20), anche perché era da ritenere che un eventuale rilassamento, ove si fosse realizzato, si sarebbe realizzato quasi completamente nei primi anni.

Poiché, qualora si fosse individuata una ovalizzazione dell'anello corrispondentemente al rilassamento, si sarebbero dovute ritesare le funi, disegnai le semplici attrezzature all'uopo necessarie in modo tale che si potesse immediatamente approvvigionarle (uguali a quelle di fig. 12).

Raccomandai, sempre con richiesta scritta (vedere Appendice, punto 2.1), di far leggere le stadie in occasione di nevicate, sia per un controllo oggettivo (si sapeva (fig. 11 e 26) che nel punto I – prossimo ad L – non si dovevano sorpassare i 24 cm di spostamento per restare entro il campo delle sollecitazioni ammissibili), sia per potere, valutando il carico della neve, trasformare ogni nevicata in una prova di carico controllata. Purtroppo passarono altri due anni prima dell'inizio delle operazioni così ordinate direttamente alla Proprietà (oltre che indicate già all'atto della costruzione).

Tra le mie richieste vi era anche quella della ripresa della protezione antiruggine ormai indilazionabile dopo oltre 10 anni di esercizio, operazione che fu iniziata nel settembre 1984, previa sabbiatura. Questa operazione ebbe purtroppo l'effetto collaterale negativo di occludere con la sabbia ed i residui del cantiere che fu esteso alle superfici esterne dell'anello di bordo per circa 5000 m², gli scarichi dell'acqua piovana (figg. 11 e 14). In tali condizioni nei giorni 14, 15, 16 gennaio 1985 la struttura fu investita dalle precipitazioni nevose.

Appendice

2. Specifica di manutenzione (stralcio)

2.1. Lettura delle stadie

Lettura mensile al primo di ogni mese delle stadie all'interno.

La lettura dovrà essere accompagnata dalla temperatura rilevata al momento della lettura.

Lettura in caso di nevicata.

Ogni volta che ci dovessero essere nevicate, si dovrà leggere la stadia ed oltre alla temperatura, dovrà essere segnato il peso di un m³ di neve.

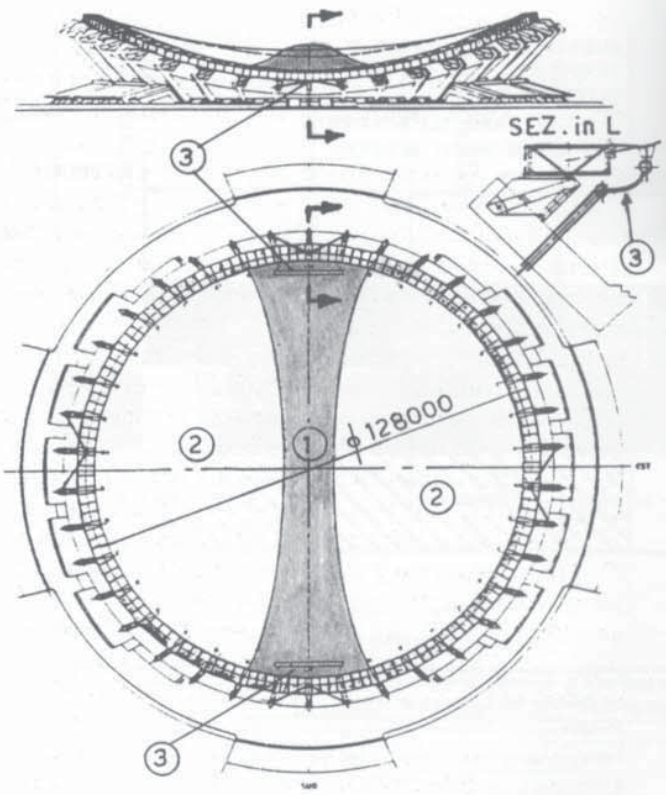
2.2. Controllo e pulizia appoggi

Gli appoggi dovranno essere controllati e puliti da una Ditta specializzata, almeno una volta ogni tre anni. La prima pulizia dovrà essere effettuata al più presto.

3. Collasso

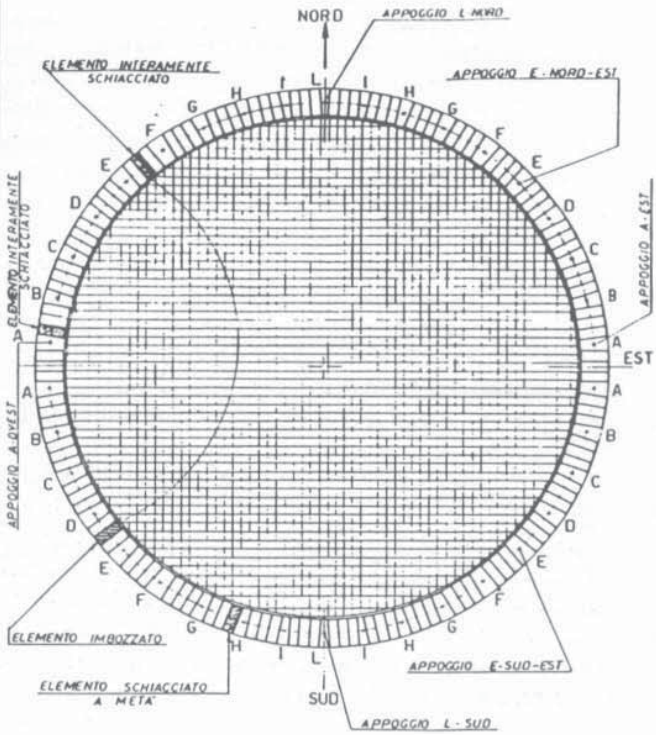
3.1. Descrizione del collasso

Il 16 gennaio le precipitazioni nevose sulla città di Milano provocarono nella mattinata il crollo della tettoia di copertura delle gradinate del Velodromo Vigorelli allarmando genericamente il gestore del Palasport che mi cercò telefonicamente per avere conferma circa l'utilità dell'eventuale prolungamento notturno del riscaldamento dello stadio.
Non potei rispondere in quanto assente e probabilmente la mia risposta sarebbe stata positiva, ma, in ogni caso, avrebbe potuto essere basata solo su generiche considerazioni dato che l'interpellante non era in grado, non essendo state applicate le stadie all'interno, di trasmettermi le misure indicative della deformazione dell'anello.
Nelle prime ore del giorno seguente, in concomitanza con la fine della pioggia di forte intensità con cui si era concluso il fenomeno inizialmente nevoso, aveva luogo nella copertura del Palasport un dissesto strutturale, grave anche se non facilmente valutabile a prima vista. Avvisato alle ore 8 del mattino chiedevo a chi mi telefonava di far svolgere ai Vigili del Fuoco, già sul posto, le misure della neve caduta sulla copertura. La misura (135 kg/m²) venne effettuata sul terreno erboso adiacente, e pertanto è da ritenere in difetto con riguardo alla possibilità di assorbimento d'acqua da parte del terreno stesso.



14

Fig. 14 Disposizione dei carichi prima del collasso conseguenza dell'abbinata: riscaldamento e scarichi occlusi. (1) neve e acqua con densità 5-600 kg/m³; (2) neve su lama d'acqua; (3) scarichi occlusi (vedi anche fig. 11).

