

**A) strutture bidimensionali e curve in conglomerato
cementizio**

A2) ASPETTI APPLICATIVI

Presidente di sessione: prof. ing. Piero POZZATI

Relazione generale: prof. ing. Giulio PIZZETTI

M E M O R I E

CUPOLA A PADIGLIONE IN CALCESTRUZZO LEGGERO

Remo Calzona

Professore straordinario di complementi di tecnica delle costruzioni-
Facoltà Ingegneria - Roma -

Sommario

La cupola ripete, in chiave moderna, la forma delle classiche cupole a padiglione, realizzata però sfruttando le possibilità della moderna tecnologia del conglomerato: calcestruzzo leggero, precompressione, additivi ecc. La cupola, che ha dimensioni in pianta 47,20 x 53,60, e freccia al colmo di 8 m., è vincolata ad una trave di bordo rettangolare in cemento armato precompresso, è sostenuta da 36 pilastri perimetrali. Vengono illustrate le scelte progettuali, l'analisi statica ed il processo costruttivo.

Summary

The dome repeats, in a modern note, the form of the classical cloister vault, but created by exploiting the possibilities offered by modern technology: lightweight concrete, prestressing, admixtures, etc. The dome has in - plan dimension 47,20 x 53,60 and inflection 8,00 m., and is constrained by an edge prestressed beam, which is supported by 36 perimetral columns. It is described the structural solution, the static analysis and the construction process.

1. Generalità

La cupola che costituisce la copertura del palazzo dello Sport di Vasto (fig. 1) ripete in chiave moderna, la forma delle classiche cupole a padiglione, realizzata sfruttando le possibilità offerte dalla moderna tecnologia del conglomerato: calcestruzzo leggero, precompressione, additivi ecc.

E' costituita da una volta sottile a superficie ellittica su pianta rettangolare di dimensioni, lungo il perimetro d'appoggio 44,80 x 51,20 m.

L'altezza del colmo rispetto al perimetro di base é di 8 m. (fig.2)

La superficie media di equazione

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{z^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1 \quad a = 8 \text{ m.} \\ 44,80 < b < 68,03 \text{ m.} \\ \frac{z^2}{a^2} + \frac{y^2}{c^2} = 1 \quad 51,20 < c < 68,03 \text{ m.} \end{array} \right.$$

é ottenuta facendo ruotare una semiellisse, con semiasse minore $a = 8.00$ m., attorno un asse verticale passante per il colmo: nella rotazione il semiasse maggiore varia dimensione con continuità tra 44,80 - 68,03 - 51,20 m.

Si ottiene così una superficie a semplice curvatura, di ottimo comportamento statico per forma, ma semplice da realizzare, perché gli anelli orizzontali sono costituiti da elementi rettilinei.

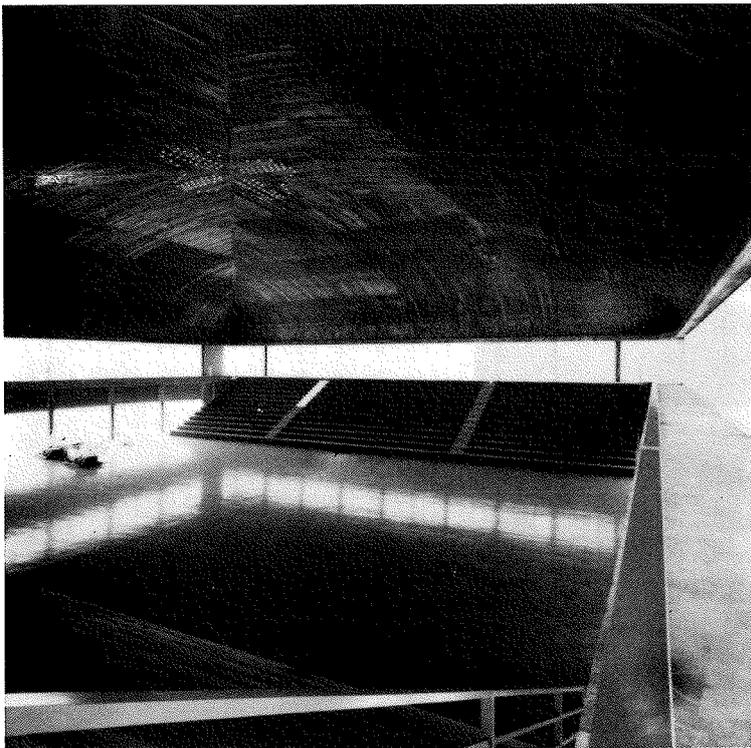
La cupola é in cemento armato di calcestruzzo leggero (1) strutturale gettata in opera con spessore che varia, lungo le sezioni mediane da 30 cm. all'imposta a 15 cm. al colmo. All'imposta é vincolata ad una trave di bordo di altezza $h = 40$ cm., larghezza $b = 2.00$ al centro e $b = 3.00$ agli spigoli in cemento armato precompresso, che costituisce una cornice orizzontale atta ad assorbire le azioni trasmesse della cupola, in particolare le spinte orizzontali.

La trave é sostenuta da 36 pilastri: quelli d'angolo e quelli immediatamente prossimi (fig.3) sono continui con la trave di bordo e con la cupola, gli altri hanno in sommità un vincolo che impedisce solamente gli spostamenti verticali della trave di bordo, mentre permette rotazioni e spostamenti orizzontali.

(1) Il calcestruzzo leggero é stato confezionato con inerti prodotti dalla S.p.A. SMAE tipo Termolite T.6.



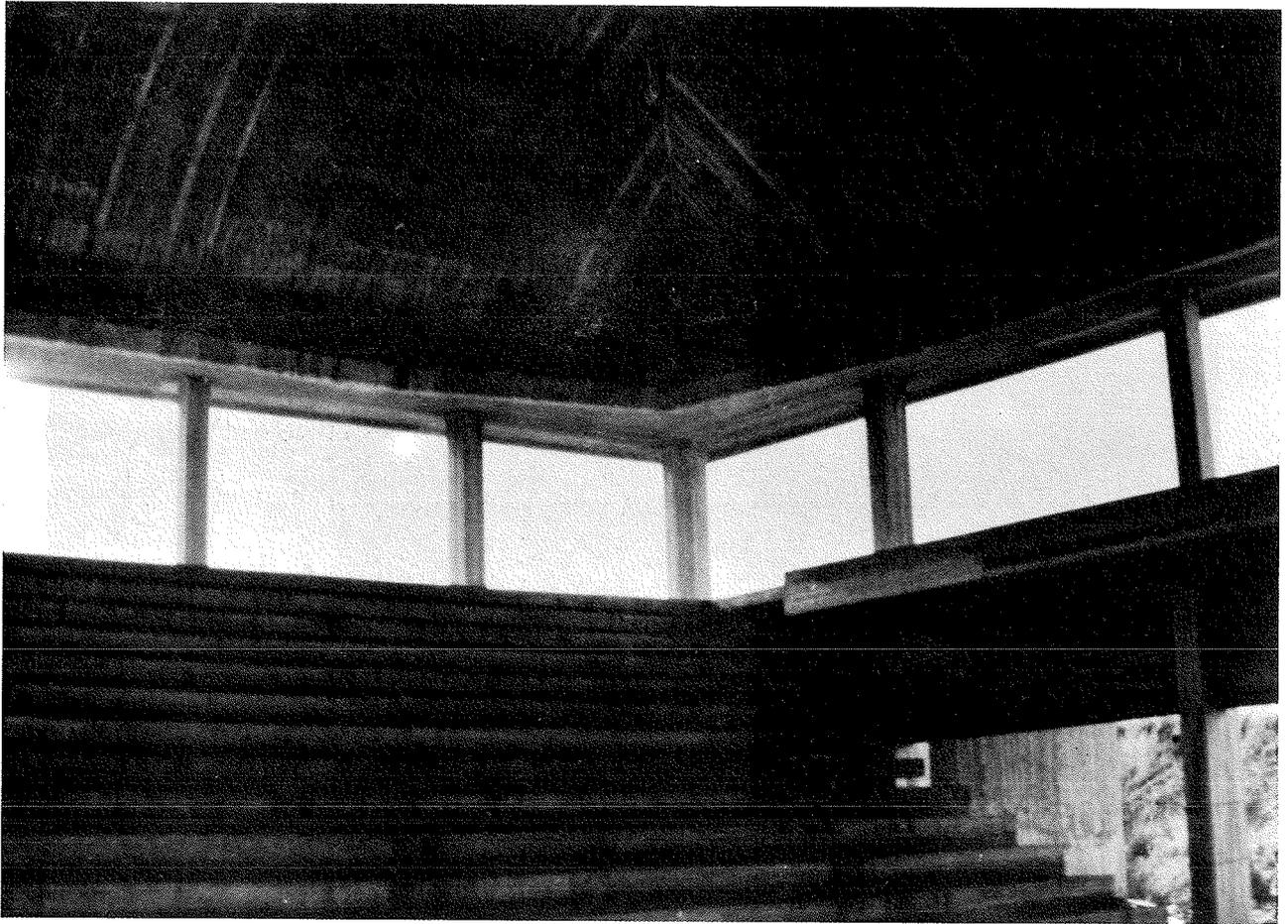
Fig. 1 a -



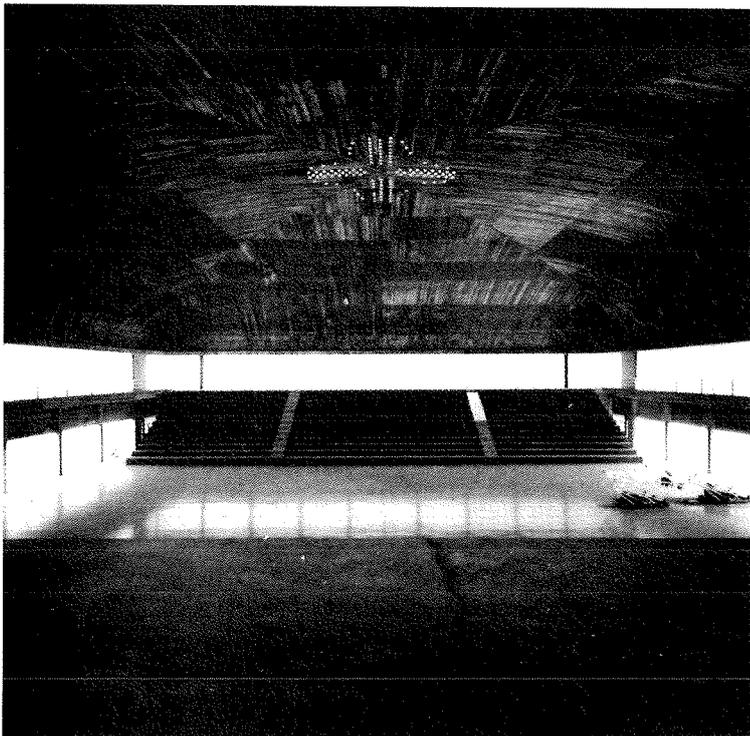
- Fig. 1 a - Veduta esterna
della cupola

- Fig.1 b - Veduta interna
della cupola

- Fig. 1 b -



- Fig. 1c -



- Fig. 1c - 1d -
Veduta interna
della cupola

- Fig. 1d -

Con tale vincolo, realizzato con un apparecchio in acciaio - teflon, la sollecitazione in testa ai pilastri é di solo sforzo normale.

I pilastri in cemento armato, hanno forma e dimensioni mostrati in (fig.3).

2. Analisi strutturale

Da un punto di vista strutturale la copertura é un guscio sottile, con prevalente funzionamento a membrana, vincolato alla trave di bordo a sua volta vincolata ai pilastri. L'insieme strutturale é stato calcolato per le seguenti condizioni di carico:

- 1) Peso proprio + carico accidentale assimilato a 100 Kg./m^2 sulla proiezione orizzontale.
- 2) Effetto della precompressione della trave di bordo.
- 3) Effetto del vento con intensità, sulla proiezione verticale, di 100 Kg./m^2 .
- 4) Variazione termica, con $\Delta T = 15 \text{ }^\circ\text{C}$, e ritiro.
- 5) Effetti viscosi.

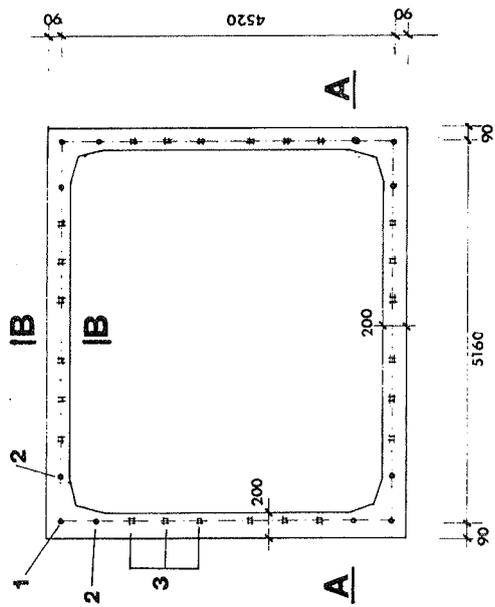
In realtà il calcolo delle sollecitazioni, ha seguito il processo costruttivo e la storia dei carichi, valutando le sollecitazioni che si producevano negli elementi strutturali mano a mano che venivano realizzati e messi in carico, ovviamente tenendo conto degli effetti viscosi. Con riferimento alle fasi costruttive, illustrato al par. 3, il calcolo delle sollecitazioni é stato fatto relativamente alle seguenti situazioni statiche:

2.1 Fase 3: ossia all'atto della prima precompressione della trave di bordo.

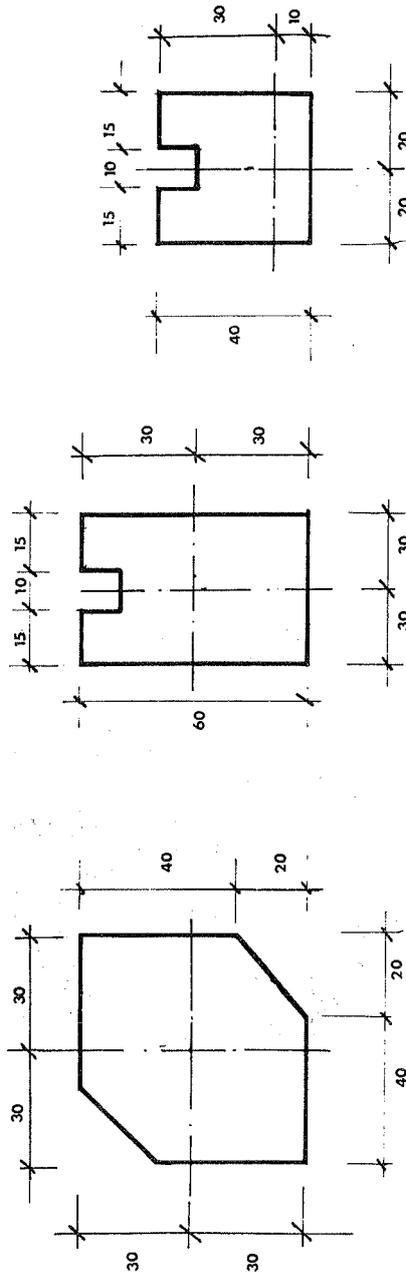
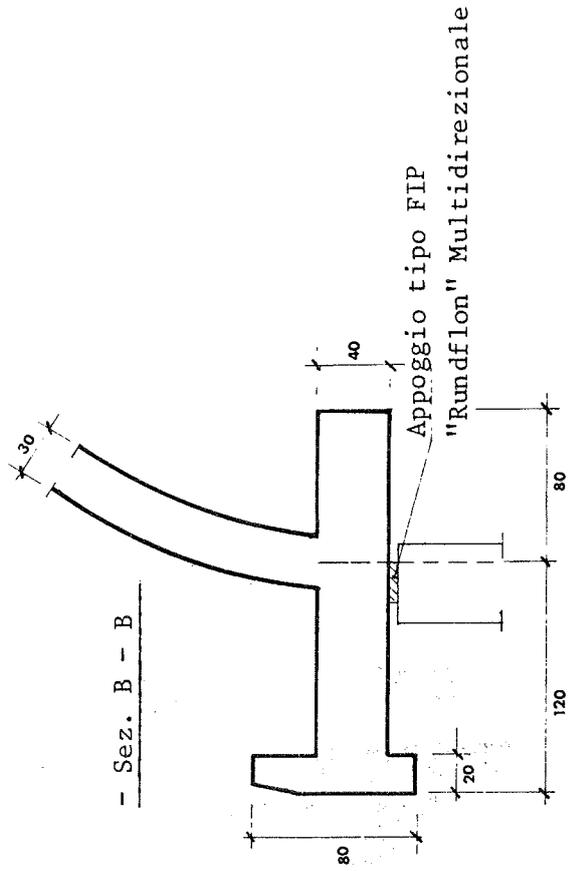
L'insieme trave di bordo - pilastri costituisce un telaio spaziale e come tale é stato calcolato, sottoposto al peso proprio della trave ed alla precompressione.

La precompressione realizzata mediante 4 cavi per ogni lato delle travi, con andamento curvo nel piano orizzontale (fig.4), ha il sistema di carichi equivalenti alla precompressione di (fig.5), antagonista alle azioni che verranno trasmesse dalla cupola, che genera nella trave uno stato di coazione di compressione e di flessione, nel piano orizzontale. La precompressione in testata é stata di 200 t.

In questa fase i pilastri d'angolo, sono deformati verso il centro della cupola, egualmente la trave di bordo.



- Pianta -

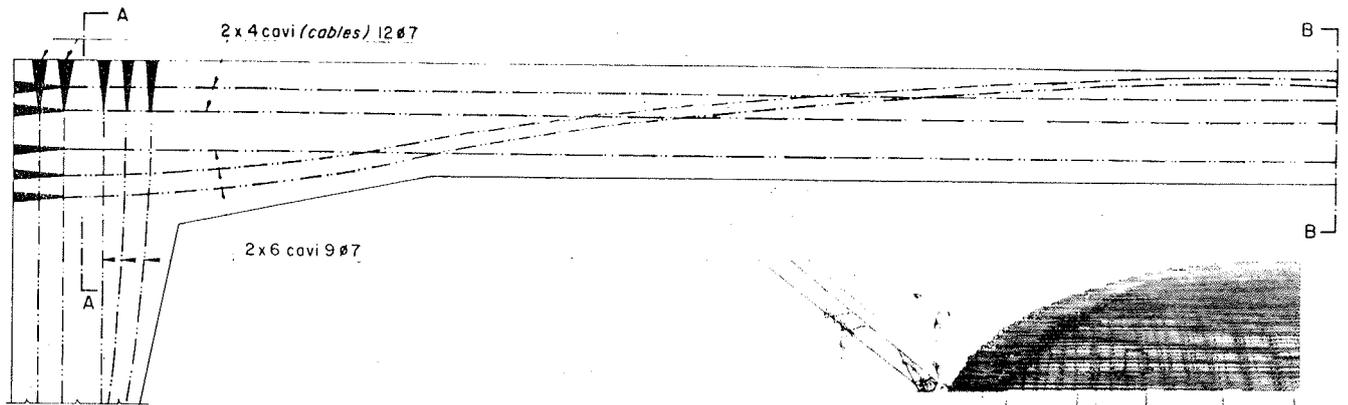


- Pilastro tipo 1 -

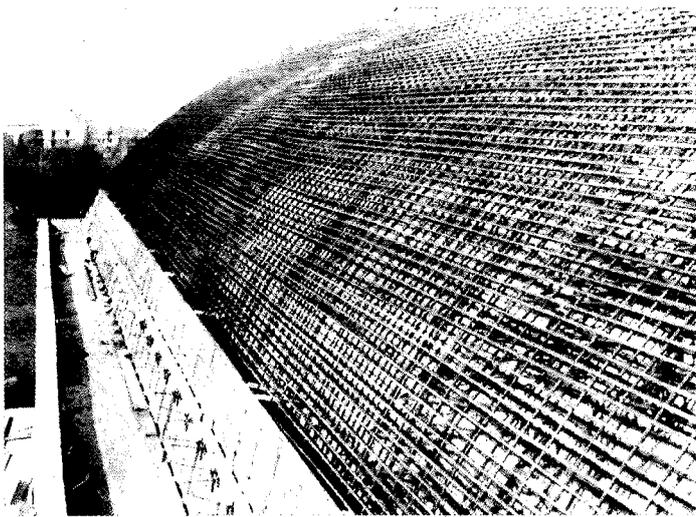
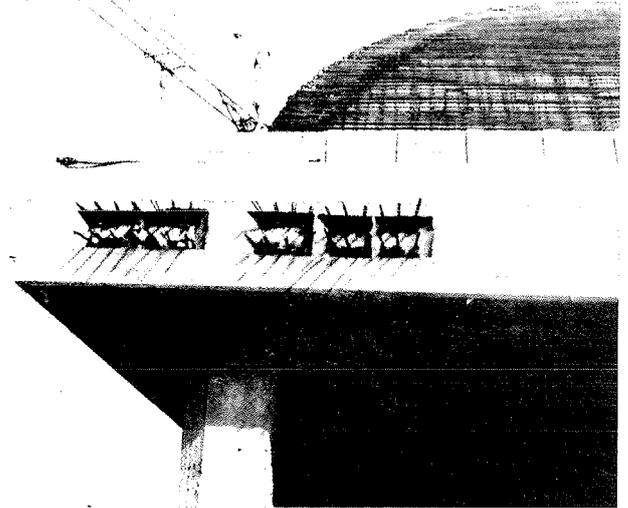
- Pilastro tipo 2 -

- Pilastro tipo 3 -

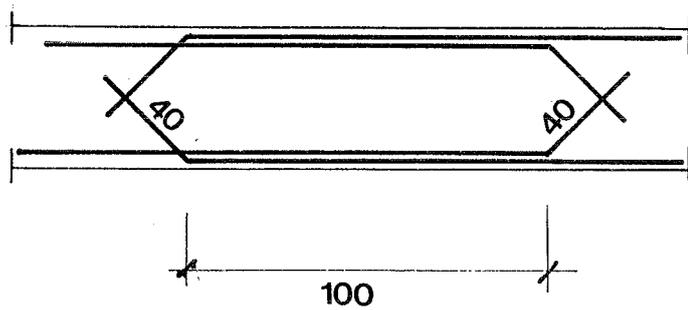
- Fig. 3 -



- Fig. 4a - Pianta parziale della trave di bordo con disposizione dell'armatura di precompressione e particolare della testata



- Fig. 4b -
Disposizione dell'armatura della cupola con particolare della giunzione per sovrapposizione delle barre



2.2 Fase 6: all'atto della seconda precompressione della trave di bordo.

La precompressione é realizzata con 6 cavi rettilinei, con cavo risultante baricentrico, per ogni lato.

Il sistema equivalente é rappresentato in (fig.5) con forza in testata di 200 t. Le sollecitazioni dell'insieme pilastri - trave di bordo - cupola, dovute al peso proprio della cupola ed alla precompressione, sono state calcolate mediante il programma di calcolo automatico SAP IV su una "mesh" di 260 elementi a sei gradi di libert  per la cupola e 40 nodi per travi e pilastri, limitata, stante la doppia simmetria, ad un quarto della cupola.

Per questa condizione di carico i pilastri d'angolo e la trave di bordo risultano deformati verso l'esterno.

Le sollecitazioni cos  calcolate sono state sovrapposte a quelle della fase precedente, tenuto conto delle cadute di tensioni avvenute nel tempo intercorso tra le due fasi.

Le due precompressioni sono state studiate, come tracciato dei cavi e forza di precompressione in maniera da compensare quasi completamente le deformazioni della trave di bordo provocate dal peso della cupola; la trave di bordo risulta pertanto sollecitata per effetto del peso della cupola da una compressione quasi uniforme ed i pilastri d'angolo da uno sforzo normale quasi centrato.

2.3 Con lo stesso programma di calcolo automatico, sono state successivamente calcolate le sollecitazioni dell'insieme strutturale per il carico accidentale, le variazioni della temperatura, il ritiro e gli effetti viscosi. L'effetto del vento, stante la forma della cupola, interessava principalmente per le sollecitazioni che provocava nei pilastri d'angolo ed in quelli prossimi agli angoli, che si erano vincolati alla trave di bordo proprio per assorbire la spinta del vento.

Il calcolo é stato svolto considerando l'insieme trave di bordo - cupola, come infinitamente rigido rispetto ai pilastri, e utilizzando uno schema shear - type per valutare la ripartizione del taglio dovuto al vento tra i vari pilastri.

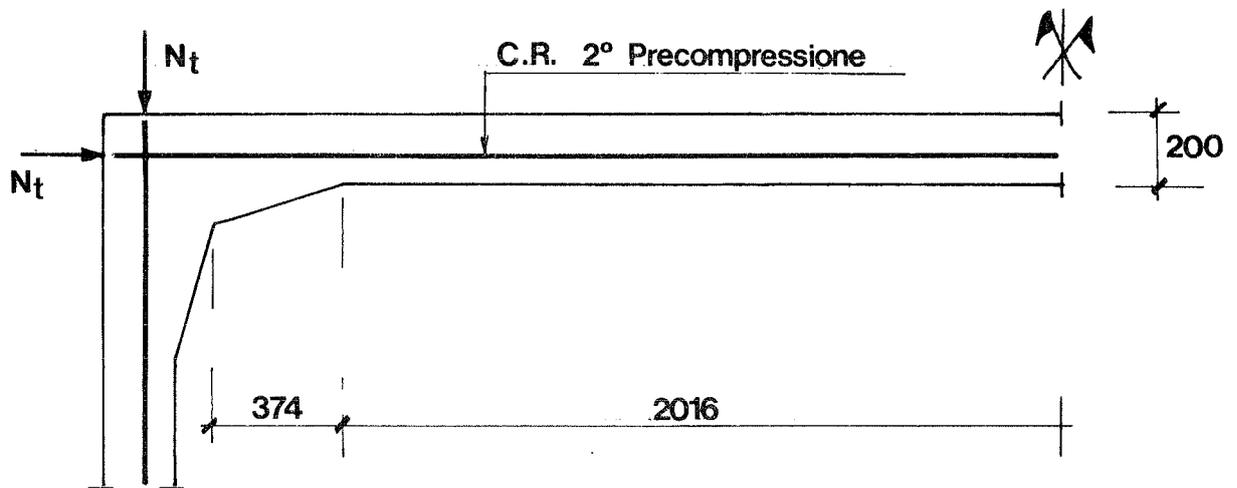
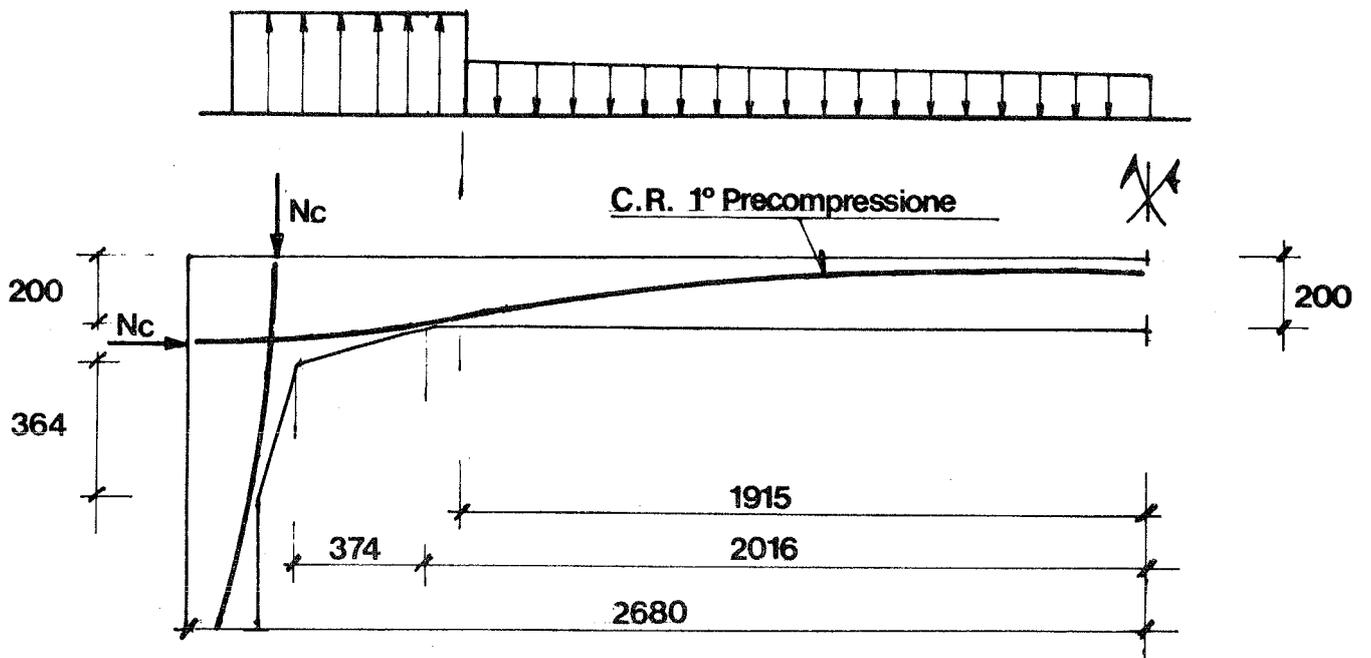


Fig.5 - Carichi equivalenti alla Precompressione

3. Verifiche statiche

Vengono di seguito descritti i punti essenziali delle verifiche statiche, che mostrano come la scelta della forma della cupola ed il governo degli stati di coazione abbia portato, tranne che per i 4 pilastri d'angolo, a stati tensionali molto modesti e quindi a realizzare un'opera con grandi riserve di sicurezza.

3.1 Cupola

Nella zona centrale della cupola, al disopra del parallelo con latitudine $\gamma < 30^\circ$, per qualsiasi condizione di carico, il regime di membrana é preva-
lente con sforzi di compressione sia secondo i paralleli che i meridia-
ni; la tensione massima, sullo spessore $s = 15$ cm., non supera $\sigma_c = 34$ Kg/
cm²

Andando verso il bordo, gli effetti flettenti lungo i meridiani raggiun-
gono valori apprezzabili, e lo sforzo di membrana nei paralleli diventa di
trazione.

Le massime sollecitazioni valgono:

- Elemento 22 -

$$M_y = 4,62 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$N_y = -23,1 \text{ t (compressione)}$$

a cui, per un'armatura costituita da $\emptyset 14/20$ simmetrica sulle due facce
e spessore $s = 30$ cm., corrispondono le tensioni:

$$\sigma_c = 58 \text{ Kg./cm}^2$$

$$\sigma_a = 1034 \text{ Kg./cm}^2$$

- Elemento 15 - (in mezzeria)

$$M_x = 0$$

$$N_y = 80,6 \text{ t.}$$

a cui, per un'armatura costituita da $\emptyset 14/5$ simmetrica sulle due facce e
spessore $s = 30$ cm., corrispondono gli stati tensionali:

a) Sezione resistente di sola armatura:

$$\sigma_a = 1308 \text{ Kg./cm}^2$$

b) Sezione interamente reagente:

$$n = 15$$

$$\sigma_c = 20,5 \text{ Kg./cm}^2$$

c) Ampiezza delle lesioni

Calcolata con la formula delle Norme Italiane:

$$S_{rm} = 11,8 \text{ cm.}$$

interasse delle lesioni

$$W = 0,019 \text{ mm.}$$

ampiezza delle lesioni

3.2 Travi di bordo

Considerando le varie condizioni di funzionamento e di carico, le sezioni più sollecitate risultano la sezione di mezzeria e la sezione 4 (a 20,16 m. dalla mezzeria), per le quali, si hanno seguenti tensioni nel conglomerato (positive le trazioni):

Sezione di mezzeria

$$1^{\circ} \text{ Precompressione: } \sigma_{ce} = -52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = 14 \text{ "}$$

$$\text{In esercizio : } \sigma_{ce} = -4,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = 20,41 \text{ "}$$

Sezione 4

$$1^{\circ} \text{ Precompressione: } \sigma_{ce} = 22,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = -65,4 \text{ "}$$

$$\text{In esercizio : } \sigma_{ce} = 19,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = -43,0 \text{ "}$$

Gli indici e ed i indicano lato esterno ed interno della trave.

Per assorbire le trazioni, come stabilito dalla Norma Italiana é stata disposta della armatura ordinaria.

3.3 Pilastri

I pilastri sono stati verificati nelle varie fasi costruttive e per le più sfavorevoli combinazioni di carico. Mentre quelli centrali di dimensioni 40 x 40, sono sottoposti in testa ad una compressione centrata, con valore massimo (Pil.3) di 36 t., e quindi hanno tensioni molto basse, i pilastri d'angolo hanno livelli di sollecitazione molto elevati, che nella sezione di attacco alla trave di bordo, per l'azione dei carichi permanenti ed accidentali, ritiro e variazione negativa di temperatura, raggiungono i valori:

$$N = 217 \text{ t. ; } M_x = 24 \text{ t.} \cdot \text{m. ; } M_y = 23,61 \text{ t.} \cdot \text{m. ;}$$

A tali valori corrispondono tensioni nel conglomerato e nell'armatura longitudinale, costituita da 30 \emptyset 26, pari a:

$$\sigma_c = 116,42 \text{ Kg./cm}^2 \quad \sigma_a = 445 \text{ Kg./cm}^2$$

Pur essendo tale valore inferiore a quello ammissibile, giudicando i pilastri gli elementi strutturali più delicati ed importanti alla statica della opera, i pilastri sono stati fortemente "frettati", in modo da dotarli di una riserva di deformabilità e di resistenza molto maggiore di quella che viene misurata dal metodo di verifica alle tensioni ammissibili.

4. Modalità e tecniche costruttive

L'opera è stata realizzata secondo il processo di seguito descritto, le cui fasi sono derivate da un'equilibrata scelta tra esigenze costruttive e statiche:

Fase 1) Getto dei pilastri e della trave di bordo.

Fase 2) Stagionatura per 28 giorni e disarmo della carpenteria della trave.

Fase 3) Prima precompressione con ~~tesatura~~ tesatura dei 16 cavi, con andamento parabolico, da ambedue le testate. Iniezione di tali cavi.

Fase 4) Getto della cupola, su una ammirevole cassaforma in legname, per fasce orizzontali concentriche a partire dal basso. Fino ad una pendenza della tangente alla cupola $>30^\circ$, si è disposta una contro cassaforma esterna per eseguire il getto; per pendenze minori il getto è stato eseguito senza cassaforma esterna.

Fase 5) Stagionatura a 28 giorni, con protezioni superficiali del getto a mezzo di fogli di polietilene ad evitare fessurazioni di maturazione.

Fase 6) Seconda precompressione dei 24 cavi rettilinei da ambedue le estremità.

Fase 7) Disarmo della centinatura della cupola, per anelli orizzontali partendo dal colmo.

I materiali utilizzati per i vari elementi strutturali sono stati scelti dalle seguenti caratteristiche.

a) Pilastri:

Conglomerato pesante

Resistenza caratteristica: $R_{bk} = 400 \text{ Kg./cm.}^2$

Acciaio ordinario

Tipo FeB38K $\therefore \bar{\sigma}_s = 2200 \text{ Kg./cm.}^2$

b) Trave di bordo:

Conglomerato pesante

Resistenza caratteristica: $R_{bk} = 400 \text{ Kg./cm.}^2$

Acciaio ordinario

Tipo FeB38K

Precompressione

A cavi post-tesi, con cavi composti da 9 fili diametro $\emptyset 7 \text{ mm.}$

- Tensione di rottura dell'acciaio: $f_g = 170 \text{ Kg./mm.}^2$

- Limite convenzionale dell'acciaio allo 0,2%: $\sigma_s(0,2) = 150 \text{ Kg./mm.}^2$

- Tensione iniziale dei fili in testata:

1^a precompressione: 116 Kg./mm.^2

2^a " " : 72 "

c) Cupola:

Conglomerato leggero

Massa volumica: $\rho = 1750 \text{ Kg./m}^3$

Resistenza caratteristica a compressione $R_{bk} = 270 \text{ Kg./cm}^2$

Resistenza media a trazione: $f_t = 17 \text{ Kg./cm}^2$

Modulo elastico longitudinale: $E_c = 158.500 \text{ Kg./cm}^2$

Acciaio ordinario

Tipo FeB38K

Un problema molto importante che si pose nella costituzione della cupola, fu quello delle giunzioni delle barre di armatura orizzontale.

Fino ad un'altezza di circa 6 m dal piano d'imposta, gli anelli sono sottoposti ad uno sforzo di trazione, d'altro canto la lunghezza di ogni lato varia in tale zona da 40 a 15 m., per cui era necessario fare una giunzione di barre. Sono state escluse: la saldatura delle barre, perché valutata poco affidabile dovendosi giocoforza eseguire in opera, e l'uso di manicotti filettati perché troppo ingombrante con riferimento agli spessori sottili della cupola.

Si è preferita la giunzione per sovrapposizione, mostrata in (fig. 4), che ha permesso l'uso di barre di piccolo diametro ($\emptyset 14 - \emptyset 12$), facili da porre in opera, realizzando un'armatura diffusa ottimale per la resistenza alla fessurazione.

Rispetto a soluzioni teoricamente migliori si è preferita una soluzione esecutivamente più semplice e più affidabile.

Un problema analogo, di ancoraggio di barre, si pose per l'ancoraggio superiore delle barre verticali dei pilastri d'angolo, fortemente sollecitati a flessione ed egualmente fortemente armati.

I pilastri terminano nella trave di bordo, alta 40 cm., ed anche essa fortemente armata: per essere sicuri dell'ancoraggio le barre si sono proseguite al di là della trave di bordo (fig.3), fino ad ottenere l'ancoraggio voluto:

5. Critica delle scelte progettuali

La cupola per conservare un prevalente funzionamento a membrana (ossia di sforzi agenti nel suo piano tangente) ed avere basse azioni flettenti lungo il bordo, richiedeva una trave di bordo di elevata rigidità nel piano orizzontale che assorbisse le azioni della cupola con piccole deformazioni.

Un effetto benefico avrebbero avuto i pilastri se di elevata rigidità e resistenza.

Eguualmente le azioni orizzontali prodotte dal vento richiedevano pilastri di elevata resistenza vincolanti con continuità alla trave di bordo ed alla cupola.

Alle esigenze precedenti contrastavano quelle delle azioni termiche e del ritiro del conglomerato.

La dilatazione o l'accorciamento della cupola danno degli spostamenti in testa ai pilastri d'angolo di circa 0,6 cm.; che provocano una sollecitazione flettente elevatissima, tanto maggiore quanto più i pilastri erano rigidi, al contrario tali effetti si minimizzavano quando i pilastri fossero stati flessibili.

Eguualmente la precompressione per essere efficace richiedeva pilastri d'angolo poco rigidi.

La soluzione ottimale che rispondeva ad esigenze così contrastanti, si è ottenuta utilizzando il conglomerato leggero.

Per la cupola infatti non serviva un conglomerato di elevata resistenza, ma uno deformabile, che riducesse gli effetti termici e di ritiro.

Dopo numerosi studi, invece di un normale conglomerato pesante, si decise di adottare un conglomerato leggero dalle seguenti caratteristiche:

Massa volumica: $\rho = 1753 \text{ Kg./m}^3$

Resistenza caratteristica a compressione: $R_{bk} = 270 \text{ Kg./cm}^2$

Resistenza media a trazione: $f_t = 17 \text{ Kg./cm}^2$

Modulo elastico longitudinale: $E_c = 158.500 \text{ Kg./cm}^2$

L'utilizzo del conglomerato leggero di peso pari al 73% circa di un conglomerato pesante, ha portato, come primo risultato, di ridurre di circa il 23% le azioni dovute ai carichi permanenti, con un notevole beneficio non solo per la cupola, ma principalmente, per le sollecitazioni nella trave di bordo e nei pilastri d'angolo, per i quali diminuiva non solo lo sforzo normale ma anche il taglio ed il momento flettente dovuti alla deformazione assiale della trave di bordo provocata dalle spinte orizzontali della cupola.

L'uso del conglomerato leggero ha permesso di risolvere la parte più importante del problema: ridurre le sollecitazioni provocate dagli stati di coazione per variazioni termiche e ritiro del conglomerato.