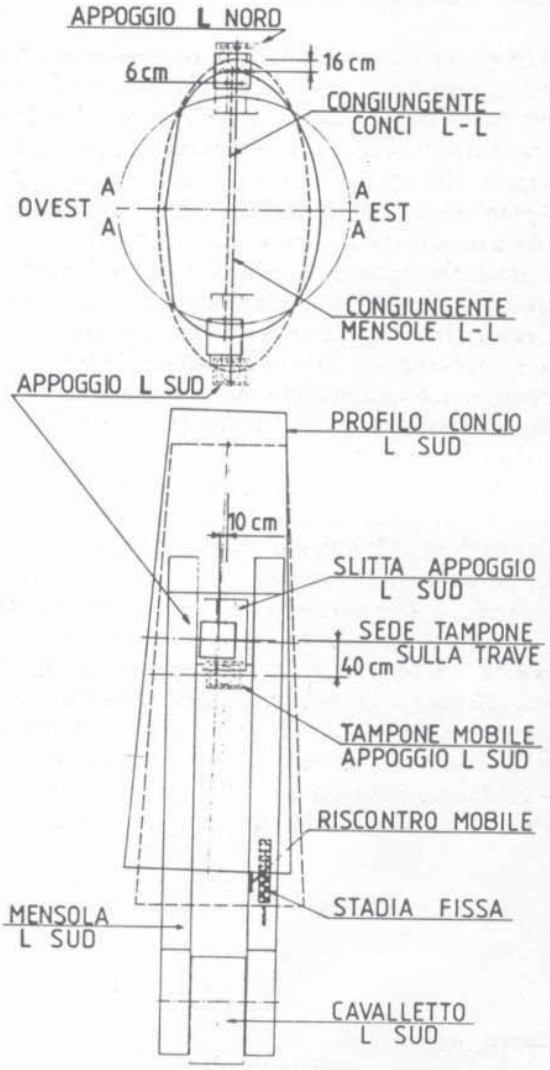


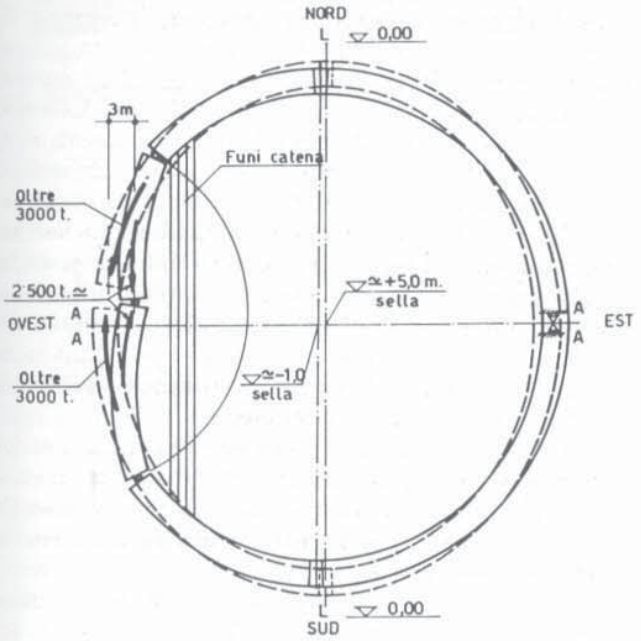
13

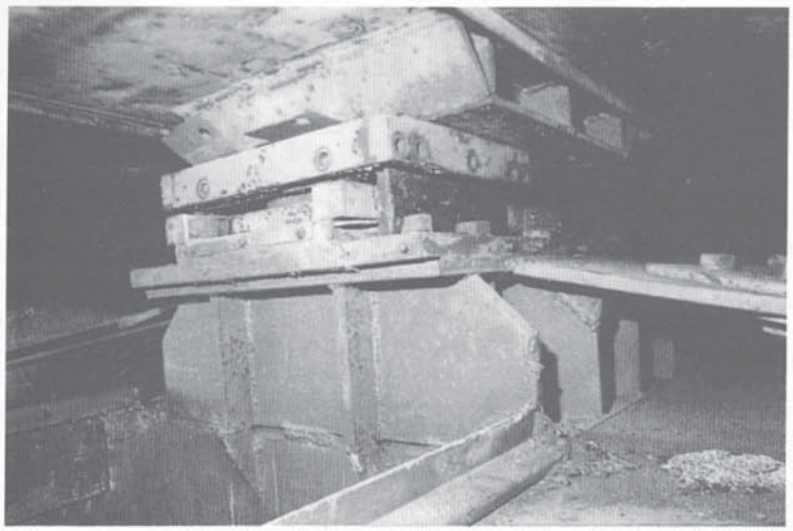
Giunto sul luogo riscontravo l'avvenuto schiacciamento di alcuni dei conci in cui i diaframmi, disposti a 1,25 m di interasse, suddividevano la trave scatolare di bordo (fig. 13 e fig. 5).
In corrispondenza alla posizione degli scarichi previsti per l'acqua piovana nei due punti più bassi della copertura (indicati con L nelle figg. 13 e 14) e per tutta la lunghezza di circa 130 m dell'asse che li collegava (L–L), per l'abbassamento della copertura a seguito dello schiacciamento dell'anello (circa 6 m nella posizione centrale) (fig. 15), si era formata una lama semiliquida di neve mista all'acqua dell'altezza di circa 2 m, che non poteva defluire essendo gli scarichi occlusi dai residui del cantiere di sabbiatura; nemmeno la rottura dei condotti pluviali curvi di collegamento della copertura con le tubazioni principali permise il deflusso delle acque (fig. 14): gli scarichi occlusi si erano ghiacciati.
La forma di tali condotti, che permettevano il collegamento fra le grondaie collegate alla copertura deformabile con le condutture di discesa collegate alle stilate di calcestruzzo, è illustrata nel part. 3 della fig. 14 oltre che in fig. 11.
Onde evitare il pericolo di crollo a seguito di nuove precipitazioni fu sfondato in più punti il manto di copertura.

3.2. Cinematica del collasso

Nella fig. 13 è indicata l'ubicazione dei 6 apparecchi di appoggio ispezionati e la posizione dei conci collassati.
Si nota che il concio collassato adiacente al concio A Nord/Ovest appartiene ad una delle zone più sollecitate dell'anello di bordo; ed è molto probabile che il fenomeno abbia avuto ivi inizio. L'anello si è quindi richiuso provocando la formazione di altre due "cerniere" simmetriche (fig. 15).
In fig. 13 è indicato anche l'inizio del collasso di un concio adiacente al concio speciale H Sud/Ovest, interpretabile come inizio di analogo cedimento della trave di bordo nel quadrante Sud.
Mentre i forti spostamenti rilevati dopo il dissesto lungo il lato Ovest non sembravano significativi per lo studio delle deformazioni all'inizio del collasso (fig.15), tale studio è stato reso possibile dai rilevamenti relativi agli appoggi contrapposti L unidirezionali (figg. 18, 19, 20) dove è avvenuto un fenomeno (figg. 15, 16, 17) che ha permesso di valutarvi con precisione gli spostamenti precedenti la fase di collasso.
In effetti osservando le figg. 15, 16, 17 si nota che il tampone mobile dell'appoggio, che durante il carico si era spostato verso l'esterno, durante il dissesto, che riduceva drasticamente le sollecitazioni dell'anello poiché aumentava enormemente (di 6 m su 13 ca.) la freccia delle funi portanti (fig. 15), non ha potuto tornare indietro perché bloccato tra le guide di direzione. Si è quindi dissaldato dall'estradosso inferiore della trave di bordo (fig. 17). Infatti lo schiacciamento dell'anello sul lato Ovest con l'avvicinamento al centro delle sue parti, che raggiunse oltre 3 m in corrispondenza all'asse Est/Ovest, ha richiesto uno spostamento in direzione opposta del complesso, che benché limitato dall'azione di fissaggio degli appoggi L e dagli attriti degli altri ha potuto strappare gli apparecchi dalla trave (fig. 17); la trave in corrispondenza a tali appoggi bloccati risulta spostata di circa 10 cm verso Ovest e di circa 40 cm verso l'interno (fig. 16). Di interesse particolare per la valutazione degli sforzi nelle strutture prima e al punto di collasso risulta la lettura degli spostamenti precedenti la fase critica stampati dal tampone di teflon sulle guide, fino al momento dello strappo e bloccaggio (figg. 18, 19, 20).