Infatti il coefficiente di dilatazione termica del C.L. vale $\alpha = 0,08 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$ del C.P. ed inoltre il modulo elastico risultava circa la metà di quello di un equivalente calcestruzzo pesante. Di conseguenza la deformazione termica $\delta = 1 \cdot \alpha \cdot \Delta T$ libera della cupola è minore, ed ancora di più la deformazione contrastata dai pilastri, e quindi utilizzando il C.L. le sollecitazioni flettenti nei pilastri per effetti termici, si sono notevolmente ridotte. Eguale risultato positivo si è avuto per gli effetti del ritiro: il ritiro del C.L. maturato in a-

ria è stato assunto più elevato di quello del C.P., ma il più basso modulo elastico porta che le forze coattive per ritiro, funzione del prodotto $E_1 \cdot \epsilon_r$, in ϵ_r è la deformazione del ritiro, risultano egualmente ridotte. L'uso del C.L. ha permesso quindi, riducendo le sollecitazioni nei pilastri, per stati di coazione, di realizzare uno schema strutturale e delle condizioni vincolari altrimenti irrealizzabili.

SERBATOIO PER ACQUA POTABILE IN C.A.P.
FORMATO DA SISTEMI DI LASTRE CILINDRICHE

Andrea CHIARUGI (*), Guido LENZI (**), Paolo GIUNCHI (***)

SOMMARIO

Viene illustrata la costruzione di un serbatoio in c.a.p. realizzato con sistemi di lastre curve.

Il particolare metodo costruttivo impiegato per la realizzazione delle pareti cilindriche delle vasche ha reso necessario approntare una soluzione numerica per la determinazione dello stato di sollecitazione nelle strisce meridiane supportate dai paralleli in regime elasto-viscoso.

SUMMARY

The paper describes the construction of a prestressed concrete tank built with a system of shells.

Owing to the special building method used to make the cylindrical tank walls, it was necessary to find a numerical solution to the study of visco-elastic behaviour of parallel supported meridian strips.

1. PREMESSA

Si intende riferire sulla costruzione di un serbatoio a Bologna in c.a. e c.a.p. per il quale si sono adottati elementi strutturali formati da lastre cilindriche.

La particolarità della costruzione è stata quella di impiegare casseri scorrevoli lungo il perimetro mediante i quali si sono confe-

(*) A. CHIARUGI - Dipartimento di Ingegneria Civile di Firenze

(**) G. LENZI - Libero professionista in Bologna

(***) P. GIUNCHI - Ufficio Tecnico ACMAR Ravenna

zionati elementi delle pareti perimetrali monolitici nell'altezza (fino a 11 m) accostati lungo generatrici verticali; mentre per le pareti contro terra queste riprese di getto risulteranno compresse direttamente dal carico applicato, nel caso della parete laterale del serbatoio, per contrastare la spinta idrostatica, si è intervenuti mediante una precompressione anulare ottenuta mettendo in tensione cavi di acciaio armonico alloggiati esternamente alla parete in apposite scanalature.

Per mettere in compressione le fibre anulari prossime al bordo inferiore si è lasciata la lastra scorrevole su appoggi di teflon. Eseguita la precompressione, una volta manifestatasi la maggior parte dei movimenti viscosi, si è proceduto a bloccare il bordo inferiore della parete.

Per seguire l'evoluzione dello stato di sollecitazione nella parete si è quindi messo a punto un programma di calcolo che consentisse di studiare la trave elasto-viscosa su suolo elasto-viscoso a vincoli variati.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il progetto del serbatoio di accumulo di Casalecchio della capacità di 40.000 mc di acqua potabile si inserisce nel 1° stralcio funzionale del nuovo acquedotto, alimentato dalle acque superficiali dei fiumi Setta e Reno, che il CAR (Consorzio Acque Reno) sta realizzando a servizio di 52 comuni della provincia di Bologna con una popolazione di oltre 800.000 abitanti al fine di consentire una progressiva riduzione degli attuali prelievi dalle falde profonde; dovrebbero così essere contenuti i gravi fenomeni di subsidenza che già si sono manifestati particolarmente nelle zone di pianura a NORD di Bologna.

Il progetto fu studiato preliminarmente dall'AMGA di Bologna nel 1974, con la collaborazione dei proff. Pozzati e Ceccoli per le strutture in cemento armato precompresso.

Particolare cura fu posta nello studio architettonico dell'opera che si inserisce in una collina a sud-ovest di Casalecchio e di Bologna (fig. 1); da qui la scelta di una costruzione quasi totalmente interrata per ottenere una certa mimetizzazione nel territorio. Esaminando le figure 2 e 3 possiamo vedere che il progetto comprende:

- 4 vasche cilindriche di 47,6 m di diametro interno, alte 6,85m, con battente di acqua di 6 m;
- un corridoio-intercapedine largo 1,2 m fra le pareti delle vasche e le pareti cilindriche perimetrali, alte da 8 a 11 m, che sopportano la spinta del terreno e sostengono parte del carico verticale della copertura;
- un pozzo centrale composto da due camere cilindriche coassiali; la corona circolare esterna ha la funzione di raccogliere e ripartire fra le 4 vasche l'acqua in arrivo, assicurando il contemporaneo riempimento di tutte le vasche; il pozzo cilindrico interno raccoglie l'acqua in uscita dalle vasche e ha funzione

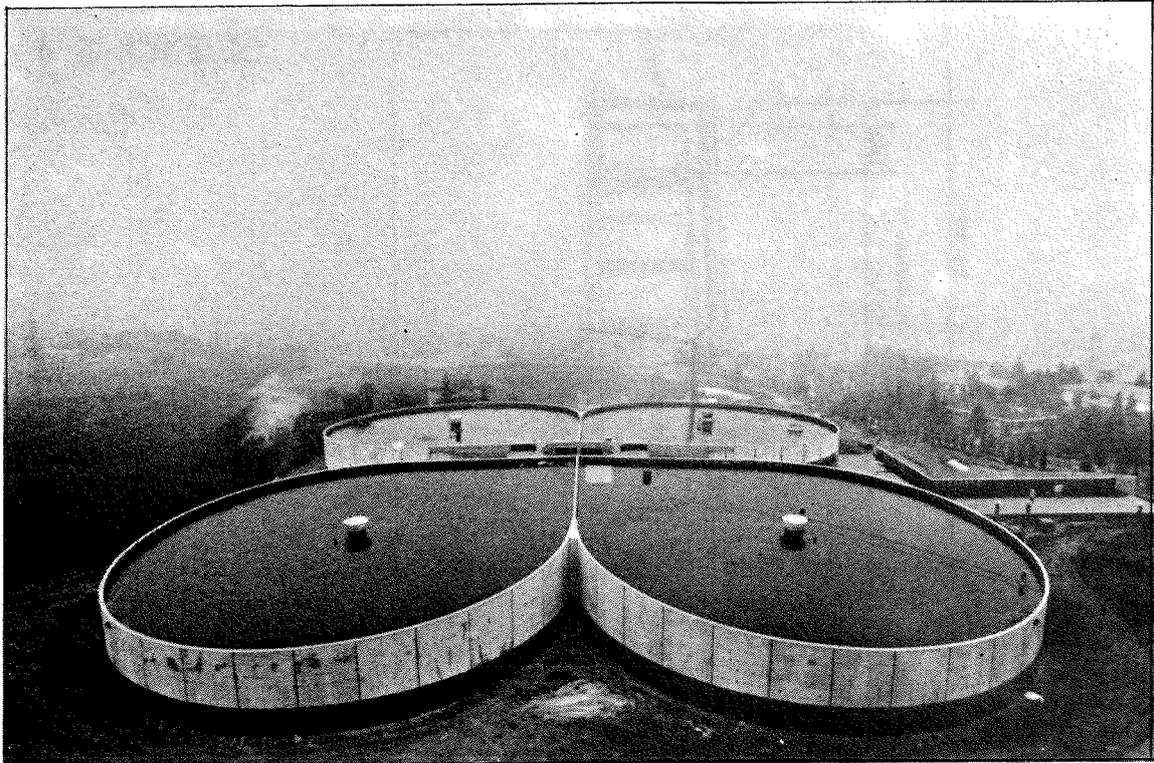
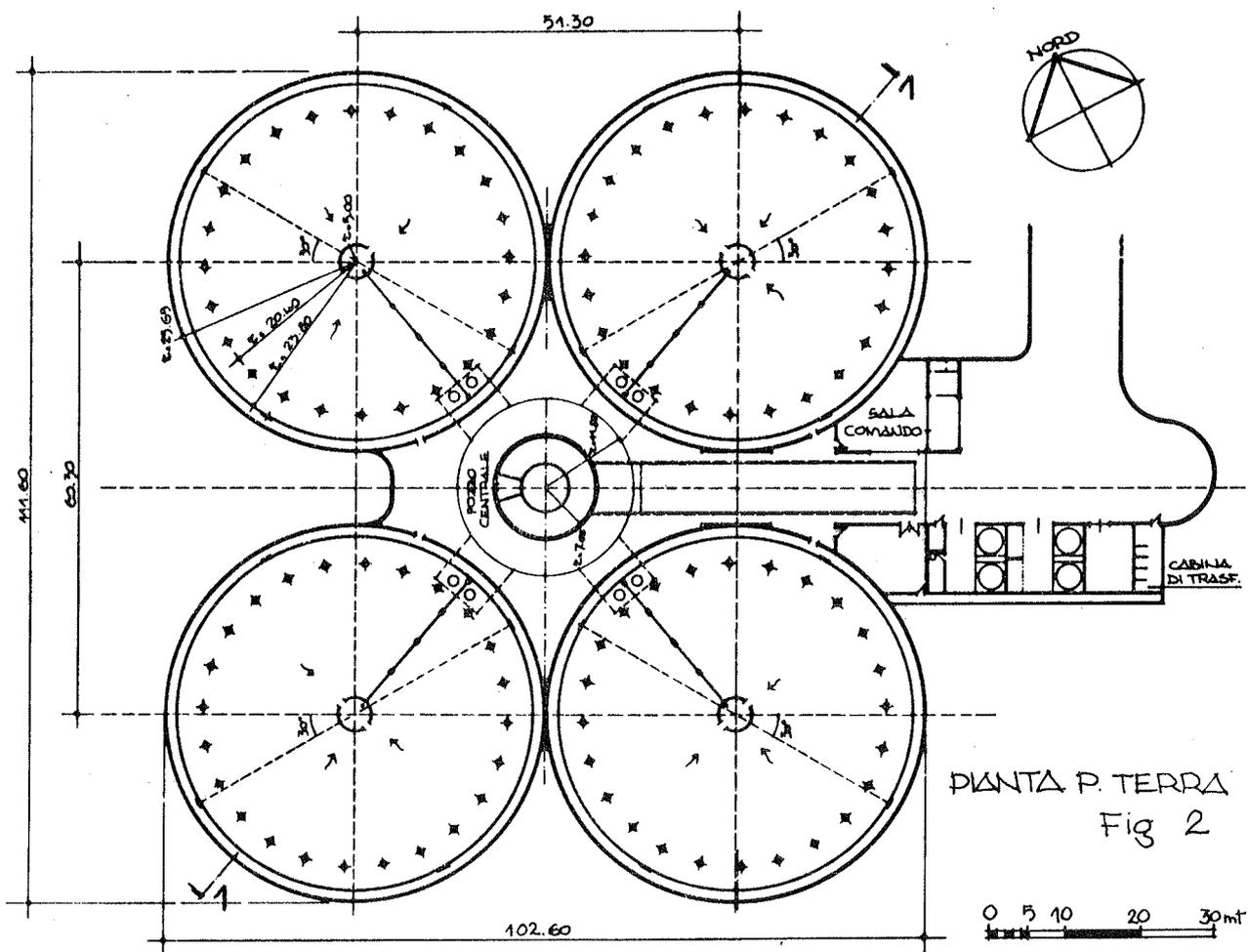


Fig. 1



- di torre piezometrica sulla condotta di mandata;
- le coperture, costituite da quattro falde inclinate a quadri-foglio, previste interrato da circa 40 cm di terreno vegetale, sono sostenute da 24 travi radiali per ogni vasca poggiatesi su pilastri circolari e su un torrino centrale (fig. 4).

3. GLI ELEMENTI STRUTTURALI PIU' SIGNIFICATIVI

3.1 Le lastre cilindriche delle vasche

La parete cilindrica della vasca è costituita da elementi gettati in opera, monolitici nell'altezza e aventi uno sviluppo lungo la circonferenza di circa 5 m (figg. 5-6).

La solidarizzazione trasversale di questi elementi ("doghe") viene quindi ottenuta mediante precompressione: le doghe sono appoggiate a terra, in una sede circolare incavata nella fondazione, con giunto water-stop, mediante un dispositivo di appoggio in teflon in modo da consentire i movimenti conseguenti alla precompressione.

Infatti per assicurare una tenuta certa anche al piede, la presollecitazione non poteva essere applicata se non consentendo i movimenti radiali w del bordo inferiore della lastra; tuttavia è apparso opportuno che tali movimenti venissero bloccati in un secondo tempo affinché le operazioni di riempimento e svuotamento del serbatoio non inducessero frequenti alternanze di movimento del vincolo cementandolo in particolare negli elementi di tenuta.

Finita la costruzione delle doghe si è atteso oltre 28 gg. prima di eseguire la precompressione in modo da far avvenire la più rilevante parte del ritiro: sono stati previsti particolari additivi che, hanno consentito di ridurre sensibilmente il rapporto A/C attenuando questo fenomeno.

Eseguita la precompressione si è atteso oltre tre mesi prima di eseguire il bloccaggio della base della parete; durante tale periodo è stato possibile ritesare i cavi per recuperare le perdite di tensione dovute al rilassamento dell'acciaio e alla viscosità del calcestruzzo. Dopo che di fatto si è realizzata una cerniera alla base, insorgeranno degli stati di sollecitazione flessionale lungo le strisce meridiane che all'inizio della vita del serbatoio produrranno, a pieno carico, delle tensioni di trazione nelle fibre esterne della sezione, mentre con il passare ulteriore del tempo, per l'impedito evolversi dei movimenti viscosi, insorgeranno, a serbatoio vuoto, delle azioni flettenti che tenderanno le fibre interne.

La sollecitazione flessionale che impegna le generatrici risulta quindi evolversi e manifestarsi in modo da non provocare situazioni sfavorevoli alla tenuta idraulica.

3.2 Le lastre cilindriche contro terra

Sono state realizzate con la stessa tecnica già descritta; non si è ovviamente impiegata la precompressione in quanto i giunti di lavoro verticali risultano compressi dalla spinta del terreno dall'esterno verso l'interno; tuttavia in questo caso la condizione di ca