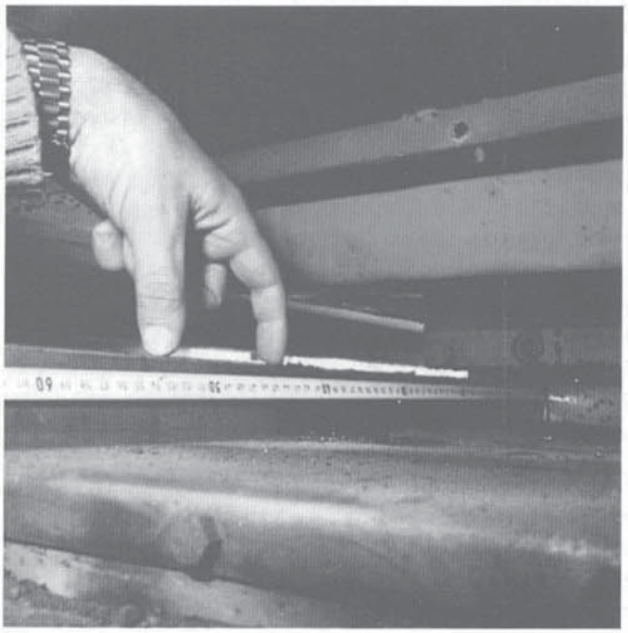




17

Fig. 17 Appoggio L-Nord (foto scattata dall'esterno dell'anello di bordo): si nota la traslazione relativa fra la parte mobile dell'appoggio e il fondo dell'anello di bordo.

Fig. 18 Le due foto e l'elaborato grafico si riferiscono all'appoggio L-Nord dell'anello di bordo.
Nell'elaborato grafico sono poste a confronto le deformate della trave di bordo relative all'azione dei carichi ipotizzati e quelle delle sollecitazioni realmente sostenute (vedere anche fig. 19)



12

18

3.3. Interpretazione del fenomeno

L'accurata ispezione degli appoggi dopo il collasso ha permesso di rilevare per gli appoggi L di cui si ritiene più significativa la considerazione:
1. la posizione dell'appoggio sotto il peso proprio della copertura nella posizione originaria;
2. la posizione dell'appoggio raggiunta con graduale spostamento prima dell'ultimo sovraccarico, spostata di ben 9 cm verso l'esterno rispetto alla precedente (figg. 18, 19, 20);
3. la posizione dell'appoggio al momento del collasso, e del suo bloccaggio per le forti forze laterali che lo hanno strappato, come si è detto, dalla trave, posizione spostata di 54 cm dalla posizione originaria (figg. 18, 19, 20).

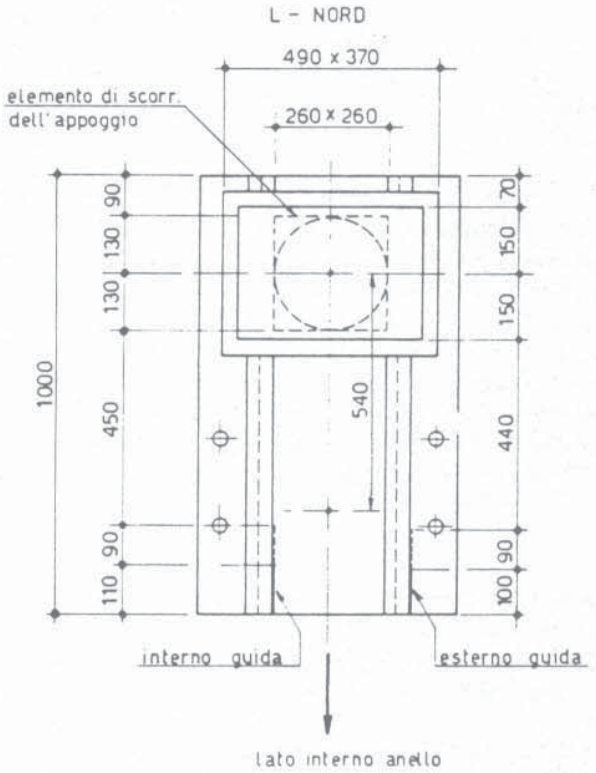
Lo spostamento di cui al punto 2. fra le posizioni ben stampate dal tampone, relative quindi alle condizioni normali di sollecitazione corrispondenti al solo carico permanente a tempo iniziale e nel periodo finale, corrisponde alle deformazioni intervenute per il rilassamento delle funi. Trattasi degli effetti nocivi del temuto fenomeno che, benché dovesse pensarsi ridotto dal prestiraggio delle funi, avevo richiesto di tenere sotto controllo, e che potevano con un'unica operazione nella rete della struttura essere completamente eliminati.

Lo spostamento di cui al punto 3., fra la posizione iniziale e quella in cui la trave rientrando al momento del collasso, ha abbandonato il tampone, misura la deformazione sopportata dall'anello in condizione di carico limite (54 cm).

Si osserva che il raggiungimento delle tensioni di snervamento in base all'azione del carico uniformemente ripartito (fig. 26) corrisponderebbe, secondo il modello elastico cui si riferiscono i diagrammi, allo spostamento di circa 44 cm e cioè dell'ordine di grandezza riscontrato.

Il maggior valore si può giustificare in base al diverso rapporto fra le componenti di sforzo assiale e momento flettente della sollecitazione con maggior incremento della componente flessionale, conseguente alla diminuzione delle pretrazioni delle funi per rilassamento e alla disuniforme distribuzione del carico conseguente all'occlusione degli scarichi. Gli spostamenti ottenuti in sollecitazioni di flessione semplice sono infatti, a pari valore di tensioni massime, superiori a quelle corrispondenti a sollecitazioni di flessione e compressione, quali quelle corrispondenti al funzionamento collegato secondo lo schema di progetto all'azione del carico.

Risulta rilevante l'osservazione che il collasso avvenne in condizioni di sollecitazione che spinsero le tensioni al livello di snervamento, corrispondentemente al criterio di dimensionamento impiegato nella trave a cassone inserendovi irrigidimenti tali da portare il limite critico per l'instabilità a livello della tensione suddetta.



19

Fig. 19 Dati rilevati dopo il collasso sull'appoggio L-Nord (vedere anche le due foto di fig. 18 e fig. 20).
Esterno guida (in colore virante): tre tonalità di colore diverso. 1) 100 mm: zona mai ricoperta dalle staffe laterali. 2) 90 mm: zona ricoperta per un certo tempo dalle staffe laterali. 3) Zona a lungo ricoperta dalle staffe laterali.
Interno guida (acciaio inox): tre tonalità di brunitura diverse.
1) 110 mm: zona in cui la parte mobile dell'appoggio non ha mai scorso.
2) 90 mm: zona in cui la parte mobile dell'appoggio ha scorso in tempi lontani. 3) 450 mm: zona con segni di passaggio recenti della parte mobile.

3.4. Conclusioni

Il collasso della struttura si è verificato sotto un carico accidentale di almeno 135 kg/m², valore corrispondente all'incremento del 50% del carico di esercizio.

Si osserva tuttavia che la struttura, indipendentemente dalle limitate richieste regolamentari e contrattuali, era stata progettata per un valore del carico limite ben superiore, e cioè per oltre 250 kg/m² di carico globale uniformemente ripartito (fig. 26). Purtroppo però la resistenza della trave di bordo è stata in parte molto rilevante impegnata da sforzi ben diversi da quelli previsti, per le circostanze concomitanti sotto elencate:

1. il sovraccarico di neve è risultato superiore a quello previsto dalla normativa di progetto, 90 kg/m² di proiezione orizzontale (e dell'ordine invece di quello previsto dalla nuova normativa 10012/85 e cioè di 144 kg/m²).

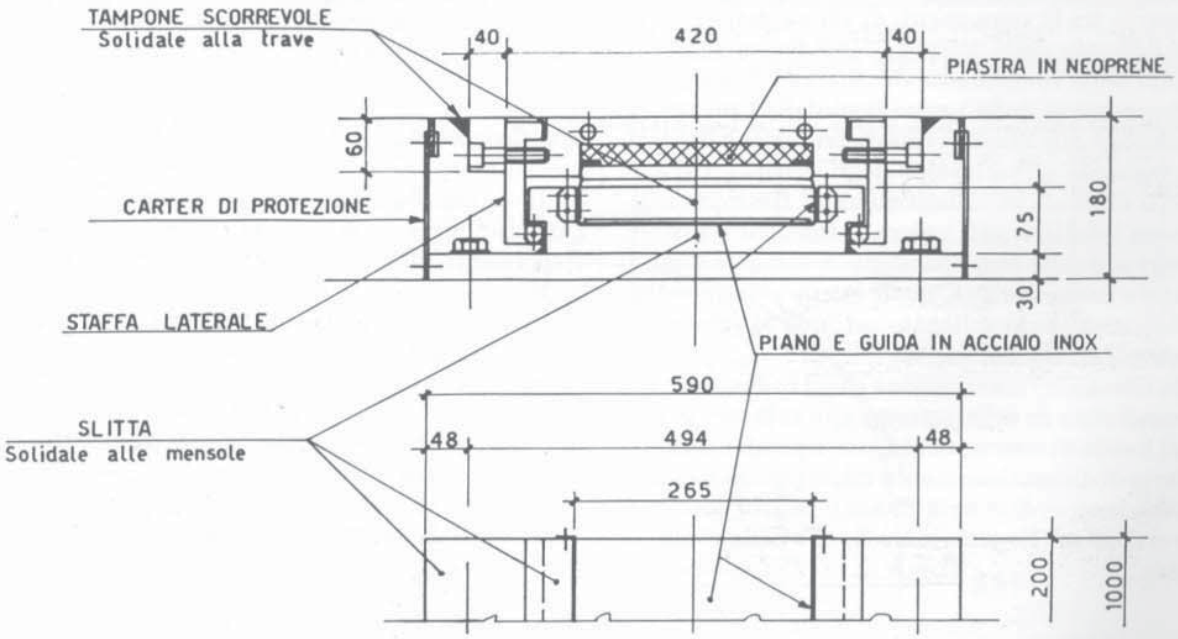
2. Non era stata realizzata la ritesatura delle funi, dopo l'avvenuto rilassamento. Il rilassamento aveva variato la geometria di base della struttura con ovalizzazione dell'anello sotto il carico permanente per circa 18 cm (operando nello stesso verso del carico accidentale). La gravità dell'effetto rilevato può valutarsi sommariamente a mezzo del confronto della freccia di ovalizzazione raggiunta con quella corrispondente al carico massimo, di cui rappresenta all'incirca la metà (fig. 18).

3. L'effetto del rilassamento è risultato superiore a quello prevedibile per le prescritte "funi prestirate". Le operazioni di ritesatura previste e non eseguite, mediante apparecchiature predisposte già in fase di costruzione (fig. 12), avrebbero comunque eliminato per il futuro ogni ulteriore conseguenza di tale effetto.

4. A seguito dell'occlusione dei tubi di scarico con i residui del cantiere di sabbiatura e pitturazione in corso si realizzò un'anomala e penalizzante distribuzione di carico, per il mancato scarico dell'acqua piovana e di quella di fusione (fig. 14), invece che l'atteso beneficio che il riscaldamento avrebbe potuto dare scaricando una parte del carico.

5. La mancata applicazione delle stadie all'interno dell'edificio (fig. 11) e le difficoltà di lettura di quelle esterne esistenti hanno soppresso la segnalazione della condizione di superamento del normale livello di sollecitazione nella trave di bordo, controllo che proprio in questo tipo strutturale risulta di facile realizzazione ed immediata lettura.
Questo rilevamento avrebbe permesso di accertare che si stavano superando i limiti di sicurezza, ricadendo sotto tale controllo anche l'accresciuta deformabilità della tensostruttura conseguente alla perdita di pretensione intervenuta nelle funi; ne sarebbe quindi derivata la possibilità di attuare interventi di emergenza, rilevando fra l'altro l'inefficienza degli scarichi almeno attraverso la constatazione del mancato effetto del riscaldamento operato nell'ambiente (si ricorda che l'ovalizzazione raggiunse oltre 50 cm di freccia su ciascun lato contro i 24 previsti per il carico massimo) (figg. 11, 26).
In definitiva ove si fosse potuto fare questo facile controllo (facile se fossero state montate le stadie all'interno) ogni altra concausa avrebbe potuto essere eliminata.
Si nota infine che non vi fu crollo della copertura per le riserve di resistenza post critiche conseguenti alla variazione di forma, proprie del tipo di struttura ove sia ben progettata.
L'impresa costruttrice, in seguito a tali risultanze e dopo aver fatto nuovamente controllare il progetto strutturale dell'opera da esperti italiani e stranieri, ritenne di reinserire il sottoscritto nella progettazione strutturale della nuova copertura del Palasport di Milano (affidata oggi ai prof. ing. Vittorio Nascè e dott. ing. Giorgio Romaro) che con nuove prescrizioni di carico e relative prescrizioni di controllo permette la riutilizzazione dell'edificio nella più completa sicurezza.

Fig. 20 Disegno d'insieme di un appoggio tipo L: si noti che è unidirezionale (vedere anche figg. 17 e 18).



4. Attività tecniche promosse dalla Società Condotte dopo il collasso

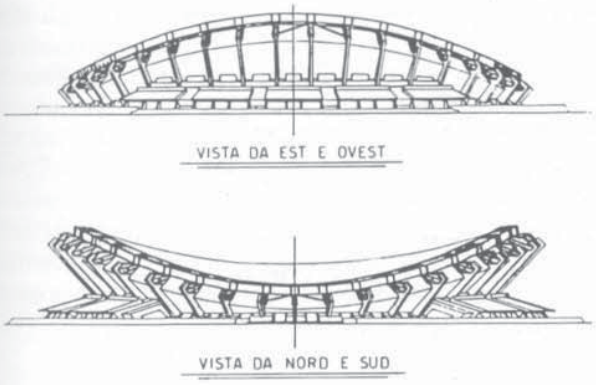
a) richiedeva immediatamente un accertamento tecnico preventivo al Pretore di Milano che già il 13 febbraio raccoglieva il giuramento dei C.T.U. (ed il CONI si associò);
b) incaricava propri esperti dello studio per una rapida rimessa in funzione dell'impianto e faceva redigere un progetto di ricostruzione affidandone l'incarico al prof. ing. Vittorio Nascè e al dott. ing. Giorgio Romaro.
Le verifiche del nuovo progetto furono eseguite applicando una versione aggiornata del programma RETE originariamente proposto dal Prof. Bernardo Schrefler che ha controllato la corretta applicazione del programma. Intervennero come consulenti l'Ing. Stefano Odorizzi per lo studio della geometria e l'analisi della struttura, l'Ing. Giovanni Solari per l'analisi dell'azione del vento, l'Ing. Silvio Valenti per l'analisi delle strutture sotto azione del vento non uniforme.