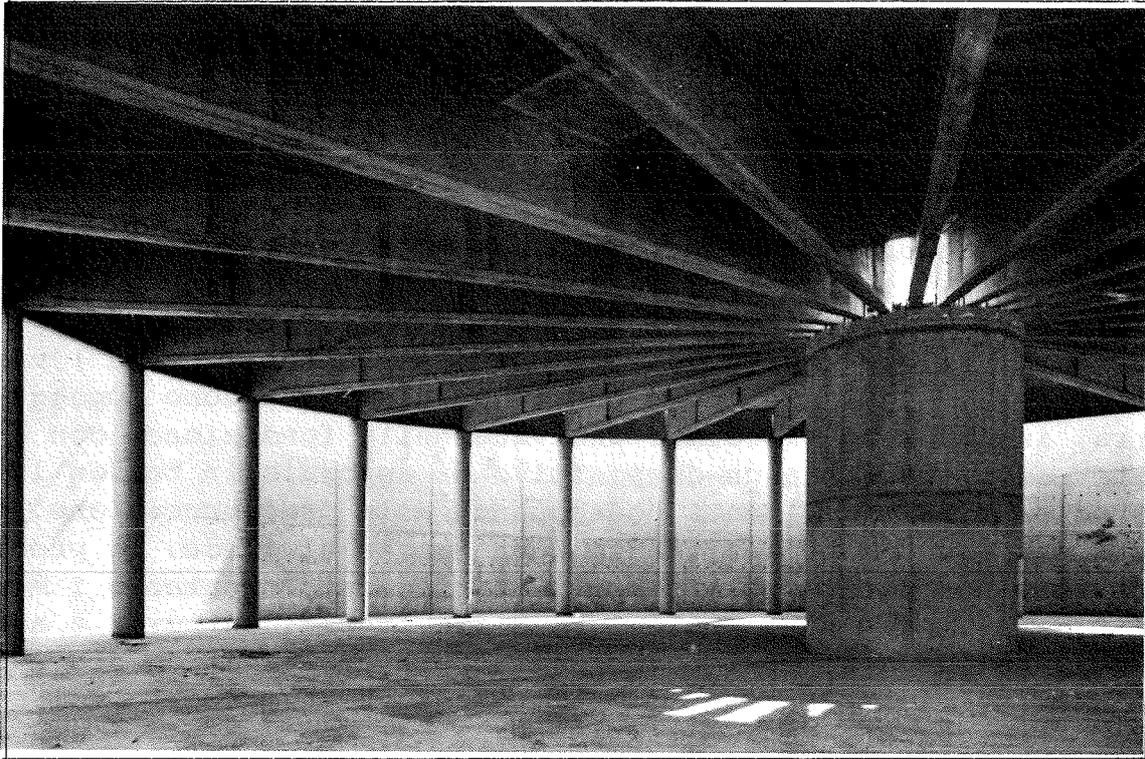


Fig 4

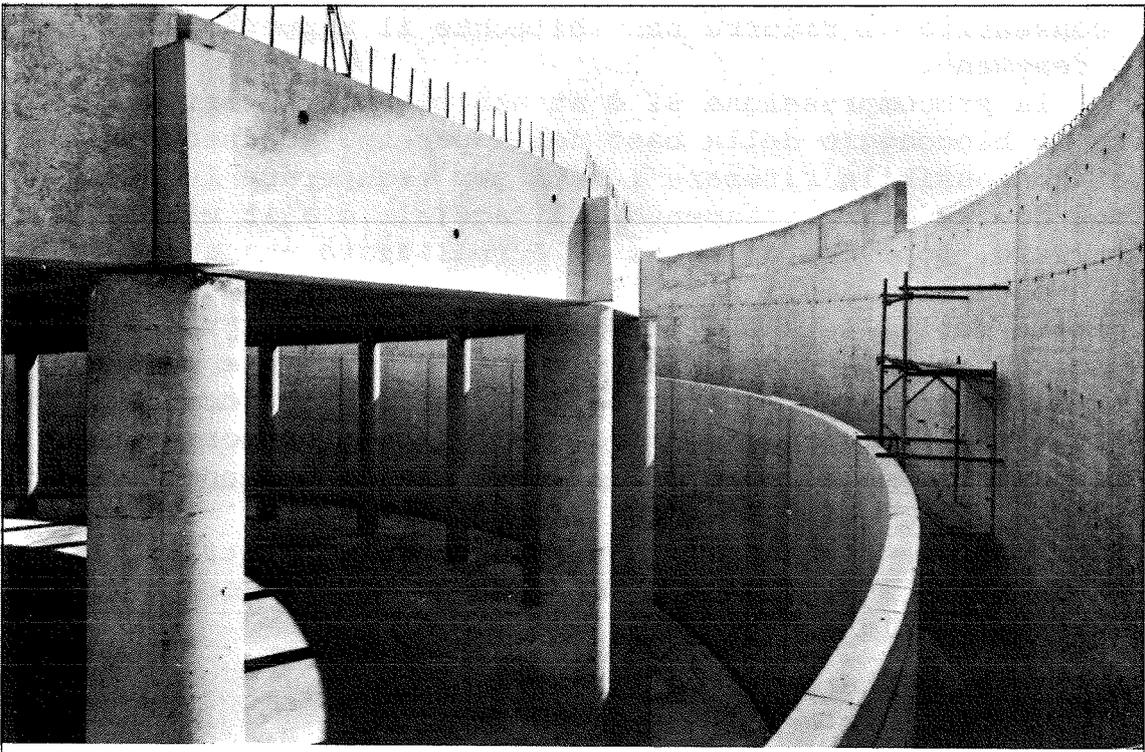


Fig 5

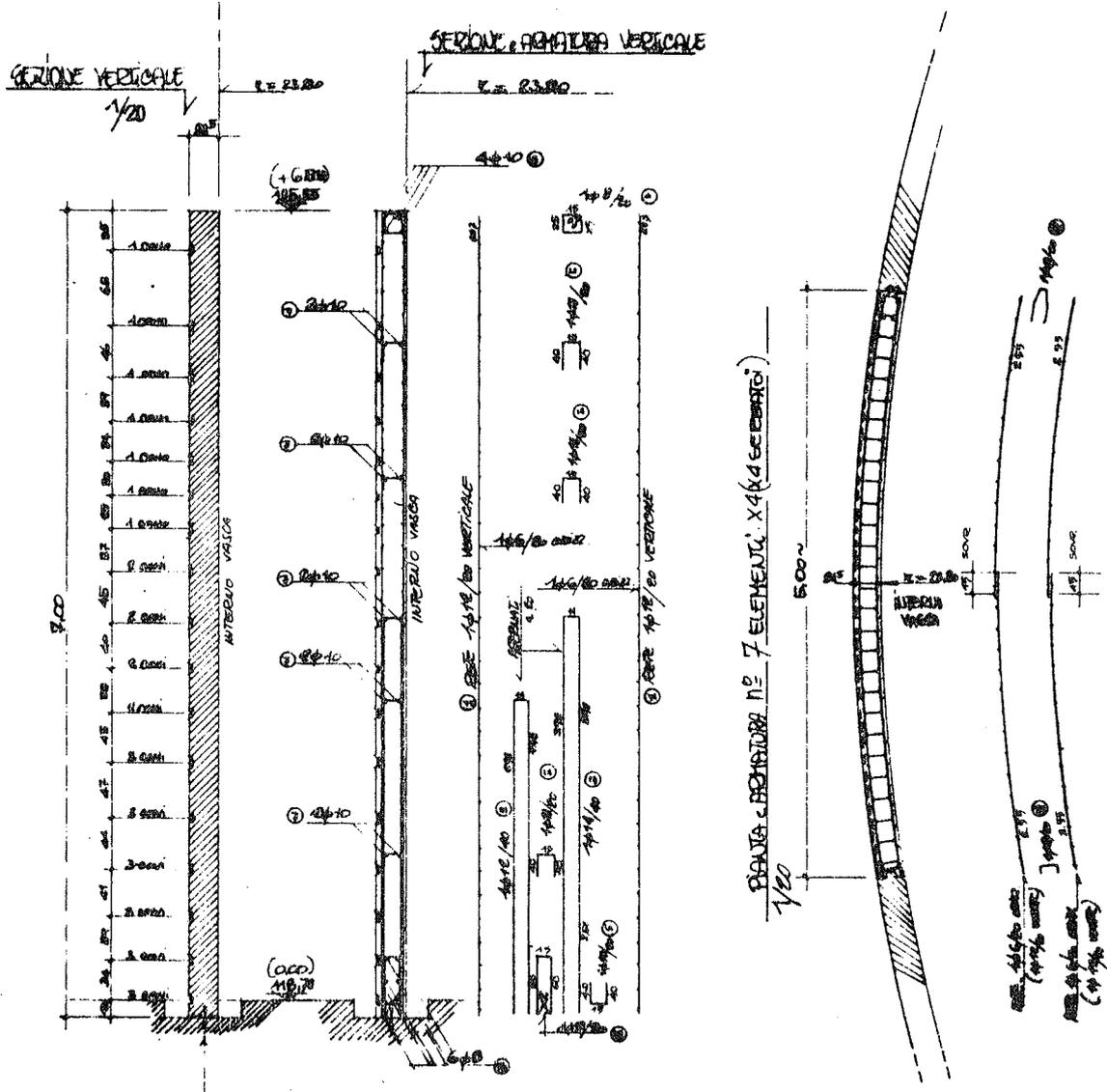


Fig. 6

Particolare parete cilindrica vasca

rico non è assial-simmetrica; si è ritenuto opportuno vincolare la parete con incastro rigido alla base e superiormente contenere gli spostamenti radiali solidarizzandola con il solaio di copertura.

3.3 Le opere di fondazione

Le azioni al piede delle pareti perimetrali e dei pilastri che sostengono la copertura si scaricano su un rigido elemento fondale di forma anulare (figg. 5 e 7); le dimensioni di tale elemento consentono di non coinvolgere in un funzionamento d'insieme la parte centrale che costituisce il vero e proprio fondo del serbatoio; in tal modo è stato possibile realizzarlo in spessore assai contenuto (20 cm).

3.4 La copertura

Particolare soluzione industrializzata è stata adottata per la copertura: sono state realizzate a piè d'opera le 96 travi radiali $L = 18 \text{ m}$, $H = 1,5 \text{ m}$, che sono state parzialmente precomprese per consentire il sollevamento, il varo e la posa del solaio (fig. 8). A getto di completamento eseguito, si è integrata la precompressione delle nervature della lastra circolare venutasi così a formare, per renderla atta a sostenere i notevoli sovraccarichi di progetto (rinterro e carichi accidentali).

4. PARTICOLARI TECNICHE COSTRUTTIVE

Per costruire le pareti delle vasche l'Impresa ACMAR di Ravenna ha impiegato il metodo brevettato SLIDE-FORM (figg. 9 e 10), già sperimentato in altre realizzazioni; esso consiste nell'impiego di un cassero autovibrante che scorre lungo il perimetro circolare delle lastre cilindriche e consente l'esecuzione del getto per tutta l'altezza della parete evitando quindi i giunti di ripresa orizzontali. Lo sviluppo perimetrale dei casseri è di 5 m, per cui si è realizzato un giunto di lavoro verticale ogni 4,8 m e la costruzione risulta quindi composta di "doghe" accostate e non solidarizzate fra di loro.

Con questo metodo costruttivo risulta praticamente assai difficile posizionare i cavi di precompressione all'interno del getto; al contrario è risultato semplicissimo porre in opera i cavi all'esterno della parete in apposite sedi ricavate con il cassero: si sono impiegati cavi già protetti con guaina di polietilene e grasso grafitato DYFORM 0,7" che saranno lasciati in vista anche ad opera ultimata (fig. 6).

Per ogni vasca sono stati posti in opera, nelle 17 sedi a forma di gargame, n.33 cavi da 0,7", isolati in alto, a coppie o a terne nelle zone inferiori, per seguire l'andamento del carico idrostatico. Con la medesima tecnica SLIDE-FORM si sono realizzate anche le pareti circolari di contenimento dei rinterri di altezza variabile da 8 a 11 m, armate con armatura lenta.

Il cassero SLIDE-FORM ha quindi consentito di eseguire getti di altezza variabile da 7 a 11 m, a tratti di 5 m con spessori variabili da 20 a 40 cm; la produzione è stata di un pannello al giorno

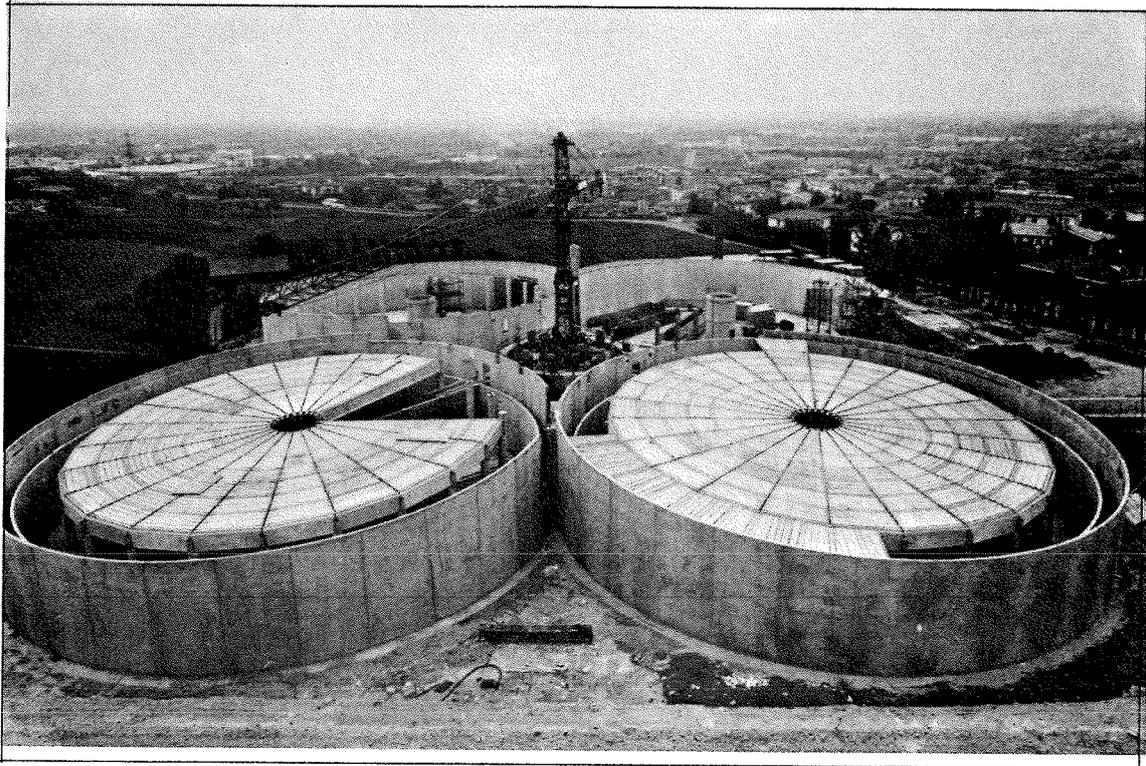


Fig. 8

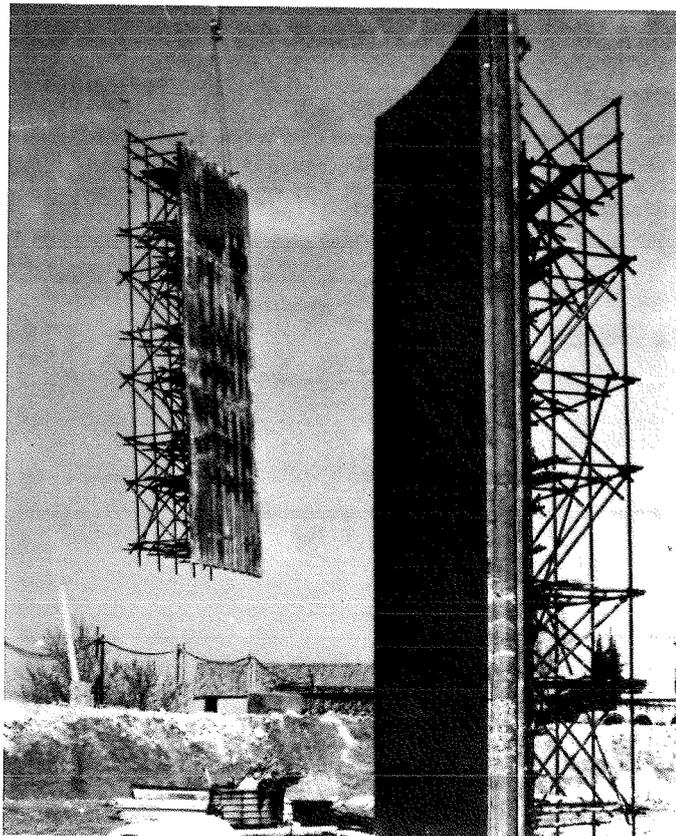


Fig. 9

per ogni cassero e così l'intera opera è stata realizzata con due soli casseri in 140 giorni.

Il ciclo di produzione giornaliera prevedeva:

- disarmo
- pulizia del cassero
- traslazione della parete esterna del cassero
- posa del ferro
- chiusura del cassero con la parete interna
- getto eseguito con pompa; il calcestruzzo è stato pompato fino a circa 140 m di distanza e all'altezza di 13 m

5. LA TECNOLOGIA DEL CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo, oltre a possedere le necessarie resistenze meccaniche, doveva avere alcuni requisiti fondamentali in relazione alla organizzazione del cantiere che prevedeva il confezionamento in un'unica centrale di betonaggio e la distribuzione con pompa idraulica.

In particolare erano richiesti:

- a) elevata fluidità; stante l'adozione del pompaggio, per consentire tempi brevissimi di riempimento dei casseri nei quali il getto saliva alla velocità di oltre 5 m / ora; il ritiro doveva comunque risultare assai contenuto;
- b) porosità minima per garantire una tenuta idraulica perfetta, in quanto non sono previste impermeabilizzazioni di nessun tipo;
- c) gli additivi dovevano inoltre rispettare le norme igieniche sui prodotti destinati a venire in contatto con gli alimenti (acqua potabile).

Questi obiettivi sono stati raggiunti studiando una opportuna curva granulometrica chiusa con inerti della pezzatura massima di 25 mm e con l'impiego del fluidificante MELMENT L 10, prodotto melaminico della SKW di Trostberg fornito dalla Ruredil S.p.A., nel dosaggio medio del 2% del peso di cemento che variava da 300 a 400 Kg/m³.

Si è potuto così mantenere il rapporto A/C nel limite massimo di 0,45, ottenendo rapidi indurimenti che consentivano in ogni stagione il disarmo a 15 ore dal getto.

Per la costruzione delle travi in C.A.P. del coperto è stato impiegato un particolare calcestruzzo superfluido per assicurare la compattezza dei getti in spessori particolarmente esigui e con notevole percentuale di armatura metallica; infatti lo spessore dell'anima delle travi alte 150 cm è di soli 8 cm.

I valori di resistenza raggiunti sono stati:

- per le pareti $R_{bk} = 300 \text{ Kg/cm}^2$
- per le travi $R_{bk} = 450 \text{ Kg/cm}^2$

Per la sigillatura e il bloccaggio del giunto al bordo inferiore delle pareti delle vasche è stato impiegato un betoncino con EXOCEM S 52 a ritiro compensato e ad alta resistenza (oltre 900Kg/cm²)

6. LO STUDIO DELLA LASTRA CILINDRICA DEL SERBATOIO IN REGIME ELASTO-VISCOSO

Dal punto di vista dell'analisi strutturale la tecnica esecutiva adottata per la realizzazione della parete della vasca ha comportato delicati problemi; è infatti ben noto che il funzionamento statico di una parete cilindrica incernierata al piede può essere studiato in regime di carico assial-simmetrico utilizzando la soluzione di Geckeler e quindi assimilando le strisce rettilinee secondo le generatrici quali travi supportate da un ideale suolo elastico alla Winkler costituito dalle strisce anulari; e ciò è quello che è stato fatto per valutare gli effetti del carico idrostatico. Per quanto riguarda gli effetti della pressollecitazione, essendo in presenza di materiali elasto-viscosi, appare chiaro che, pur ipotizzando un comportamento lineare, lo stato di sollecitazione nella parete cilindrica risente del comportamento reologico del materiale in quanto durante la vita delle strutture vengono variate le condizioni di vincolo.

Analizzate quindi preliminarmente le varie fasi di funzionamento nel tempo della struttura tenendo conto di un frazionamento percentuale del fenomeno viscoso, si sono poi eseguite delle verifiche impostando lo studio di una trave elasto-viscosa su un suolo anche esso elasto-viscoso (1) (fig. 11).

Scelta una funzione di viscosità che tenesse conto realisticamente sia dei fenomeni di ereditarietà sia di quelli dell'invecchiamento, quale quella proposta da CEB-FIP 70 (Appendice A), si incontrano nella soluzione del problema le consuete difficoltà analitiche connesse alle esistenze di un legame σ - ϵ di tipo integrale.

Si è quindi impiegato un procedimento di soluzione numerica al passo mediante una schematizzazione della struttura ad elementi finiti elaborando un programma di calcolo che consentisse lo studio di sistemi di aste; l'evoluzione dello stato deformativo, nell'ipotesi appunto di comportamento elasto-viscoso lineare identico per le varie aste, è stata computata suddividendo la vita della struttura in intervalli di tempo durante i quali si suppone che la funzione di viscosità rimanga costante e che ogni variazione di tensione manifestatasi durante il generico intervallo di tempo avvenga a metà dell'intervallo stesso (2).

Nota (1): Trascurata la presenza delle armature metalliche lente si sono attribuite caratteristiche elasto-viscose identiche al calcestruzzo in direzione sia dei paralleli sia delle strisce meridiane anche se sollecitati in maniera sostanzialmente diversa.

Nota (2): Per variazioni discontinue di tensioni conseguenti ad azioni temporalmente concentrate si fa evidentemente riferimento ad intervalli di tempo nulli.

In tal modo l'espressione totale alla fine dell'*i*-esimo intervallo di tempo può essere data nella forma:

$$\varepsilon(t, 0) = \varepsilon\left(t_i + \frac{1}{2}, 0\right) = \sum_{j=1}^i \frac{\Delta \sigma_c(j)}{E_c(j)} \{1 + \varnothing\left(t_i + \frac{1}{2}, j\right)\}$$

dove con $t_i + \frac{1}{2}$ si intende appunto il tempo alla fine dell'*i*-esimo intervallo, e $\Delta \sigma_c(j)$ esprime la variazione di tensione a metà dell'*j*-esimo intervallo quando il modulo di elasticità vale $E_c(j)$ e $\varnothing\left(t_i + \frac{1}{2}, j\right)$, (App.A), è il coefficiente di viscosità che fornisce appunto la dilatazione viscosa alla fine dell'intervallo *i* in funzione di quella originata istantaneamente da una variazione di tensione a metà dell'intervallo *j*.

Divenuti di tal tipo quindi anche i legami fra le caratteristiche di sollecitazione *N* ed *M* e, rispettivamente, le variazioni di dilatazione baricentrali e le curvature, trascurando la deformabilità a taglio, si può attribuire al problema una forma pseudolineare procedendo in effetti ad una analisi lineare incrementale dove in ogni intervallo di tempo gli incrementi delle componenti di deformazioni di un'asta si possono esprimere nella forma:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon(i) &= \frac{\Delta N(i)}{AE_c(i)} + \Delta \bar{\varepsilon}(i) \\ \Delta \varnothing(i) &= \frac{\Delta M(i)}{J E_c(i)} + \Delta \bar{\varnothing}(i) \end{aligned}$$

essendo $\Delta \bar{\varepsilon}(i)$ e $\Delta \bar{\varnothing}(i)$ le deformazioni iniziali da considerare appunto all'inizio dell'intervallo di tempo *i*.

E' possibile quindi, agevolmente, da un punto di vista concettuale, procedere nell'ambito del metodo dell'equilibrio, alla determinazione, alla fine di ogni intervallo di tempo, delle incognite movimenti indipendenti dei nodi degli elementi finiti, potendo sempre introdurre nel corso del procedimento modificazioni di geometria della struttura ed ovviamente anche di condizioni di vincolo. Seguendo tale via si è studiata una parete cilindrica di 50 m di diametro di 6 m di altezza di 20 cm di spessore, suddivisa in 12 elementi finiti dotati di rigidezza flessionale e 13 elementi di supporto dotati di sola rigidezza assiale, caricata con forze concentrate nei nodi di intensità variabile linearmente con valore nullo in sommità e valore massimo di 2.770 Kg.

Si è potuto così mettere a confronto, per alcuni dei valori correnti delle caratteristiche meccaniche dei materiali, gli stati di sollecitazione e di deformazione variando il tempo di maturazione del calcestruzzo all'atto della coazione ed il tempo di introduzione del vincolo definitivo al bordo inferiore (Tab. A e figg. 12 e 13).

TAB. A

per t = 2000 gg.			
t_1 / t_2	W_1 (mm)	W_{max} (mm)	$M_{x,max}$ (tm/m)
28/28	0	9,16 (nodo 6)	2,66 (nodo 1)
14/46	11,85	12,31 (nodo 3)	1,54 (nodo 4)
28/60	10,57	10,88 (nodo 3)	1,35 (nodo 4)
28/100	11,96	11,96 (nodo 1)	1,15 (nodo 4)

Detto t_1 il tempo di applicazione della precompressione e t_2 il tempo di applicazione del vincolo al piede, si può constatare che rispetto alla soluzione elastica, con vincolo al piede già presente all'atto della precompressione, l'introduzione del vincolo al tempo $t_2 > t_1$, consentendo l'incontrastato evolversi della deformazione viscosa nel tempo $t_2 - t_1$, determina benefici effetti sui valori della sollecitazione flessionale.

Infatti nel caso $t_1 = t_2 = 28$ gg il momento massimo vale $m_x = 2,66$ tm/m, mentre nel caso $t_1 = 28$ gg, $t_2 = 100$ gg tale valore scende a $m_x = 1,15$ tm/m, pari al 43% del precedente.

Nel contempo, la deformata massima nel caso $t_1 = t_2 = 28$ gg si manifesta a 2,5 m dal bordo inferiore e vale $w = 9,16$ mm, mentre nel caso $t_1 = 28$ gg, $t_2 = 100$ gg essa vale $w = 11,96$ mm e si realizza al bordo inferiore.