Il 30 settembre 1985 il progetto di ricostruzione era già pronto.

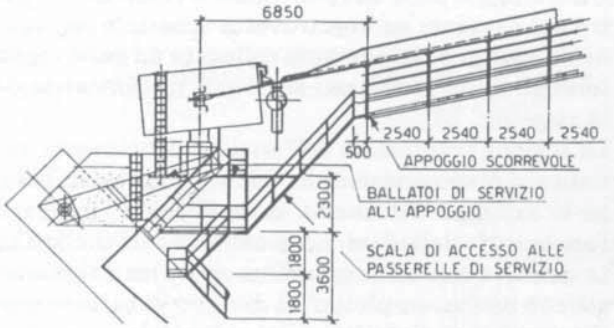
Il CONI, che pur dall'agosto del 1985 aveva firmato un accordo con le Condotte per una rapida ricostruzione, chiese delle modifiche soltanto tra Luglio ed Agosto del 1986.
La nuova versione del progetto che tiene conto di queste modifiche che per la parte strutturale prevedevano un aumento del peso proprio del 50% circa (richiesta di controsoffitto pedonabile che portava da 55 a 75 kg/m² il peso proprio della copertura) ed un adeguamento del carico accidentale da 140 a 144 kg/m² (nel frattempo erano uscite le norme 10012/85) fu pronto per fine novembre 1987.

4.1. Caratteristiche della struttura e dati di progetto

La struttura portante della copertura è essenzialmente costituita da una rete di funi presollecitate e ancorate ad un anello di bordo flessibile (figg. 21 e 22).

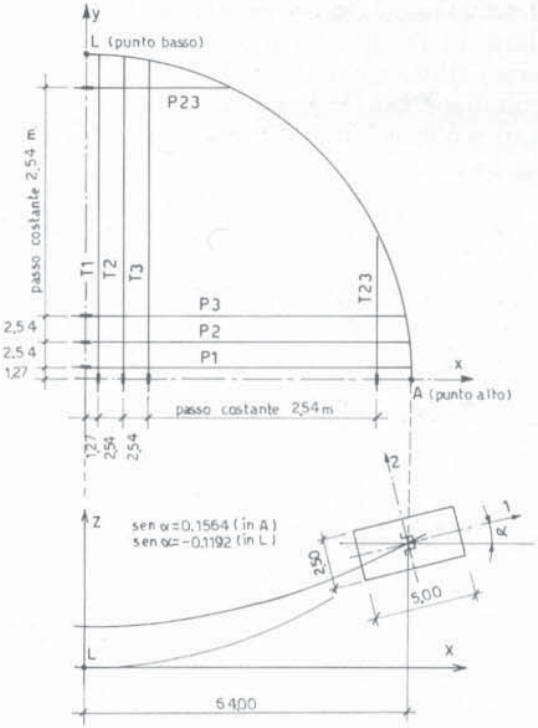


21



22

La rete ha la forma di un paraboloide iperbolico e l'anello di bordo è definito quale intersezione del paraboloide con un cilindro ad asse verticale e direttrice circolare di diametro 128 m.
L'anello è realizzato da un insieme di 76 conci ad asse rettilineo in lamiera di acciaio con sezione trasversale costante a cassone rettangolare di base 5 m ed altezza 2,50 m; esso è nervato da irrigidimenti longitudinali e diaframmi ed è appoggiato su mensole di acciaio che aggettano verso l'interno dell'edificio da 38 cavalletti di c.a.
La tipologia degli appoggi dell'anello è tale per cui le sezioni di appoggio risultano vincolate, in condizioni di simmetria, nei confronti del solo spostamento verticale: struttura ad anello flessibile quindi, coerente dal punto di vista statico con le esistenti sottostrutture di c.a. e dal punto di vista architettonico con le caratteristiche originarie della costruzione.
La rete è costituita da 46 funi portanti e 46 traenti (fig. 23), ad interasse costante di 2,54 m e di uguali caratteristiche: funi spiroidali di diametro 66 mm, sezione 22 cm², modulo elastico 1500 t/cm².



23

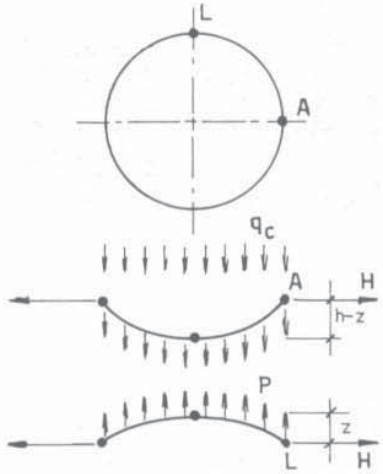
L'ancoraggio delle funi all'anello è realizzato al centro del cassone, su una travetta coassiale con sezione ad omega e rigidamente collegata ad esso: i tenditori delle funi sono posti sugli assi di simmetria della rete (fig. 23).
La sezione trasversale dell'anello è debolmente inclinata sul piano orizzontale, ed in modo variabile lungo lo sviluppo dell'anello, sì da favorire l'ingresso e l'ancoraggio delle funi. La geometria dell'anello è stata definita con un programma specifico dal quale si ottiene anche, su plotter, il disegno di tutte le pareti esterne e di diaframma dei conci, e dei punti di intersezione dei relativi piani con gli assi delle funi.
Le caratteristiche geometriche della sezione trasversale dell'anello, rispetto agli assi locali 1 e 2 di fig. 23, sono riportate in Tabella 1:

Tabella 1

	Trave a cassone	Travetta di ancoraggio
Area della sezione A (m^2)	0,3834	0.0406 + 0,0598
Momento di inerzia J_1(m^4)	0,4467	0,0033
Momento di inerzia J_2 (m^4)	1,2853	0,00017
Modulo di torsione J_4 (m^4)	0,7627	

4.2. Definizione della struttura e risultati del calcolo

Esiste una doppia infinità di reti di funi, con forma di paraboloide iperbolico, che è possibile ancorare al medesimo anello di bordo così come definito al paragrafo precedente: tensostrutture tutte diverse l'una dall'altra nella geometria, nella presollecitazione e quindi nel comportamento statico. (fig. 9)
Così ad esempio, se in prima approssimazione si ipotizza che l'anello di bordo, generalmente inflesso in forma ellittica nel piano orizzontale, sia circolare – e quindi inerte a flessione – per un assegnato valore del carico q_c (carico di centraggio) e se si indica, come in fig. 24 con:



- H, la componente orizzontale degli sforzi delle funi, di valore uguale per le funi traenti e portanti
- p, la pressione di pretensione
- z, la quota del punto di sella
- h, l'altezza totale della rete
- l, il diametro dell'anello

si determina dalle condizioni di equilibrio delle funi la quota del punto di sella:

$$z=\frac{h}{2}-\frac{q_c l^2}{16H}$$

È dunque evidente la possibilità di ottenere ∞^3 tensostrutture, come si è detto, disponendo di tre variabili di progetto, z, q_c, H, legate dalla precedente relazione. La tensostruttura progettata è stata definita con l'intento di ottenere un anello approssimativamente circolare in proiezione orizzontale, ed inerte a flessione, per un carico totale q_c = 100 kg/m^2 ed in presenza di valori uguali delle componenti orizzontali di sforzo delle funi traenti e portanti: H = 63,5 t per fune (pari a 25 t/m).
Con tale criterio progettuale, individuato con ripetuti calcoli della struttura come quello che assicura un comportamento ben bilanciato (fig. 25) fra la condizione di solo peso proprio della rete soggetta alla pretensione (18 kg/m^2) e la condizione di carico massimo di neve (75+144 =219 kg/m^2), si sono poi determinati gli sforzi da applicare alle funi all'atto della messa in opera:

H_p = 28,09 t per le funi portanti $\left(\Delta H=\frac{9}{2{,}54}\ t/m\right)$
H_t = 36,83 t per le funi traenti.