Si sono trovati quindi sostanzialmente confortati i criteri approssimativi di frazionamento forfettario della deformazione viscosa correntemente adottati.

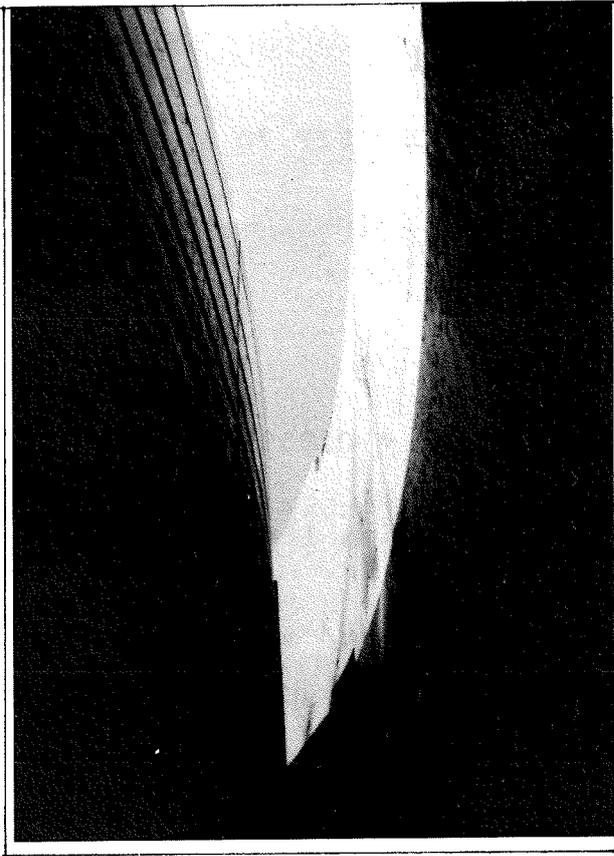


Fig. 10

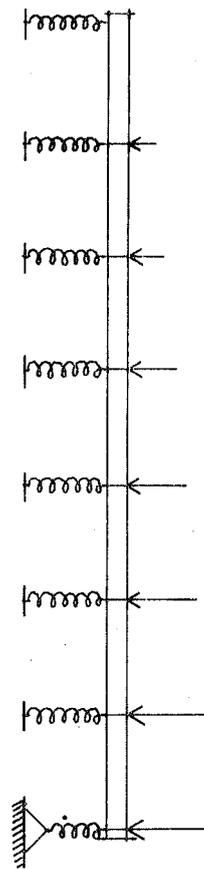


Fig. 11

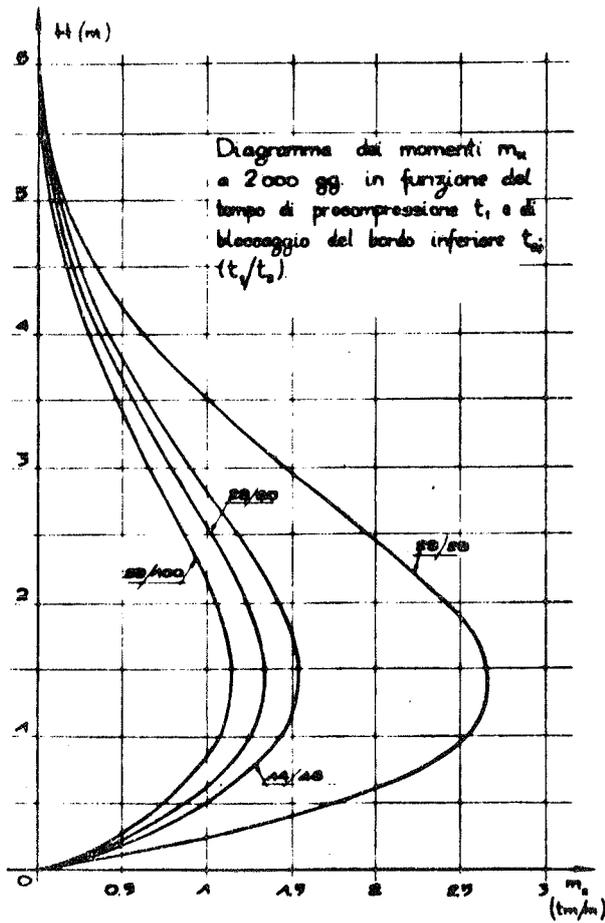


Fig. 12

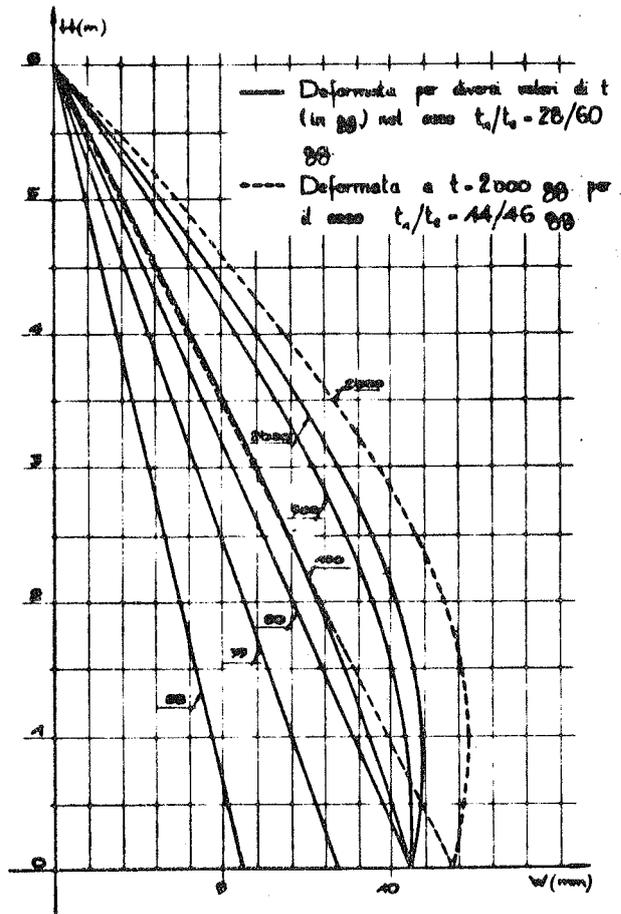


Fig. 13

APPENDICE A

La funzione di viscosità assunta secondo CEB-FIP 70 è del tipo:

$$\phi(t, \tau) = \phi_N K_1(\tau) \cdot K_2(t - \tau)$$

con $K_1(\tau) = \frac{10,29}{5 + \sqrt{\tau}}$

$$K_2(t - \tau) = 1 - \exp \{ - 0,1564 (t - \tau)^{0,4} + 0,0555 \} ;$$

al modulo di elasticità $E(t)$ viene attribuita l'espressione, in funzione di $E_{28} = 18000 \sqrt{Rbk}$

con Rbk espresso in Kg/cm^2 ($E_{28} = 3,37 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$ per $Rbk=350 \text{ Kg/cm}^2$)

$$E(t) = E_{28} \sqrt{\frac{t}{4 + 0,85 t}} \quad \text{essendo } t \text{ sempre espresso in giorni.}$$

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- 1) Tadros, M., Ghali, A., Dilger, W., "Time - Dependent Analysis of Composite Frames", Journal S. D. of ASCE Aprile 1977
- 2) Tadros, M., Ghali, A., Dilger, W., "Long-Term Stresses and Deformation of Segmental Bridges", PCI - Journal, July-August 1979
- 3) Martinez, F., "Le Linee d'Influenza della Reazione per una Trave su Mezzo Visco-Elastico", Tecnica Italiana 1965
- 4) Mola, F., "Metodo Generale e Metodo Approssimato per la Risoluzione di Strutture non Omogenee a Comportamento Elasto-Viscoso Lineare", STUDI e RICERCHE, Vol. I 1979 Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in Cemento Armato, F.lli, Pesenti
- 5) Gatti, G., Jori, I., "Effetti della Viscosità del Conglomerato in Travi di Fondazione in C.A. su Mezzo Elastico", Rivista Italiana di Geotecnica, 1, 1981
- 6) Chiarugi, A., Quercioli P., Sassaroli A., "Sul Comportamento Reologico di Alcuni Sistemi Struttura-terreno", in corso di stampa sugli Atti del Dipartimento di Ingegneria Civile di Firenze.

STRUTTURE A PANNELLI: INDAGINE SPERIMENTALE SUL COMPORTAMENTO
A ROTTURA DI GIUNTI ORGANIZZATI SOTTOPOSTI A PURE AZIONI
TAGLIANTI DI SEGNO ALTERNO ⁽¹⁾ ⁽²⁾

Pier Paolo DIOTALLEVI
Maurizio MERLI
Franco ZARRI

(dell'Istituto di Tecnica delle costruzioni - Università di Bologna)

SOMMARIO

Si riferisce dei risultati di un'indagine sperimentale volta ad individuare la curva di fatica per giunti organizzati sottoposti ad azioni taglianti di segno alterno. I risultati sono preceduti dall'esposizione degli studi preliminari sulla disposizione dei carichi e sul progetto della macchina di prova, e si richiamano i più importanti riferimenti bibliografici concernenti l'argomento.

SUMMARY

This paper deals with the results of an experimental research aiming at the individuation of the fatigue strength curve for key joints under the action of cyclic shear forces. The results are preceded by exposition of preliminary studies about the setting of applied loads and the design of the testing apparatus. The most important bibliographic references about the subject are recalled.

1. PREMESSA

La crescente diffusione della prefabbricazione nell'edilizia rende necessario un approfondito studio dei giunti, cioè dei dispositivi di collegamento degli elementi preconfezionati che conferiscono al complesso strutturale la necessaria monoliticità.

In particolare le pareti portanti degli edifici a pannelli richiedono efficaci giunzioni tra gli elementi che costituiscono il com-

⁽¹⁾ Nota elaborata nell'ambito di una ricerca oggetto di convenzione tra l'OIKOS e l'Istituto di Tecnica delle costruzioni dell'Università di Bologna.

⁽²⁾ Gli autori hanno contribuito in ugual misura all'elaborazione della nota.

plesso; a seconda della direzione dell'ideale asse del collegamento si distinguono giunti orizzontali e giunti verticali.

Questi ultimi, in presenza di azioni orizzontali sugli edifici, di non uniformità di carico o variazioni termiche differenziali, sono chiamati a trasmettere prevalentemente sforzi di scorrimento, e se la causa eccitante è un fenomeno sismico, è prevedibile che le azioni taglianti si esercitino in rapida sequenza con numerose inversioni del senso di applicazione.

Si è ritenuto pertanto non privo di interesse esaminare il comportamento di un tipo di giunto assai diffuso nella pratica costruttiva, sottoposto a pure azioni taglianti di segno alterno.

Tale giunto viene detto "organizzato", con riferimento al meccanismo resistente che coinvolge le armature fuoriuscenti dai pannelli collegati e le ideali bielle di calcestruzzo, generate nel getto eseguito in opera. Tali bielle risultano in qualche modo prefigurate dalla geometria dei bordi affacciati e si può ragionevolmente ipotizzare un effetto di ingranamento all'interno delle rientranze appositamente predisposte; in fig. 1, a maggior chiarimento di quanto accennato, sono indicate le principali caratteristiche geometriche del giunto sottoposto alla prova di carico.

Nella letteratura tecnica esistono vari riferimenti di indagini condotte sulla resistenza a taglio di giunti organizzati e no, ma le esperienze hanno interessato essenzialmente il comportamento dei collegamenti per condizioni di carico cosiddette "monotone", ossia a

PART. A

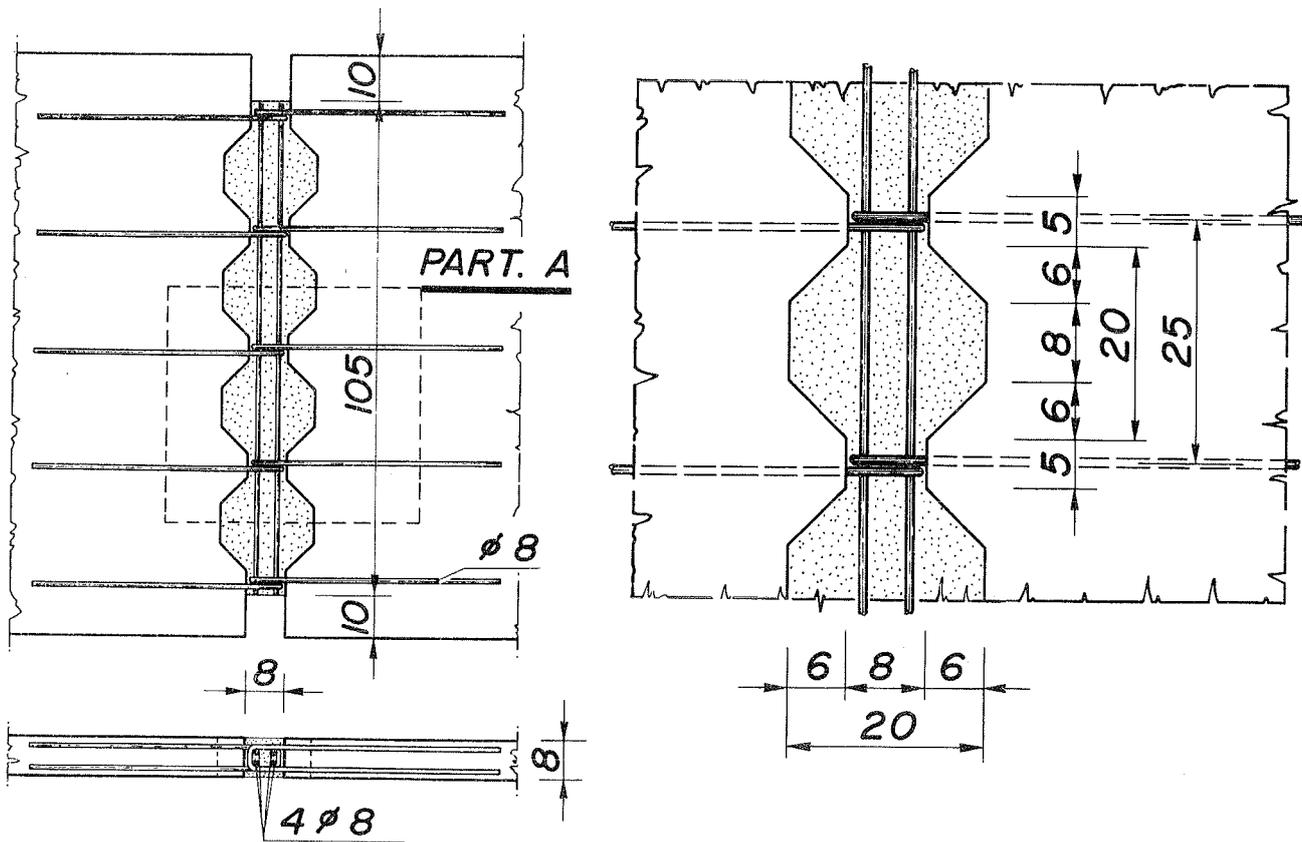


Fig. 1

somiglianza della definizione usata per le funzioni analitiche, non decrescenti.

Fa eccezione, nell'ambito di una vasta ed accurata indagine sperimentale sviluppata da M. Pommeret, un capitolo concernente i carichi ripetuti, di ampiezza assai limitata, ma comunque sufficiente ad individuare alcuni importanti problemi connessi al comportamento dei giunti sottoposti a carichi ciclici.

L'indagine intrapresa dagli scriventi, basata su di un accurato studio preliminare del dispositivo di carico da applicare ed estesa ad un relativamente elevato numero di giunti, consente di definire una curva di fatica, concettualmente simile a quella costruita da Wöhler per i materiali metallici.

Da tale curva è deducibile il carico di rottura del giunto al variare del numero dei cicli di carico imposti, ed in particolare l'intensità del carico al di sotto della quale non si manifesta la crisi neppure con un elevatissimo numero di cicli.

2. LINEE DI SVILUPPO DELL'INDAGINE

La ricerca si è sostanzialmente articolata in tre fasi, di seguito sinteticamente descritte.

La prima è consistita in uno studio preliminare del sistema di carichi e di vincoli tali da indurre nel giunto pure azioni taglienti, e da rendere trascurabili, come vedremo (p.to 3), gli effetti di disturbo connessi al diffondersi dei carichi concentrati.

In effetti allo schema di carico indicato in fig. 2, utilizzato sia per le prove convenzionalmente definite "monotòne", sia per quelle "cicliche", è associata, per la sezione sul giunto, una sollecitazione flessionale complessiva necessariamente nulla; in pratica, però, sulla medesima sezione, a seguito della non perfetta antisimmetria delle forze in gioco e in presenza di carichi concentrati applicati in prossimità della mezz

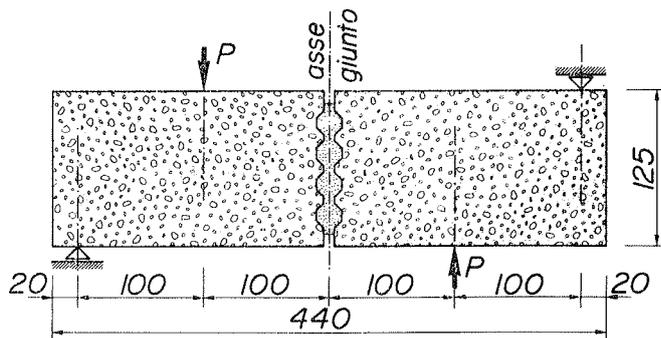


Fig. 2

zeria, non si può escludere tassativamente la presenza di tensioni normali.

Senza particolari cautele, è da ritenersi che tale fenomeno, riscontrato in alcune precedenti indagini, possa avere una qualche influenza sul meccanismo di fessurazione e quindi sulla formazione delle aste compresse di calcestruzzo che attraversano il giunto.

Il problema, certamente presente agli sperimentatori francesi che si sono dedicati con notevole impegno allo studio dei giunti organizzati, primo fra tutti il già citato Pommeret, è stato da questi risolto cercando di applicare lo sforzo tagliente lungotutta l'altezza del giunto; allo scopo si sono utilizzati dei profilati metal

lici serrati con bulloni ad alta resistenza contro le porzioni di pannello adiacenti al giunto stesso. Non si hanno però accertamenti sperimentali sull'effettiva distribuzione delle sollecitazioni e non del tutto esauriente appare l'osservazione che il carico di rottura poco dovrebbe risentire del meccanismo di applicazione degli sforzi.

Per accertare la posizione più opportuna delle azioni esterne, tale da evitare l'inconveniente accennato e nello stesso tempo limitare i carichi in gioco a valori ragionevoli, si è sviluppato uno studio analitico col metodo degli elementi finiti, di cui si darà cenno nel paragrafo seguente.

La seconda fase è stata rivolta alla progettazione del dispositivo di carico, realizzato, come appare in fig. 3, con l'impiego di martinetti idraulici contrapposti, operanti a contrasto con l'intelaiatura metallica necessaria per il supporto del sistema.

Il dispositivo, atto ad imprimere agli elementi provati sollecitazione tagliente, eventualmente accompagnata o meno da flessione (e quindi utilizzabile per ulteriori sviluppi dell'indagine avviata), ha posto problemi non piccoli per il montaggio e la centratura dei pezzi, in relazione soprattutto alle notevoli dimensioni e quindi alla scarsa maneggevolezza dei prototipi. A ciò va aggiunta la dif

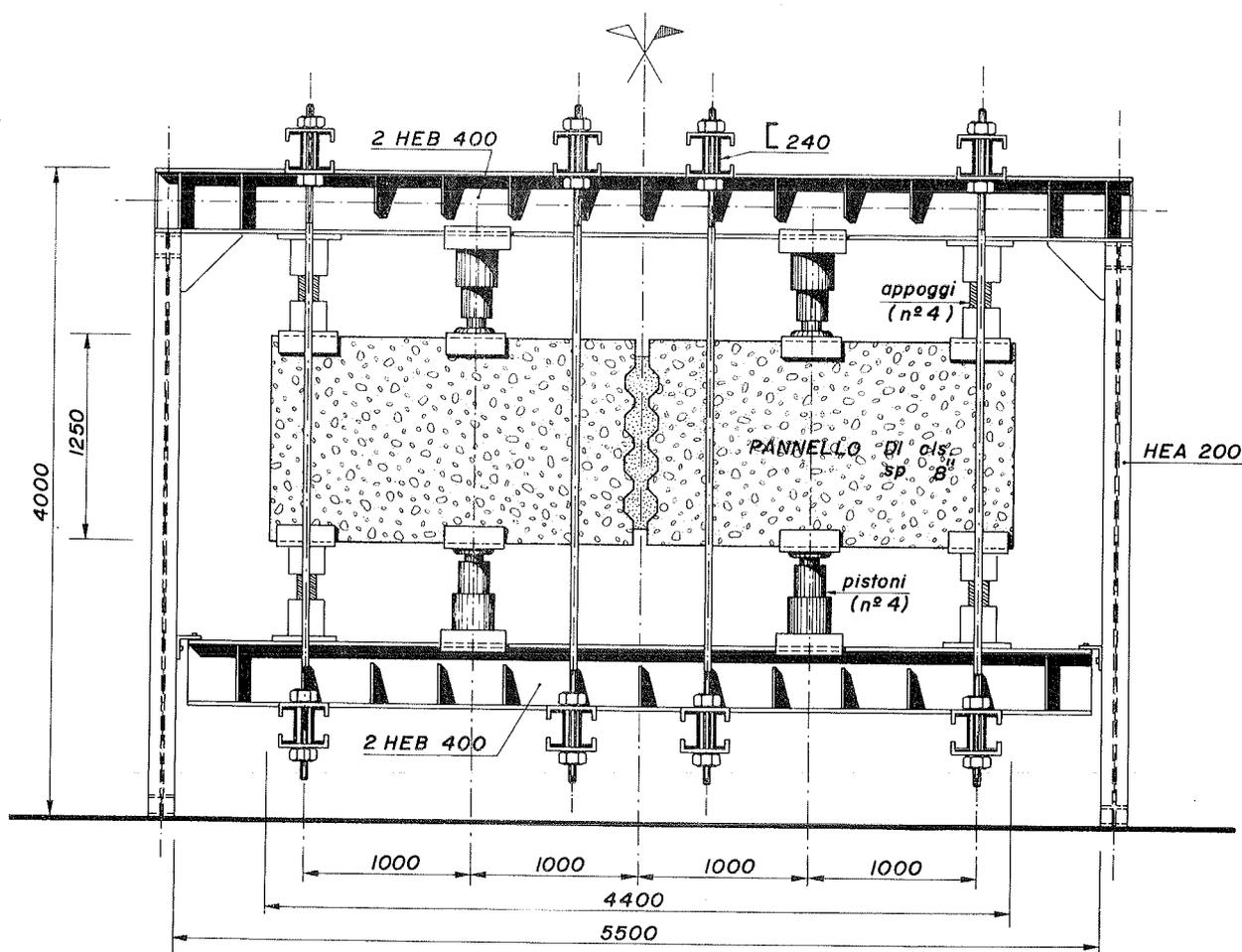


Fig. 3

ficoltà di mettere in opera un efficace dispositivo di controventamento dei pannelli, senza interferenze con le condizioni di vincolo previste sullo schema.

La terza fase è stata ovviamente quella di esecuzione materiale delle prove, sviluppata in un arco di tempo di parecchi mesi (da febbraio a novembre del 1982) presso lo stabilimento dell'Impresa Grandi Lavori di Bologna.

Delle modalità di prova si tratterà più dettagliatamente in seguito, ma va preliminarmente notato che un elemento condizionante dei risultati ottenuti è la velocità di applicazione dei carichi.

Riguardo a questo aspetto del problema appare evidente che diverso deve essere il criterio di indagine a seconda delle caratteristiche delle sollecitazioni simulate.

Le prove di carico monotone possono in qualche misura interpretare il comportamento del giunto con riferimento all'azione sia dei carichi permanenti, sia dei sovraccarichi accidentali, e in entrambi i casi il tempo di stazionamento può essere in relazione a quello effettivo.

Le prove di carico ciclico inevitabilmente simulano l'effetto dei carichi variabili rapidamente nel tempo, e l'esempio tipico è quello dei carichi provocati dalle sollecitazioni sismiche. Utilizzando per le esperienze un dispositivo di carico di tipo idraulico a comando manuale, non è possibile avvicinare le frequenze caratteristiche di un fenomeno sismico, e quindi le prove eseguite danno da questo punto di vista risultati solo indicativi.

Occorre però notare che un caricamento "quasi statico", come quello adottato, mette in gioco per il calcestruzzo stati di sollecitazione più gravosi di quelli corrispondenti ad un'azione impulsiva, e pertanto le resistenze possono essere intese come limiti inferiori, e quindi cautelativi, dei valori reali.

3. PRELIMINARI INDAGINI NUMERICHE

Lo studio preliminare ha avuto lo scopo di accertare la distribuzione delle tensioni sulla sezione del giunto al variare della posizione dei carichi e delle dimensioni dei pannelli.

Il complesso pannelli-giunto è stato studiato mediante elementi finiti isoparametrici di forma quadrangolare a quattro nodi, idonei a rappresentare stati piani di tensione.

Le dimensioni del pannello oggetto dell'analisi numerica (fig. 4a) sono pressoché coincidenti con quelle dei pannelli sottoposti a prova di carico; alcune piccole modificazioni della geometria, introdotte per la modellazione con gli elementi finiti, si possono ritenere trascurabili agli effetti pratici. La scelta iniziale delle caratteristiche geometriche è stata effettuata sulla base delle dimensioni consuete delle sagome dei giunti prevedendo un'altezza del giunto stesso sufficiente per rendere i risultati delle indagini sperimentali non sensibilmente influenzati dagli effetti di bordo. In relazione allo scopo delle analisi numeriche, sono state assunte per i materiali, calcestruzzo del pannello e del giunto, caratteri-

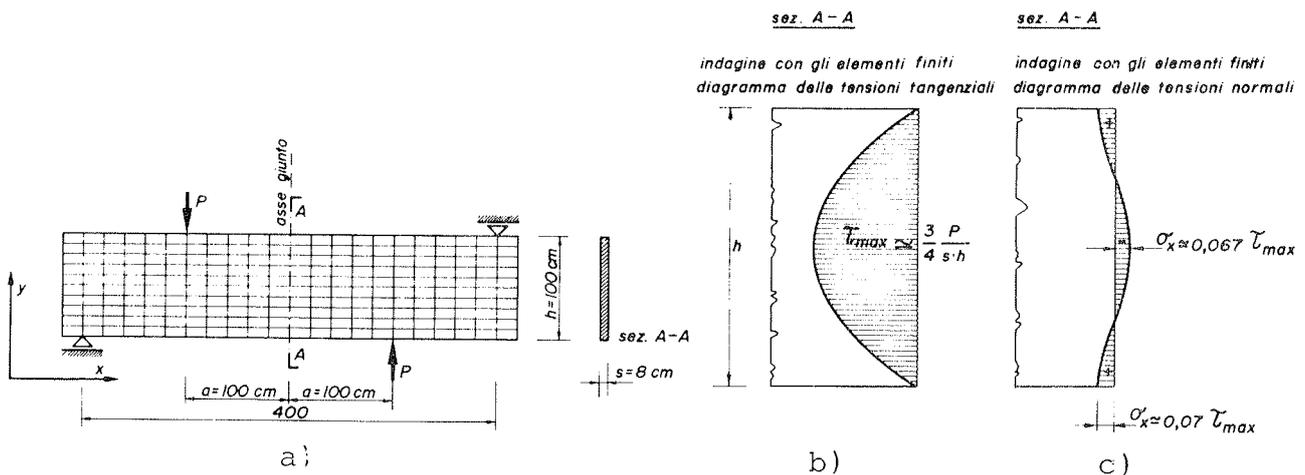


Fig. 4

stiche fisico-meccaniche di elasticità lineare, isotropia ed omogeneità; tale schematizzazione, s'intende, è attendibile pensando il calcestruzzo non fessurato, tuttavia da essa, come accennato, si possono trarre utili indicazioni sulla complessiva vicenda statica del giunto.

La diversa resistenza a compressione prevista per i getti dei pannelli e del giunto ha comportato l'adozione di valori differenti del modulo di elasticità per le due porzioni di struttura, ma questa distinzione non si è poi rivelata essenziale per i risultati dell'indagine.

Lo stato di sollecitazione corrispondente alla condizione di carico esaminata è documentato dai diagrammi di fig. 4; in particolare, nelle figg. 4b e 4c sono tracciati gli andamenti delle tensioni tangenziali e normali lungo l'asse del giunto.

Dai risultati delle elaborazioni numeriche si può rilevare che, per la disposizione dei carichi adottata nella sperimentazione, lungo l'asse verticale del giunto le tensioni normali hanno intensità trascurabile rispetto a quelle delle tensioni tangenziali e quindi, essendo le direzioni principali inclinate di 45° rispetto all'asse medesimo, si ha l'instaurarsi di uno stato di tensione tangenziale puro.

Per carichi molto ravvicinati alla sezione di mezzeria, la situazione si modifica profondamente; infatti la direzione della tensione principale di compressione viene praticamente a coincidere per buona parte dell'altezza del giunto con l'ideale congiungente i punti di applicazione dei carichi e quindi lungo l'asse del giunto si manifestano non trascurabili tensioni normali aventi, ovviamente, risultante nulla. La configurazione di carico accennata non è stata quindi considerata nella fase sperimentale in quanto, pur consentendo di operare con carichi minori, non permetteva di realizzare lo stato di sola tensione tangenziale richiesto.

4. CARATTERISTICHE DEI GIUNTI E MODALITA' DELLE PROVE

Le caratteristiche dei giunti, e in particolare la geometria dei ri salti riportati in fig. 1, sono in accordo con le indicazioni della corrente letteratura tecnica e rispettano le prescrizioni fornite dalle "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo armato", edite dal CNR in data 30 novembre 1982.

Il parametro caratteristico $\rho = bh/sB$, detto rapporto di dentatura, risulta pari a 0,5, mentre l'armatura di cucitura, costituita da barre con diametro 8 mm fuoriuscenti dalle due facce di ciascuna porzione di pannello, distanti in altezza 25 cm, corrisponde a circa lo 0,5% della sezione complessiva del giunto. Il collegamento tra le armature di cucitura delle due porzioni di pannello affacciate è assicurato dalla sovrapposizione delle armature stesse (sagomate a cap pio) e dall'impedimento allo scorrimento relativo offerto da quattro barre verticali, anch'esse con diametro 8 mm, inserite nell'interno dei cappi per tutta l'altezza del giunto.

La realizzazione dei prototipi è avvenuta in due fasi: dapprima si sono eseguite le porzioni dei pannelli da giuntare, con l'impiego di conglomerato di classe $R_{bk} \geq 400 \text{ kg/cm}^2$, e successivamente per quest'ultimo una classe $R_{bk} \approx 150 \text{ kg/cm}^2$, ragionevolmente rappresentati va di quella ottenibile nel caso di getti in opera, da effettuarsi in spazi ristretti e in presenza di una fitta armatura metallica. Per il controllo delle caratteristiche del calcestruzzo si è provveduto, all'atto del getto dei giunti, alla confezione di campioni da sottoporre a prove di schiacciamento, eseguite in seguito parallelamente all'effettuazione delle prove.

Complessivamente si sono eseguite 17 prove a rottura, raggruppabili in tre distinte serie. La prima è servita essenzialmente a saggiare l'efficacia del dispositivo di carico e la risposta dei campioni; ha compreso 5 prototipi, caratterizzati da una stagionatura del calcestruzzo del giunto pari a 7 giorni, dei quali 3 sono stati sottoposti a carichi monotòni (³), e sono stati portati a rottura sotto l'azione dei carichi alternati.

La seconda serie, di maggior impegno, ha compreso 9 campioni con almeno 28 giorni di stagionatura dei getti, portati a rottura in parte (2 campioni) sotto carichi monotòni e in parte (7 campioni) sotto carichi alternati.

L'ultima serie ha comportato un'indagine su 3 giunzioni, aventi una stagionatura sempre di 28 giorni, ma gettati in posizione verticale, anziché orizzontale come nei casi precedenti (⁴).

Le prove di carico monotòne sono state effettuate incrementando i carichi applicati di circa 10 t ogni 30 secondi, documentando per ciascuna fase il quadro fessurativo con rilievi fotografici; mediante

(³) I primi due campioni hanno avuto un comportamento anomalo.

(⁴) L'inefficacia del dispositivo di vibrazione ha impedito il raggiungimento della classe prevista per il giunto degli ultimi due pannelli, e ha reso inattendibili i risultati delle prove.

livello ottico di precisione è stato misurato lo scorrimento relativo delle due porzioni collegate dal giunto a livello del bordo inferiore.

Durante le prove cicliche il tempo per l'effettuazione di un ciclo completo, tenendo conto delle due soste di un minuto corrispondenti al raggiungimento del carico massimo di ciascun semiciclo, è stato di circa 3 minuti. Anche per le prove cicliche sono stati effettuati rilievi fotografici e misure degli scorrimenti.

5. ANALISI DEI RISULTATI DELLE PROVE

Un prospetto riassuntivo dei risultati delle prove è riportato in tabella 1.

Tabella 1 (P_m = carico di rottura monotono, P_c = carico ciclico).

Pannello n.	Giorni matur. giunto	R_{bk} (kg/cm ²) del giunto	Tipo di carico	P_m (t)	P_c (t)	P_c/P_m	n° di cicli a rottura	Data di prova	
1 ^a serie	1/1	-	-	-	-	-	-	19/2/82	
	2/1	-	-	-	-	-	-	8/4/82	
	3/1	7	146	monotono	60	-	-	11/5/82	
	4/1	7	140	ciclico	-	45	0,75	3	29/7/82
	5/1	7	153	ciclico	-	45	0,75	4	30/7/82
2 ^a serie	1/2	57	153	monotono	80	-	-	-	21/9/82
	2/2	58	146	monotono	75	-	-	-	23/9/82
	3/2	62	144	ciclico	-	60	0,75	4,5	28/9/82
	4/2	64	139	ciclico	-	52	0,66	12,5	1/10/82
	5/2	65	139	ciclico	-	46	0,60	50	6/10/82
	6/2	69	139	ciclico	-	62	0,80	4,5	11/10/82
	7/2	70	140	ciclico	-	62	0,80	6	13/10/82
	8/2	76	149	ciclico	-	66	0,85	3	19/10/82
	9/2	78	148	ciclico	-	66	0,85	6,5	25/10/82
3 ^a serie	1/3	72	152	monotono	80	-	-	-	9/11/82
	2/3	79	-	-	-	-	-	-	17/11/82
	3/3	80	-	-	-	-	-	-	24/11/82

Nel diagramma di fig. 5 sono indicati i punti corrispondenti alle situazioni di rottura verificatesi durante la prima e la seconda serie di prove.

Le curve di fatica tracciate, in relazione al numero di punti disponibili e alla disposizione dei risultati, devono considerarsi indicative, ma sono già evidenti alcune rilevanti caratteristiche di comportamento.

In primo luogo appare individuato un andamento asintotico delle suddette curve e, per periodi di maturazione dei giunti superiori a 28

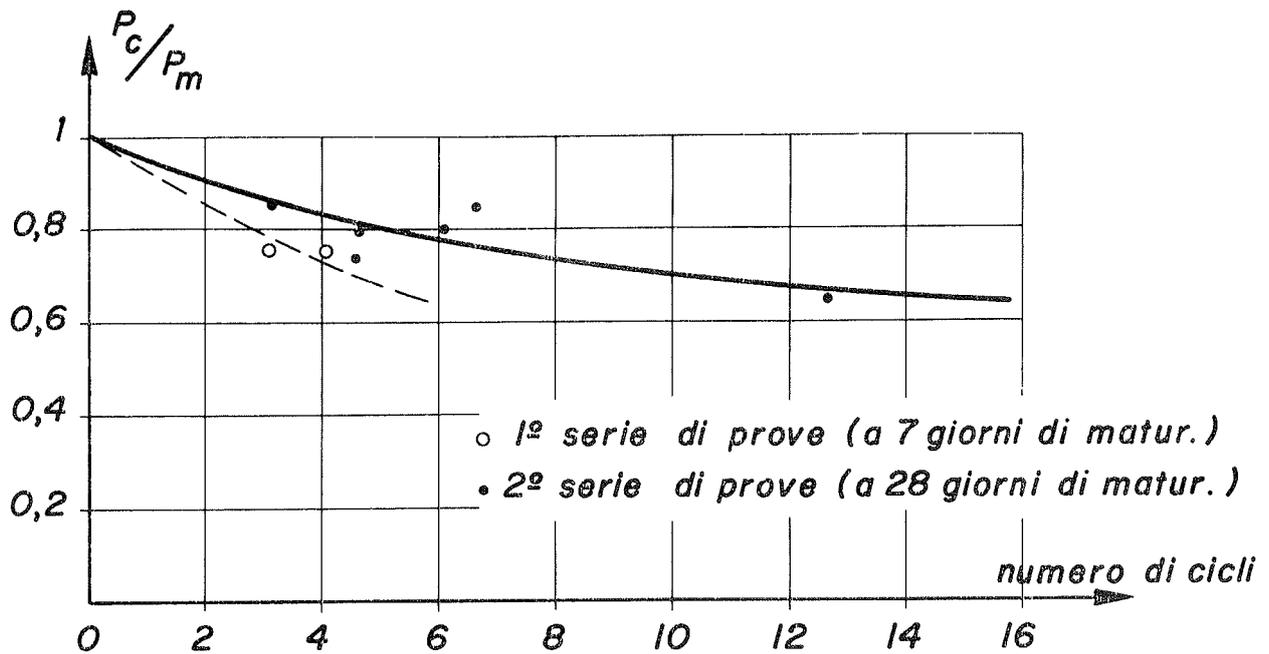


Fig. 5

giorni, può ritenersi che il valore dell'asintoto sia non inferiore a 0,6; in altri termini, un carico di intensità pari a 0,6 di quello corrispondente alla rottura di tipo monotono può essere applicato con segno alterno un numero pressoché illimitato di volte.

Appare legittimo ritenere che il comportamento sia il medesimo, ma è stato appena saggiato per i giunti con periodo di maturazione dell'ordine di 7 giorni, però si deve presumere un valore leggermente inferiore dell'asintoto.

In secondo luogo si può dedurre che il degrado del calcestruzzo costituente il giunto è abbastanza rapido, e dopo un relativamente limitato numero di cicli di carico (dell'ordine di 4) la resistenza del collegamento è già ridotta a circa i 3/4 di quella corrispondente a un caricamento monotono.

Il criterio di indagine adottato (applicazione di carichi noti e rilievo delle deformazioni conseguenti) non consente, per le prove di carico monotone, il tracciamento delle cosiddette curve caratteristiche dei giunti, cioè dei diagrammi taglio-scorrimento e non è pensabile esprimere valutazioni sulla maggiore o minore duttilità del collegamento ⁽⁵⁾. Sono però ricostruibili, sempre attraverso un li

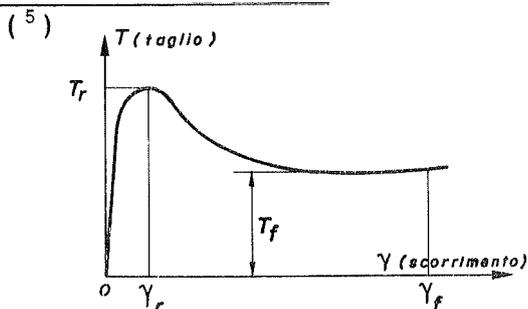


Fig. 6

A questo proposito sovrviene l'esperienza acquisita da Pommeret attraverso un elevatissimo numero di prove (fig. 6), e appare ragionevole prevedere un iniziale comportamento fragile (con sforzo di rottura assai più elevato di quello teorico corrispondente all'applicazione del metodo delle cuciture) e rapido abbattimento del carico massimo raggiunto. All'au

DIAGRAMMA TAGLIO-SCORRIMENTO

PANNELLO 6
(seconda serie)

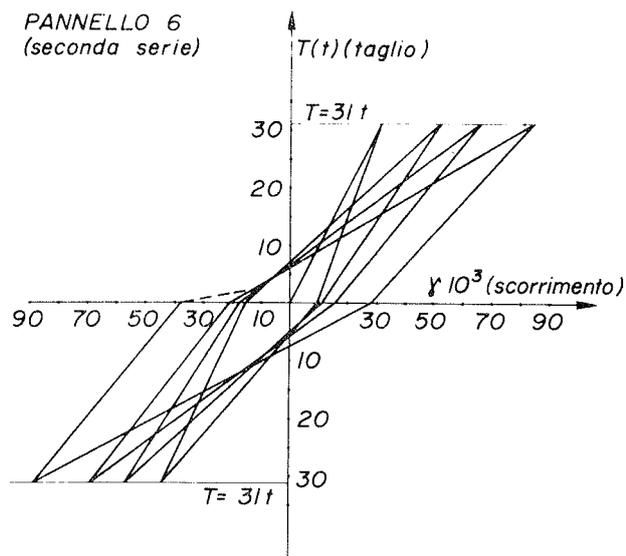


Fig. 7

mitato numero di punti, i diagrammi taglio-scorrimento relativi alle prove cicliche; nella fig. 7 è riportato ad esempio il diagramma corrispondente al pannello n. 6 della seconda serie.