Gli spostamenti e le principali sollecitazioni delle sezioni diametrali della trave a cassone, la quota del punto di sella e le componenti orizzontali di sforzo delle funi portanti e traenti a pretensione ultimata (in presenza del peso della rete pari a 18 kg/m^2) sono riportati nella terza colonna di Tabella 2.
La stessa Tabella 2 raccoglie, nelle colonne quarta e quinta, i valori degli spostamenti e delle principali sollecitazioni della struttura calcolati incrementando il carico fino al totale di 75 kg/m^2 (condizione della struttura in presenza di tutto il carico permanente) e quindi di 219 kg/m^2 (condizione in presenza del carico permanente più quello della neve).
Si avverte che le componenti orizzontali degli sforzi sulle funi H_p ed H_t non si mantengono costanti per tutte le funi ma decrescono dal centro verso il bordo, ossia spostandosi dalla 1ª alla 23ª fune. Le variazioni sono peraltro modeste ed inferiori al 10% fino alla 18ª fune: i valori di Tabella 2 sono quelli medi delle prime 10 funi da ciascun lato dell'asse di simmetria.
In fig. 25 sono infine illustrati gli andamenti della deformazione della struttura nel piano orizzontale per le condizioni di carico qui considerate e le quote del punto di sella della rete.

Tabella 2 Risultati principali del calcolo

		Rete + pretensione (18 kg/m²)	Permanenti (75 kg/m²)	Permanenti + neve (219 kg/m²)
Spostamento in A	U_A (m)	0,232	0,051	−0,217
Spostamento in L	U_L (m)	−0,247	−0,081	−0,150
Quota della sella	Z (m)	6,565	5,605	4,217
Funi portanti	H_p (t)	28,09	55,04	109,43
Funi traenti	H_p (t)	36,83	57,84	104,35
Sollecitazioni in A	N (t)	766	1 150	1 980
	M_2 (tm)	−3 430	−362	4 480
Sollecitazioni in L	N (t)	559	1 050	2 060
	M_2 (tm)	3 670	1 390	−1 500

4.3. Considerazioni conclusive

I risultati del calcolo esposti nella Tabella 2 evidenziano alcuni aspetti caratteristici del comportamento della struttura.

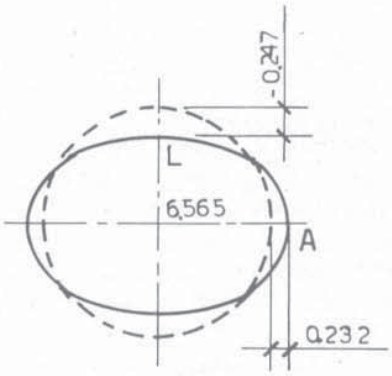
Si osserva anzitutto che lo sforzo delle funi traenti si incrementa al crescere del carico, contrariamente a quanto accadrebbe in una struttura a bordo rigido: tale comportamento della struttura flessibile era già stato evidenziato da A. Samuelli-Ferretti ed A. Zingali [2].

Inoltre, come conseguenza delle condizioni introdotte sul centraggio dell'anello, l'accrescimento dello sforzo H_t (da 36,83 t a 104, 35 t) è incrociato con quello dello sforzo H_p (da 28,09 t a 109,43 t), ed in guisa tale che la differenza fra i due sforzi, da cui dipende la flessione dell'anello di bordo, rimane sempre contenuta per i valori limiti di carico (18 kg/m² e 219 kg/m²) che definiscono il campo di impiego della struttura: corrispondentemente limitate sono le sollecitazioni flessionali dell'anello di bordo e contrapposte le deformazioni (fig. 25).

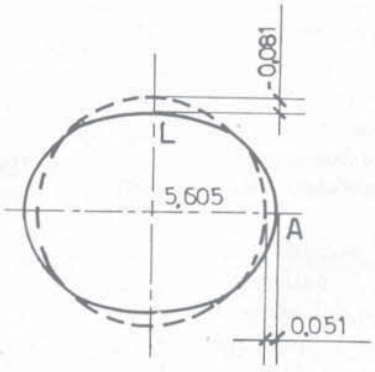
Così dunque, se nelle strutture a bordo rigido incrementi del carico inducono incrementi di sforzo nelle portanti e riduzioni nelle traenti, con elevate variazioni delle sollecitazioni flessionali dell'anello, ciò non accade in quelle a bordo diametralmente flessibile nelle quali l'incremento del carico produce incremento di sforzo di entrambi gli ordini di funi quasi che ciascun semi-anello, rispetto all'asse di simmetria che ne collega i punti bassi, si comportasse come un arco sghembo a spinta eliminata, soggetto alle reazioni delle funi portanti e provvisto di tante catene quante sono le funi traenti (fig. 4).

A tale favorevole comportamento si accompagnano peraltro deformazioni della struttura che sono relativamente elevate se comparate a quelle di una struttura analoga a bordo rigido ma che non suscitano preoccupazioni particolari; se la copertura mantiene una soddisfacente capacità di smaltimento delle acque piovane e se è provvista di giunto perimetrale lungo l'anello di bordo (fig. 22), la stessa freccia del punto di sella, di 139 cm sotto il massimo carico di neve, appare pienamente accettabile.

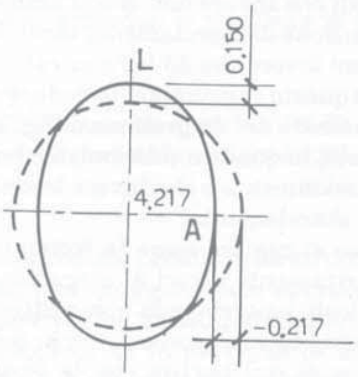
Particolare importanza, nel progetto della struttura, ha rivestito la definizione della condizione iniziale della rete di funi, in rapporto alla entità delle deformazioni e delle sollecitazioni dell'anello.



18 Kg/m²



75 Kg/m²



219 Kg/m²

5. Attività tecniche promosse dal CONI dopo il collasso

a) *Il CONI parte in causa*, poiché oltre ad essere il responsabile della manutenzione, ha nominato il direttore lavori ed il collaudatore, *elesse da solo una falsa commissione "super partes": quelle vere sono elette da tutte le parti in causa.*