Risulta evidente un progressivo incremento dello scorrimento massimo raggiunto all'aumentare del numero dei cicli di carico impressi e quindi un incremento della deformazione plastica; il corrispondente incremento di duttilità e quindi di capacità di dissipazione energetica è indubbiamente positivo ai fini del comportamento in presenza di azioni sismiche, ma occorre a questo proposito notare che, sulla

scorta di recenti indagini basate su simulazione numerica, sviluppate presso l'Istituto di Tecnica delle costruzioni dell'Università di Bologna ⁽⁶⁾, non sempre un incremento di duttilità si accompagna ad un aumento del numero delle ripetizioni di carico supportabili.

Relativamente alle modalità di rottura, può essere il caso di notare che durante le prove monotone si sono manifestate, per livelli di carico pari a circa il 40% del carico di rottura, lesioni anche passanti, coincidenti col profilo del getto di giunzione, di ampiezza relativamente modesta (0,1-0,2 mm); successivamente si sono evidenziate lesioni inclinate che, all'atto della rottura, hanno raggiunto ampiezze di qualche millimetro.

Le bielle individuate dalle lesioni, come risulta anche dalla documentazione fotografica delle prove eseguite, riportata nelle figg. 8, 9, 10, 11, 12, hanno inclinazione di circa 30° rispetto all'asse del giunto e configurano quindi un meccanismo resistente diverso da quello corrispondente all'applicazione della regola delle "cuciture" (inclinazione delle bielle pari a 45°).

L'inattendibilità di tale schema, emersa chiaramente anche dalle prove di Pommeret, è probabilmente da ricollegare all'adozione di un meccanismo resistente isostatico a fronte di una situazione reale dove predomina un comportamento iperstatico. In ogni caso, per la valutazione della capacità di resistenza attraverso un meccani-

mentare delle deformazioni lo sforzo supportato dal giunto rimane poi praticamente costante fino alla rottura per raggiungimento dello scorrimento ultimo. Nel complesso le esperienze confermano un comportamento a rottura sostanzialmente fragile.

⁽⁶⁾ Sarà presentata sull'argomento una nota al prossimo congresso AIPC di Venezia del settembre 1983, a cura di C. Ceccoli, M. Merli e S. Bianchi.

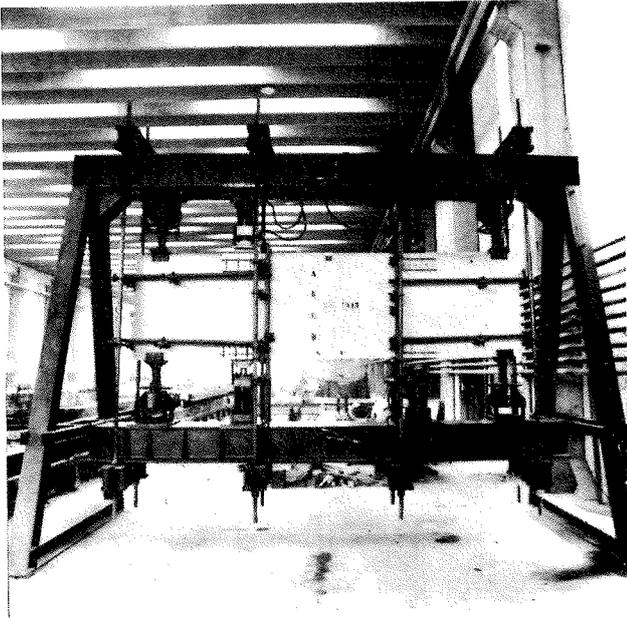


Fig. 8

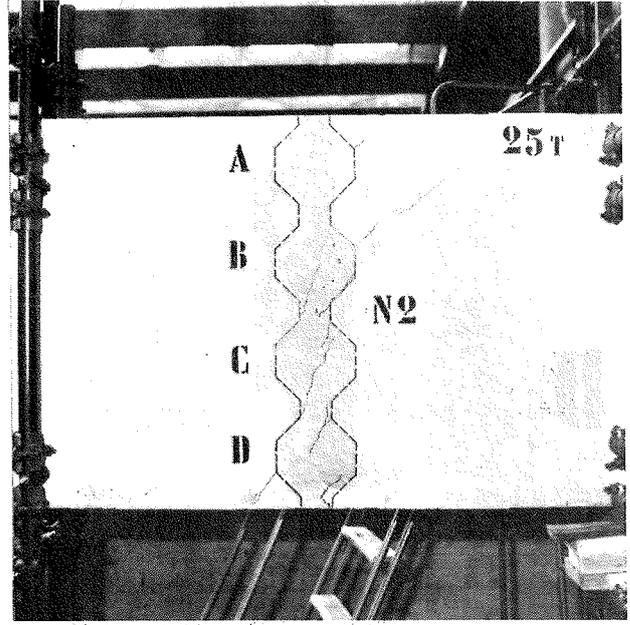


Fig. 9

simo reticolare, occorre tener conto della geometria dei risalti e della disposizione delle armature; in effetti valori del carico di rottura prossimi a quelli rilevati sperimentalmente si possono ot-

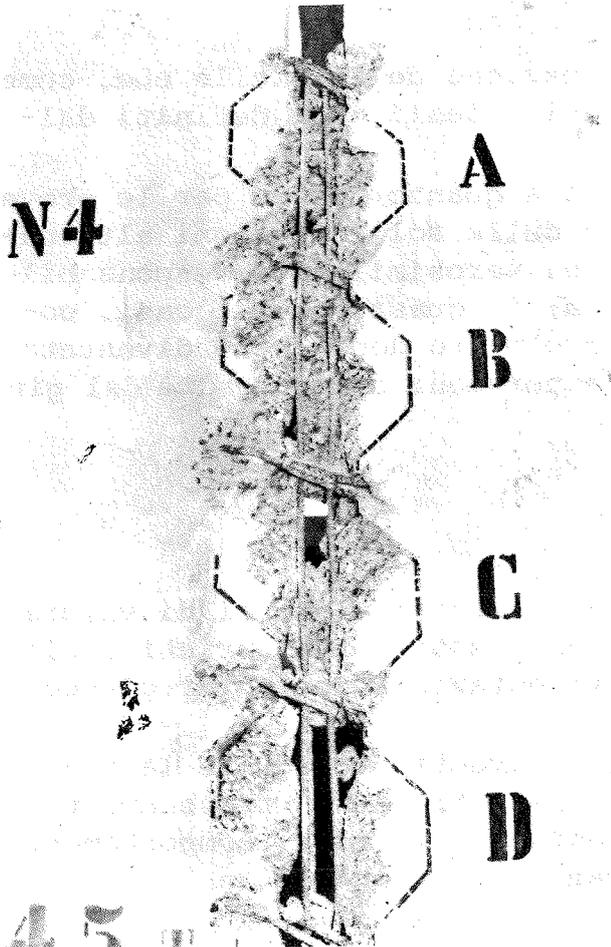


Fig. 10

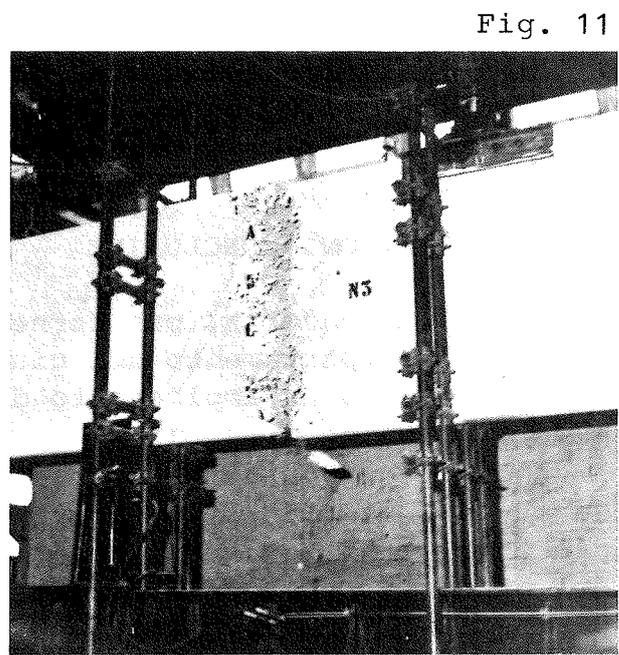


Fig. 11

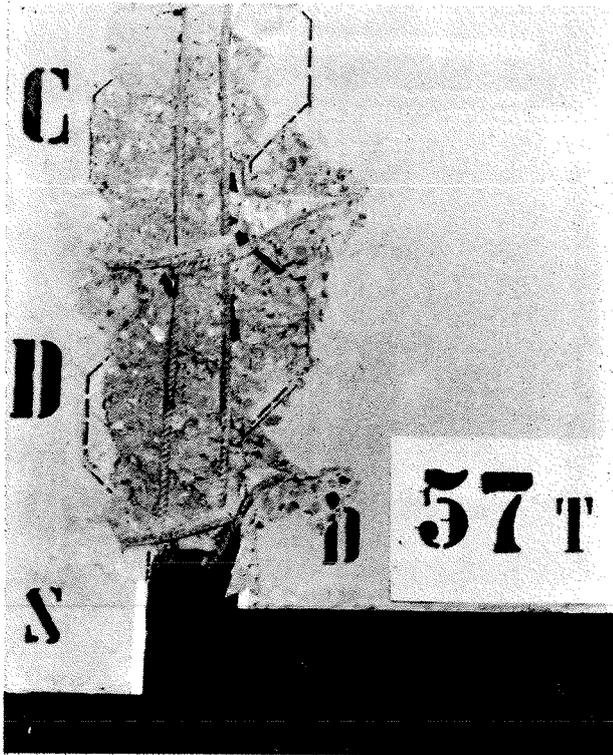


Fig. 12

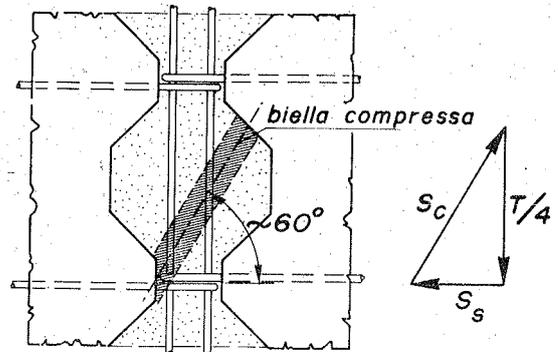


Fig. 13

tenere considerando l'effettiva inclinazione delle bielle che, come appare dalla fig. 13, si connettono agli ideali nodi definiti dall'armatura di collegamento.

Durante le prove cicliche, in aggiunta a quanto notato per le prove monotone, si è evidenziato, a seguito delle sollecitazioni alternate, un rapido degrado del calcestruzzo, verosimilmente responsabile dell'abbattimento delle curve di fatica; in quasi tutti i casi, comunque, la crisi si è accelerata notevolmente dopo che è diventato irreversibile il deterioramento delle porzioni di estremità del giunto.

6. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Le indagini condotte, pur fornendo interessanti elementi di valutazione del comportamento dei giunti organizzati sotto carichi ciclici, richiedono un ampliamento di sperimentazione per poter giungere a definitive conclusioni.

A questo riguardo è intenzione degli scriventi proseguire la ricerca avviata al fine di ottenere nuovi elementi per un tracciamento più preciso delle curve di fatica e per verificare il comportamento dei giunti sotto l'effetto di deformazioni anziché di carichi imposti.

Con la disponibilità di un'attrezzatura (attualmente in via di ac-

quisizione) in grado di imprimere agli elementi di prova preordinate storie di carico con elevata frequenza di alternanza, sarà inoltre possibile simulare con migliore attendibilità gli effetti delle sollecitazioni di natura sismica.

E' prevista anche un'indagine sul comportamento dei medesimi giunti sotto carichi in presenza di sollecitazioni flessionali.

Gli autori ritengono doveroso ricordare che le prove, in parte finanziate da contributi resi disponibili dall'OIKOS, sono state sviluppate grazie anche alla fattiva collaborazione della Società Grandi Lavori.

BIBLIOGRAFIA

- I) LEWICKI B., "Constructions industrialisées en grands elements. Conception des joints. Prevention contre la rupture de proche en proche". C.E.B., Bulletin d'information, n. 77, aprile 1971.
- II) POMMERET M., "La résistance aux efforts tangents des joints verticaux entre grands panneaux préfabriqués coplanaires". A.I.T.B.T.P., n. 282, giugno 1971.
- III) POMMERET M., "Essais de résistance aux efforts tangents des 2 joints verticaux entre panneaux préfabriqués". A.I.T.B.T.P., n. 294, giugno 1972.
- IV) FAUCHART J., CORTINI P., "Étude expérimentale des joints horizontaux entre panneaux préfabriqués pour murs de batiments". A.I.T.B.T.P., n. 300, dicembre 1972.
- V) LACOMBE G., POMMERET M., "Les joints structuraux dans les constructions en grands panneaux préfabriqués". A.I.T.B.T.P., n. 314, febbraio 1974.
- VI) BENEDETTI D., FONTANA A., "Sulla resistenza al taglio dei giunti organizzati nelle strutture a grandi pannelli". Industria Italiana del Cemento, settembre 1974.
- VII) POZZATI P., "Teoria e tecnica delle strutture", Vol. 2, parte II, Utet, Torino 1977.
- VIII) CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION, "Calcul et exécution de l'assemblage des structures industrialisées. Recommandations pratiques", marzo 1978.

IX) C.N.R., "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo armato". Bollettino Ufficiale (Nuove Tecniche), A. XVI, n. 88, novembre 1982.

Bologna, Istituto di Tecnica delle costruzioni, dicembre 1982.

ANALISI STATICA IN REGIME FLESSIONALE DI UNA
SUPERFICIE A CURVATURA MULTIPLA DEL TIPO SELLA
DI SCIMMIA

Rosalba IENTILE

Prof. Incaricato di Tecnica delle Costruzioni
Facoltà di Architettura
Politecnico di Torino

SOMMARIO

La presente memoria contiene i risultati di uno studio analitico del comportamento di una superficie a curvatura multipla del tipo "sella di scimmia", nell'ipotesi di regime flessionale e di carico uniformemente distribuito. Si discutono i risultati in relazione a quelli ottenuti in un precedente studio della volta condotto nella ipotesi di regime membranale.

SUMMARY

The present paper contains the results of an analytical study of the behaviour of a shell structure of the "monkey saddle" type, in the hypothesis of bending theory, under uniform load. The results are discussed in relation with those of a previous study carried out in the hypothesis of membrane theory.

1. PREMESSA

La "sella di scimmia" appartiene alla famiglia delle superfici a curvatura multipla. La sua geometria è definita da una "curva di riferimento" che descrive una superficie alternativamente sinclastica e anticlastica con curvatura nulla in tre direzioni. Nel caso esaminato, la curva di riferimento, ossia la semicurva individuata dalla intersezione della superficie con un piano passante per il centro e per un vertice (o una depres

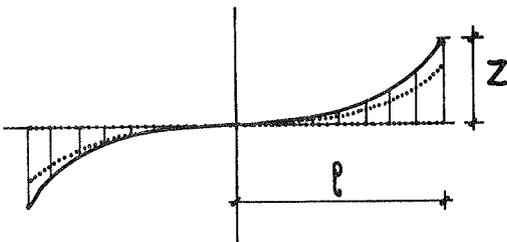


Fig. 1 - Curva di riferimento.

sione), è una parabola (fig. 1).

La superficie è rappresentata da una equazione che, in coordinate cilindriche, si esprime in:

$$Z = D \rho^m \cos (n\theta)$$

(con $m = n = 3$)

in cui:

Z rappresenta l'asse verticale della sella

D una costante che dipende dalla geometria della volta

ρ il raggio vettore

θ l'argomento

n il numero dei corrugamenti.

La "sella di scimmia" presenta una famiglia di linee caratteristiche (V) (fig.2) le cui equazioni, in proiezione orizzontale, sono:

$$\rho^n (1 - \sin n\theta) = C_1$$

$$\rho^n (1 + \sin n\theta) = C_2$$

con C_1 e C_2 costanti non negative.

La traiettoria spaziale delle curve caratteristiche è definita dalla conoscenza dei coseni direttori delle due famiglie di curve, che sono rispettivamente:

$$\alpha_1 = \frac{\cos\theta - \sin(n-1)\theta}{(2 - 2\sin n\theta)^{\frac{1}{2}}}$$

$$\alpha_2 = \frac{\sin\theta - \cos(n-1)\theta}{(2 - 2\sin n\theta)^{\frac{1}{2}}}$$

$$\beta_1 = \frac{\cos\theta + \sin(n-1)\theta}{(2 + 2\sin n\theta)^{\frac{1}{2}}}$$

$$\beta_2 = \frac{\sin\theta + \cos(n-1)\theta}{(2 + 2\sin n\theta)^{\frac{1}{2}}}$$

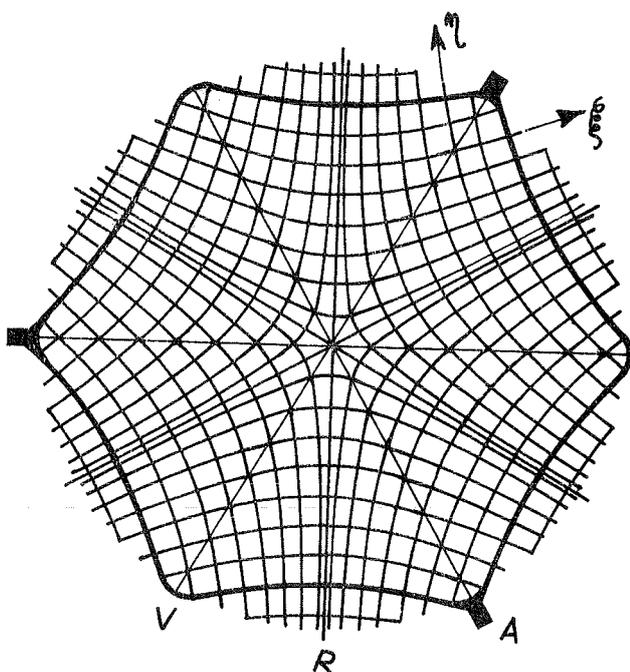


Fig. 2 - Linee caratteristiche.

La "sella di scimmia" pur appartenendo alla classe delle figure strutturali resistenti per forma, non gode però, come altre figure architettoniche di questo tipo, di un regime tensionale semplice quale potrebbe dedursi da un comportamento puramente membranale. Si è infatti riscontrato (V) che il regime membranale non è sufficiente a realizzare le condizioni di equilibrio strutturale, confermando i limiti caratteristici di tale teoria per le superfici che presentano zone a curvatura

nulla in almeno due direzioni di riferimento. Nel caso qui esaminato lo studio in regime membranale conduce infatti a situazioni di indeterminazione là dove la superficie tende al piano, analogamente a quanto già verificato, ad esempio, per le superfici conoidali. In particolare nella "sella" l'ipotesi di sussistenza del regime membranale richiede che tutte le espressioni delle tensioni tendano al valore infinito per ρ tendente a zero e quindi in corrispondenza del punto di sella ed ancora che tenda ad infinito il valore dello sforzo normale lungo le rette presenti nella "sella". L'ipotesi di comportamento membranale risulta dunque inaccettabile, quanto meno in dette zone e pertanto la presenza di sollecitazioni flesso-torsionali e taglianti è indispensabile per assicurare l'equilibrio strutturale.

2. IPOTESI DI CALCOLO

Constatata dunque la insufficienza del regime membranale, si è proceduto all'analisi dello stato di sollecitazione della "sella" in regime flessionale mediante un procedimento di calcolo agli elementi finiti.