b) *la falsa commissione "super partes" indica nel progettista l'unico responsabile del collasso*
Questa commissione il 19 marzo 1985 indicò dopo un mese circa dall'incarico e prima dei rilievi dell'accertamento tecnico preventivo, come unica causa importante del dissesto (punto 3 relazione finale) "il fatto che il progettista abbia stimato la capacità portante dell'anello pari al doppio di quella effettiva"e prosegue "sono da escludere come cause del dissesto:
– la valutazione progettuale dello stato tensionale delle funi e delle azioni da queste trasmesse all'anello
– difetti di materiali, esecuzione e manutenzione"
La presunta giustificazione delle conclusioni avrebbe dovuto essere in una serie di controcalcoli sviluppati nell'allegato 5 alla relazione finale che però partono da ipotesi di deformazione iniziale delle pannellature delle pareti dell'anello di bordo diverse da quelle ipotizzate nel progetto conformemente alle normative allora vigenti che erano più restrittive di quelle attuali, e diverse soprattutto dalle deformazioni esistenti nella struttura che fu costruita sempre in base alle normative allora vigenti, e senza usare quelle macchine di saldatura automatica che oggi possono provocare quelle deformazioni così penalizzanti.
Partendo da questi dati diversi, a sfavore della stabilità, ovviamente, la "commissione" scopre che, ammettendo imbozzamenti ad esempio di 1/500 L (cioè di 2,0 mm su di un metro contro gli 0,5 mm su 1 metro già non ammessi dalla normativa seguendo la quale fu progettato e costruito l'anello di bordo, occorrerebbero per ottenere lo stesso risultato (cioè tensione di sbandamento vicino alla tensione di snervamento) delle nervature irrigidenti più robuste, ovvero che con le nervature irrigidenti di progetto, se fossero state accompagnate da quelle inflessioni iniziali che invece non erano ammesse e non c'erano, la tensione di sbandamento sarebbe stata di circa 20 kg/mm² invece dei 33 kg/mm² calcolati dal progettista e da questo ragionamento deducevano il carico di sbandamento dal diagramma di fig. 26: carico che sarebbe stato, in quelle condizioni diverse dalle reali, causa di sbandamento e che invece loro scrivono è stato causa di sbandamento.
Non si capisce come la "commissione" escluda categoricamente errori di esecuzione e poi li ipotizzi nei calcoli, e perché non abbia atteso l'esito dell'accertamento tecnico preventivo per controllare la deformata e di qui partire con le verifiche come d'uso (si sperava forse di influenzare con un "ipse dixit" chi in futuro avrebbe letto i dati rilevati?).

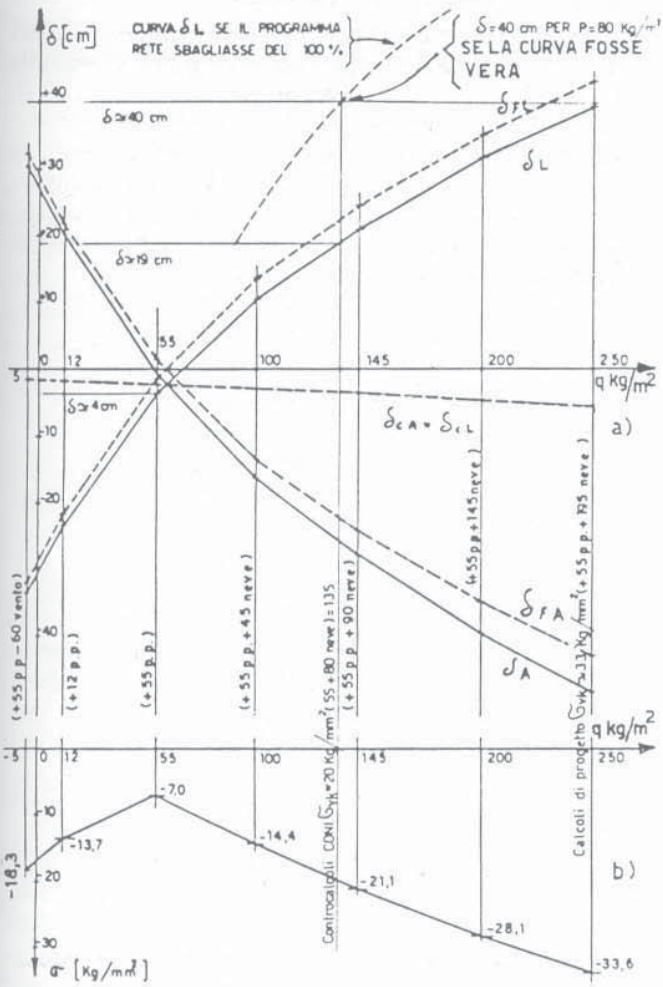
c) *le controsservazioni del progettista*
Non potendo entrare nel merito dei controcalcoli degli ingegneri della "commissione super", poiché allora questi calcoli non erano in sue mani (appena li ebbe avuti lo fece immediatamente: v. disegno 83001/100/5 esposto in occasione della giornata dedicata all'"Attualità delle tensostrutture e tensostrutture attuali" il 13.05.88, a Padova) il progettista si limitò ad osservare che, aperte le "scatole nere" della copertura, cioè ispezionati gli appoggi, si sarebbe saputa la verità sulla tensione di sbandamento (era di questo che si discuteva). Essa infatti era legata in modo univoco (figura 26) sia al carico distribuito (q) che alla deformata massima in L.

Per il progetto:	Per la commissione:
σ_{vk} = 33 kg/mm²	σ_{vk} = 20 kg/mm²
δ_L = 4 + 40 = 44 cm	δ_L = 4 + 19 = 23 cm
q = 195 kg/m²	q = 1/2.195 kg/m²

Quindi se la deformata massima orizzontale in L (leggibile dagli strisciamenti del tampone sulla base dell'appoggio) fosse stata inferiore a 23 cm la ragione sarebbe stata della "commissione super", se la strisciata fosse stata superiore a 44 cm la ragione era del progetto.

d) *la risposta della struttura*
in L nord δ_L = 54 cm > 44 cm (figg. 18 e 19)
(dei 54 cm, 9 cm sono stati a carico costante)

e) *colpo di coda per cercare di rimettere in sella la "commissione super"*
Come abbiamo più sopra ricordato fra il CONI, proprietario dell'impianto, e le Condotte d'Acqua di Roma, costruttore, intervenne successivamente un accordo per la rapida ricostruzione dell'opera.
L'ultima versione del progetto di ricostruzione con pesi propri diversi dalla prima del 1985 (su richiesta del CONI di fine agosto 1986) fu presentata dalle Condotte al CONI ai primi di dicembre 1986, ma nel marzo del 1987 il CONI la respingeva accusando i progettisti di macroscopici errori di progettazione; allegava una relazione tecnica del 16 febbraio 1987 in base alla quale le sollecitazioni dell'anello di bordo in presenza di neve risulterebbero superiori di oltre il 50% e (soprattutto, n.d.r.) le deformazioni dello stesso anello superiori di circa il 100% a quelle calcolate in progetto. Ed accusava i progettisti di aver utilizzato un modello di calcolo "del tutto inadeguato (Programma RETE, n.d.r.) a prefigurare l'effettivo comportamento delle tensostrutture nelle diverse condizioni di carico", e poiché questo programma era lo stesso usato per il progetto 1971/72, accusava le nuove strutture di non essere "esenti dai difetti che già provocarono due anni or sono, la rovina della copertura".
In poche parole il CONI rimangiandosi quanto aveva affermato in sede di "commissione super" insinuava che la deformabilità dell'anello, così come valutata,



26

Fig. 26 Diagrammi: a) delle deformate e b) delle tensioni delle tensioni, da compressione e flessione, in funzione di un carico distribuito sulla rete per le sezioni L e A dell'anello di bordo. Nel grafico si nota:
$\delta_{CA} = \delta_{CL}$ = spostamenti relativi agli sforzi di comprensione
$\delta_{FA} = -\delta_{FL}$ = spostamenti relativi agli sforzi di flessione
$\delta_A = -\delta_{CA} + \delta_{FA}$ = spostamento totale in A
$\delta_L = -\delta_{CL} + \delta_{FL}$ = spostamento totale in L
σ, tensione massima nella sezione più sollecitata
q, intensità del carico complessivamente applicato alla copertura (peso proprio + accidentale).

non andava più bene nemmeno nel primo progetto e perciò a 80+100 kg/m² di neve non corrispondevano più i 23 cm di corsa dell'appoggio in L, ma circa 40 cm (fig. 26). Se questo fosse stato vero, il dato rilevato avrebbe confermato la tensione di sbandamento indicato dalla "commissione super" (fig. 26), mentre la deformata corrispondente alla tensione di sbandamento individuata nel progetto sarebbe diventata di oltre 80 cm.

f) *risposta dei progettisti*
"*Tale inopinata e grave accusa non ha*, all'esame compiuto sulla relazione di verifica di parte CONI, del 16 febbraio 1987, (allegato alla lettera del 10 Marzo) *alcun fondamento*, e, se non è frutto di abbaglio, *appare pretestuosa* : la struttura, cui tale relazione si riferisce, risulta non corrispondere a quella progettata e, pertanto, le relative conclusioni sono inattendibili in ordine al progetto" (e tanto meno in ordine al progetto del 1971/72) Roma 20 Marzo 1987.

Dopo questo sintetico ma chiaro riscontro dei progettisti trasmesso a stretto giro di posta dalle Condotte al CONI, i progettisti hanno portato al Convegno C.T.A. di Trieste una loro memoria [6] in merito e l'ing. Romaro ha esposto a Trieste il disegno-manifesto 83001/100/1 che evidenzia eloquentemente la pretestuosità delle affermazioni del CONI. (v. anche [7]).
Anche questa volta, infatti non si trattava di programmi non attendibili, ma di banale sostituzione delle ipotesi di partenza (operazione al solito ben cammuffata con l'uso dell'elaboratore, ma non più di tanto)

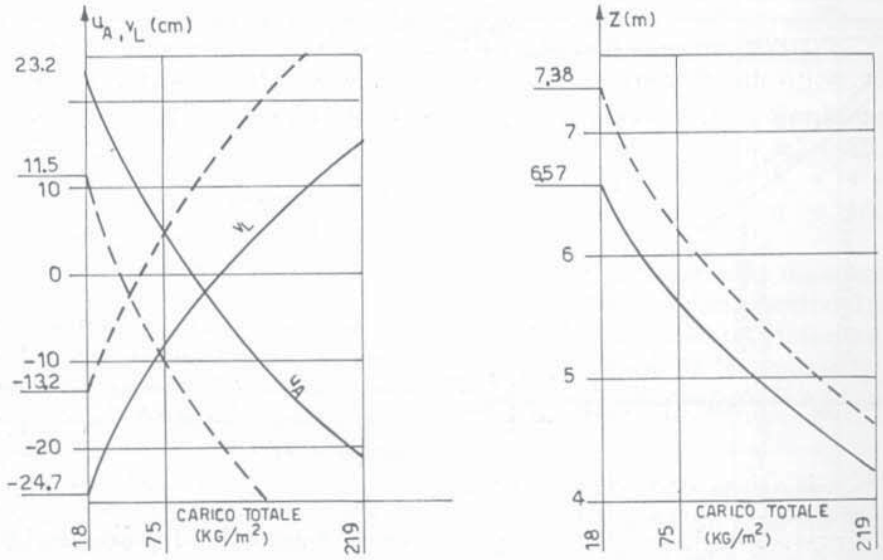
Al punto 4.2 di questa esposizione, illustrando il criterio progettuale ed i parametri statici e geometrici della condizione iniziale prescelta, si è rilevato come questa fase del progetto equivalga alla scelta della struttura entro una doppia infinità di strutture possibili, realizzate con funi uguali ed ugualmente distanziate in pianta ed ancorate allo stesso anello di bordo (fig. 9).
Ognuna di queste strutture ha un proprio comportamento statico diverso dalle altre cui corrisponde in particolare, nell'intervallo dei carichi di esercizio, una determinata escursione delle deformazioni e delle sollecitazioni dell'anello, sia in senso assoluto come escursione totale, sia rispetto alla condizione di anello indeformato ed inerte.
Orbene la struttura verificata dal CONI non è la stessa del progetto Condotte , infatti i tiri iniziali all'atto del montaggio (cioè con il solo peso proprio delle funi ipotizzati in ambedue le strutture in 18 kg/m²) sono

H_t =	38,8 t	per le funi traenti, anziché	36,83 t
H_p =	**34,5** t	per le funi portanti, anziché	**28,09** t
ΔH =	4,3 t		8,74 t

Con questa condizione iniziale l'anello della struttura CONI perviene ad una configurazione approssimativamente circolare per un carico totale di 46,5 kg/m² (anziché 100 kg/m²), ed in presenza di una componente orizzontale di sforzo delle funi traenti e portanti H = 47 t (anziché 63,5 t) (18,5 t/m anziché 25 t/m).

Si vede, dai diagrammi u_A, v_L di fig. 27, che la struttura ipotizzata dal CONI è sensibilmente più deformabile di quella progettata ed ha inoltre un comportamento sbilanciato delle deformazioni dell'anello nel campo di impiego, tale per cui gli spostamenti delle sezioni diametrali A ed L, e le conseguenti sollecitazioni, raggiungono valori assai elevati al crescere del carico, con differenze enormi rispetto a quelli della struttura progettata. La quota del punto di sella è inoltre sempre più alta nella struttura del CONI, e maggiore la freccia elastica.

È dunque evidente l'importanza che la scelta della condizione iniziale assume in fase di progetto ed è altresì evidente l'importanza di una corretta impostazione della condizione iniziale.
Un'ultima osservazione ci sia concessa, il fatto che un'altra struttura, si ripete tra le ∞ possibili, si comporti così male sotto l'azione dei carichi di progetto, rispetto a quella scelta dai progettisti è una riprova di quanto oculata sia stata la scelta progettuale dei dati iniziali effettuata dagli stessi.



27

Fig. 27 Spostamenti del punto alto (u_A) e del punto basso (v_L) dell'anello e variazione della quota del punto di sella (z) al variare del carico totale applicato alla struttura. Le linee a tratto continuo si riferiscono al progetto (centraggio con $q_c = 100\ kg/m^2$, $H_c = 63{,}5\ t$); quelle a tratteggio si riferiscono alla struttura ipotizzata dal CONI con condizioni di centraggio $q_c = 46{,}5\ kg/m^2$, $H_c = 47\ t$.

Bibliografia

[1] Stefano Odorizzi, Bernardo Schrefler, "Contributo allo studio di reti di funi pretese entro strutture di bordo elasticamente deformabili", *Costruzioni Metalliche*, 3, 1974.

[2] Alessandro Samuelli Ferretti, Antonino Zingali, "Sull'influenza della deformabilità elastica del bordo nelle tensostrutture a doppia curvatura inversa", *Giornale del Genio Civile*, 9/12, 1971, p. 759.

[3] Giorgio Romaro, "La tecnica di costruzione e montaggio nella fase progettuale delle tensostrutture", *Costruzioni Metalliche*, 5, 1973.

[4] Giorgio Romaro, "Note sulla progettazione strutturale della copertura del Palasport di Milano", *Costruzioni Metalliche*, 4, 1974.

[5] Giorgio Romaro, "Sul collasso dell'anello di bordo della tensostruttura del Palasport di Milano avvenuto il 17 gennaio 1985", *Acciaio*, 7/8, 1987, p. 323.

[6] Vittorio Nascè, Giorgio Romaro, "Palasport di Milano progetto di ricostruzione della tensostruttura di copertura in rete di funi" *Acciaio*, 7/8, 1987, p. 581.

[7] Daniele Giusto, Maria Grazia Zanon, "Sul progetto di ricostruzione della tensostruttura di copertura del Palasport di Milano", *Acciaio*, 12, 1987, p. 577.

Note

Alcune figure sono riprodotte da articoli dello stesso autore citati in bibliografia, specie da [5] e da [6] (Rivista Acciaio).

Tutte le foto e i documenti citati ed esposti nell'atrio dell'aula N di via Marzolo 9, dal 12 al 18.5.1988, sono stati raccolti in un catalogo in scala 1:1, di ca. 100 pagine formato A3. Il catalogo può essere consultato presso la biblioteca del Collegio degli Ingegneri della Provincia di Padova, via Alessio 11.