Note le condizioni di simmetria della volta, si è preso in esame un settore compreso tra un vertice 'V' e la successiva depressione (appoggio) 'A', ossia la porzione di superficie compresa fra $\theta = 0^\circ$ e $\theta = 60^\circ$, ove si assuma come origine della coordinata angolare θ la linea che dal centro di sella va ad un vertice (fig. 3).

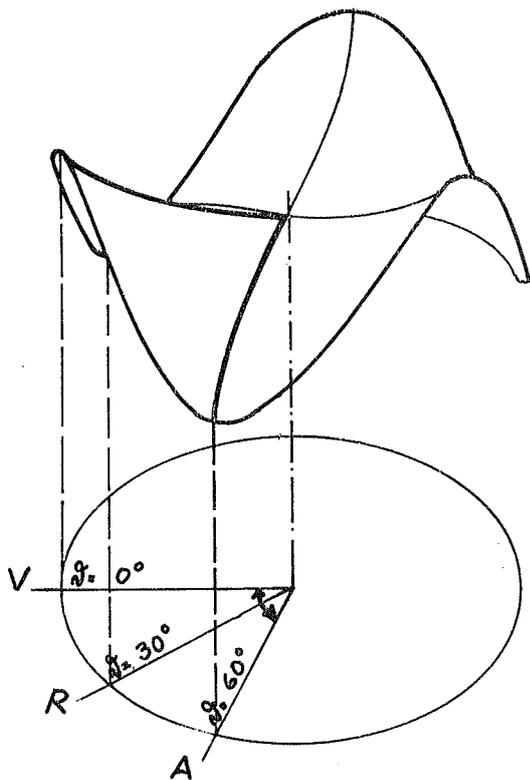


Fig. 3 - Settore di volta esaminato.

La superficie è stata inoltre delimitata mediante una trave di bordo con asse parallelo ad una traiettoria caratteristica ξ . La discretizzazione in elementi finiti che realizza il modello matematico della "sella" è stata definita tenendo presente i punti della superficie affetti da singolarità membranale. Pertanto la suddivisione in elementi finiti ha privilegiato, mediante infittimento del reticolo, le zone prossime al centro di sella ed alla retta ($\theta = 30^\circ$), oltre che alla trave di bordo dove si prevedevano possibili perturbazioni. In particolare la discretizzazione della struttura (fig. 4) è stata fatta usando una mesh di 216 elementi triangolari con nodi ai vertici, aventi cinque gradi di libertà, per una situazione di carico ripartito sugli elementi che simula il peso proprio della

struttura.

I vincoli al contorno del settore di "sella" considerato sono definiti dalle condizioni di simmetria che le sezioni per $\theta = 0^\circ$ e $\theta = 60^\circ$ presentano con la restante parte della volta. In particolare si è posto un vincolo di incastro nel punto di depressione 'A'. Attraverso questo e gli altri due punti di depressione presenti nella "sella" viene convogliato a terra la totalità del carico considerato. I risultati forniti dal calcolo sono, oltre allo stato di deformazione della volta, gli sforzi normali e di scorrimento (N_ξ , N_η , $N_{\xi\eta} = N_{\eta\xi}$) nel piano tangente alla volta, i momenti flettenti, i momenti torcenti e gli sforzi di taglio (M_ξ , M_η , $M_{\xi\eta}$, T_ξ , T_η) nelle sezioni normali alla volta.

Le caratteristiche del materiale e le dimensioni della superficie studiata (fig.5) sono:

$E = 20 \text{ kN/mm}^2$	(modulo elastico)
$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	(peso specifico)
$\nu = 0,1$	(coefficiente di Poisson)
$\rho = 21,18 \text{ m}$	(raggio della volta)
$Z = 9 \text{ m}$	(altezza della volta al centro)
$s = 0,24 \text{ m}$	(spessore della volta)
$s' = 0,72 \text{ m}$	(spessore della trave di bordo)
$b = 2 \text{ m}$	(larghezza della trave di bordo)

3. ANALISI E DISCUSSIONE DEI RISULTATI

Al fine di analizzare nei suoi diversi aspetti l'economia statica della "sella" si è preso in esame l'andamento delle sollecitazioni

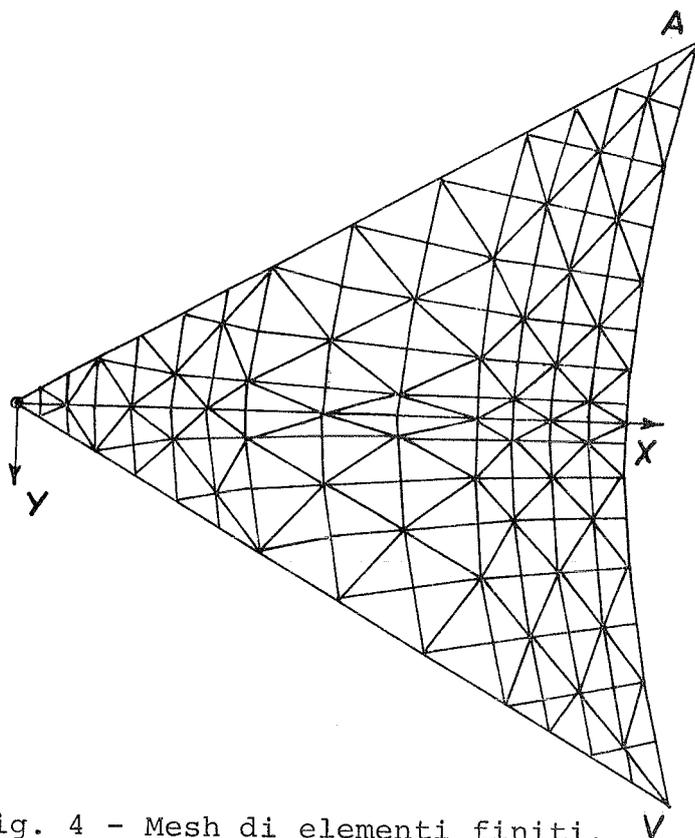


Fig. 4 - Mesh di elementi finiti.

che, nell'ipotesi di regime flessionale, si configurano quali più significative ai fini del dimensionamento.

In particolare queste sono rappresentate dagli sforzi normali N_ξ , N_η e di scorrimento $N_{\xi\eta}$ che agiscono nel piano tangente alla volta e dai momenti flettenti M_ξ , M_η . Per la loro rappresentazione sono state scelte come direzioni preferenziali (fig. 6) quelle che coincidono con le direzioni delle linee caratteristiche.

La variazione delle sollecitazioni è stata esaminata su tutto il settore di volta considerato, ad esclusione degli elementi di bordo che sono stati trattati separatamente. Più precisamente sono stati

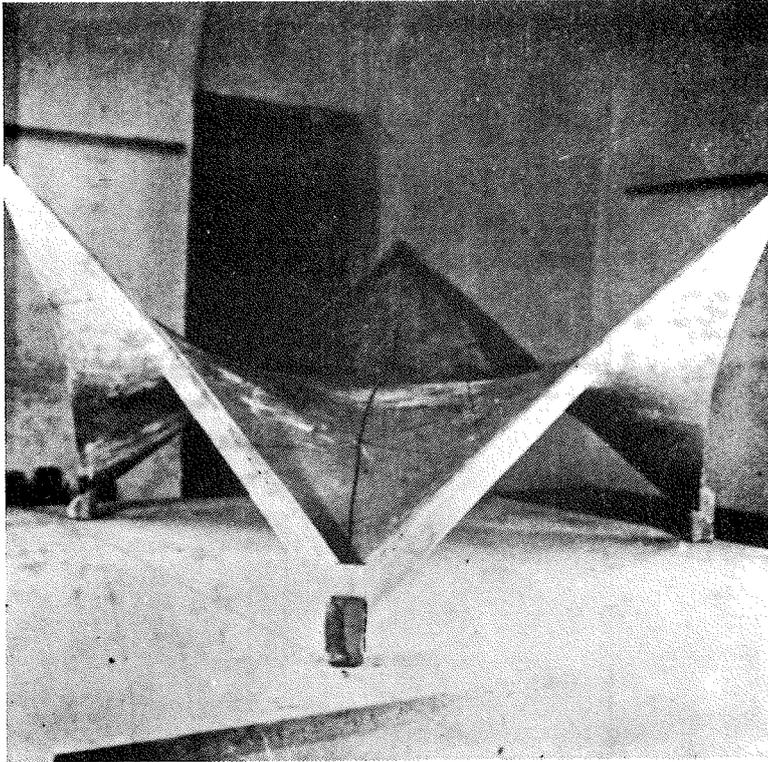


Fig. 5 - Fotografia del modello della sella studiata.

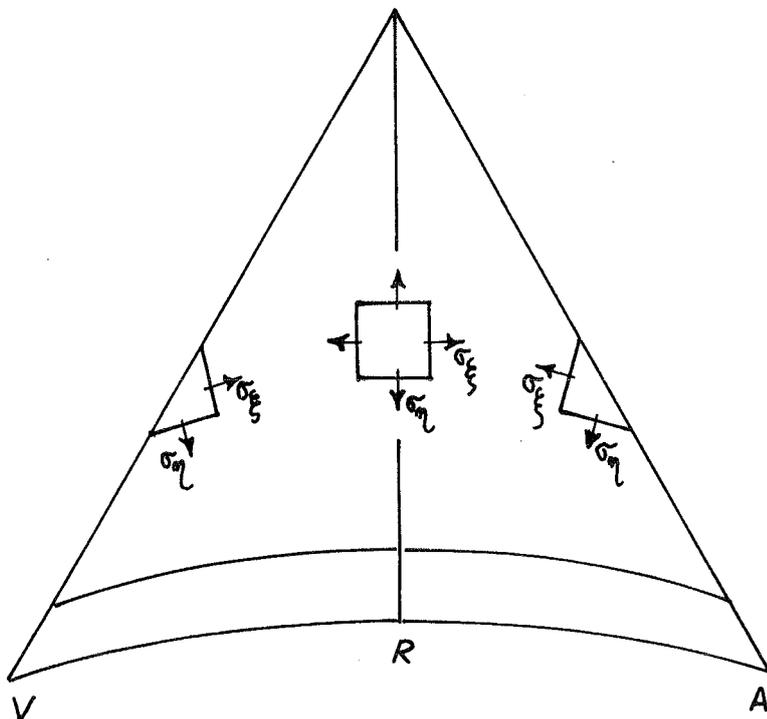


Fig. 6 - Direzioni $\xi\eta$.

diagrammati gli andamenti degli sforzi normali N_ξ , N_η su sezioni verticali della "sella" passanti per $\theta = 0^\circ$, 30° e 60° (figg. 7 e 8) e su una linea caratteristica ξ (fig. 9), lo andamento dello scorrimento $N_{\xi\eta}$ su sezioni verticali passanti per $\theta = 0^\circ$, 30° e 60° (fig. 10). Allo stesso modo sono stati diagrammati i momenti flettenti M_ξ ed M_η (figg. 11, 12 e 13). Sono stati invece trascurati i momenti torcenti e gli sforzi di taglio che si sviluppano nella sezione, in quanto risultano di modesta entità ai fini del dimensionamento della struttura. Sono state infatti rilevate tensioni tangenziali massime complessive pari a $0,2 \text{ N/mm}^2$.

Osservando la legge di variazione degli sforzi normali si può constatare che il settore di volta compreso tra il vertice e la retta ($0^\circ < \theta < 30^\circ$) appare dominato da sforzi di trazione. Per contro il settore compreso tra la retta e l'appoggio ($30^\circ < \theta < 60^\circ$) è sottoposto a sforzi di compressione. Pertanto la retta risulta essere la linea di separazione dei due diversi regimi tensionali che governano lo spicchio di sella, pur risultando, nel caso in esame, essa stessa com-

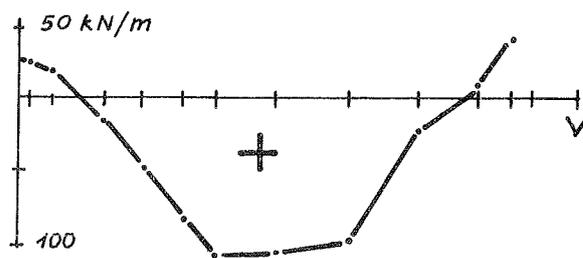
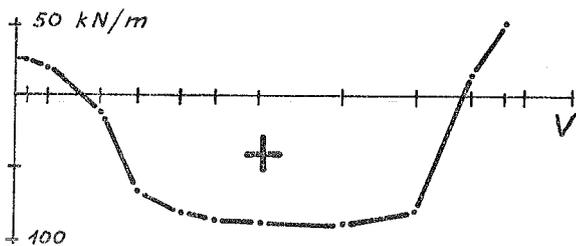
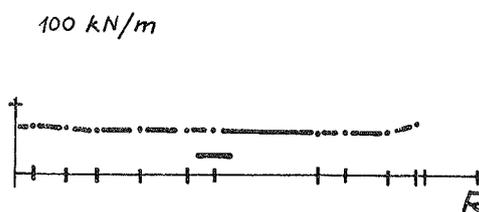
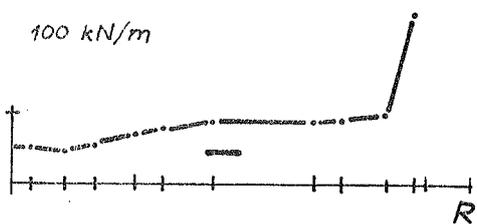
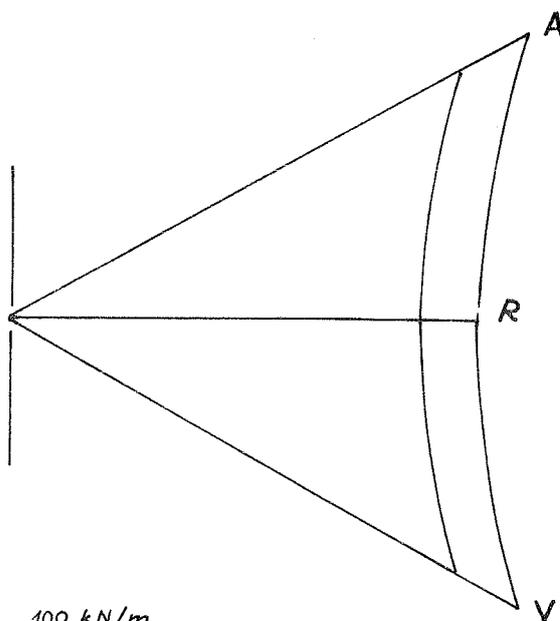
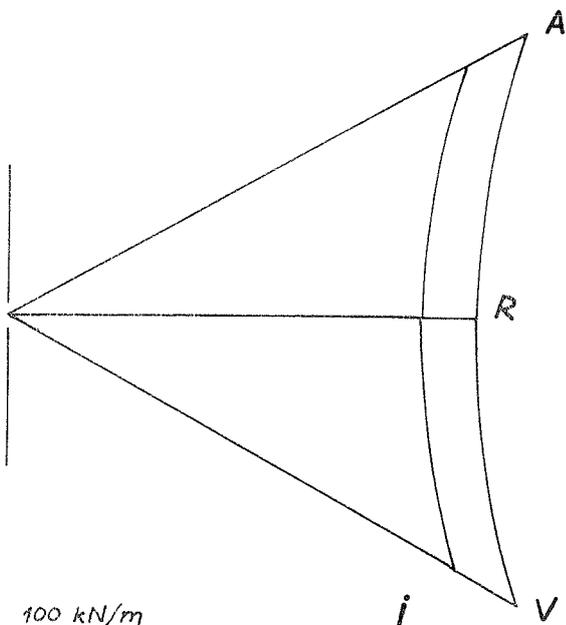
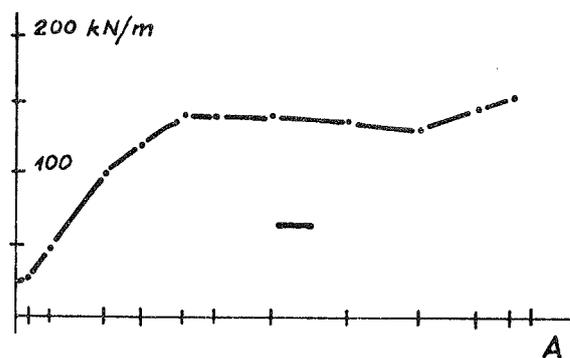
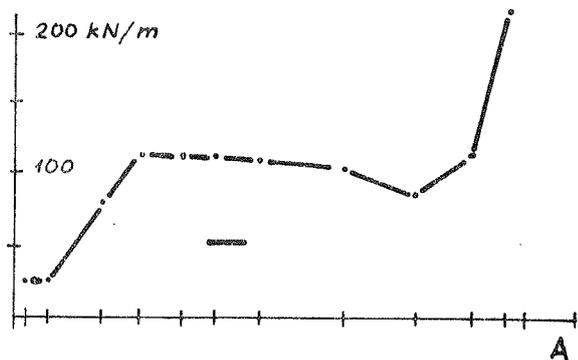


Fig.7 - Sforzo normale N_{ξ} nel piano tangente alla volta, per $\theta = 0^{\circ}, 30^{\circ}, 60^{\circ}$

Fig.8 - Sforzo normale N_{η} nel piano tangente alla volta, per $\theta = 0^{\circ}, 30^{\circ}, 60^{\circ}$

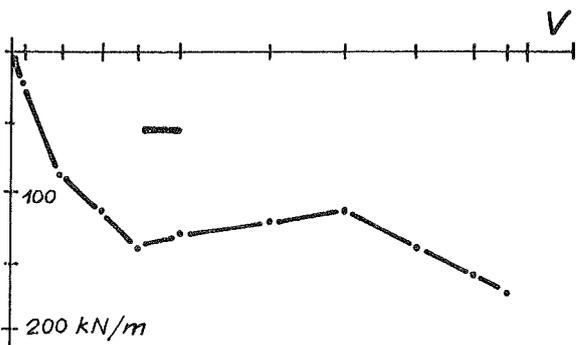
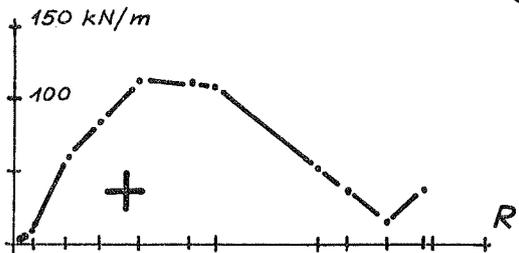
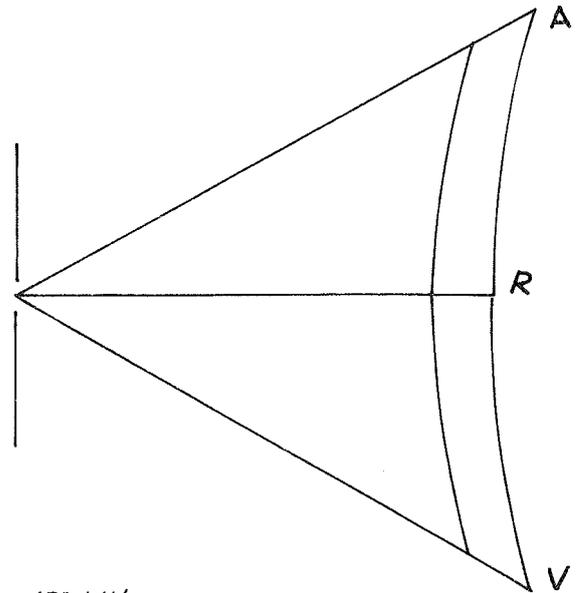
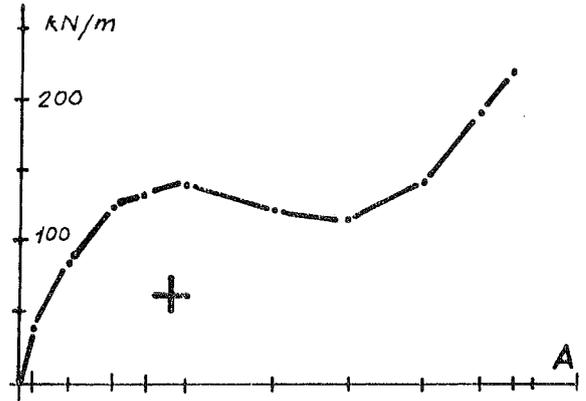
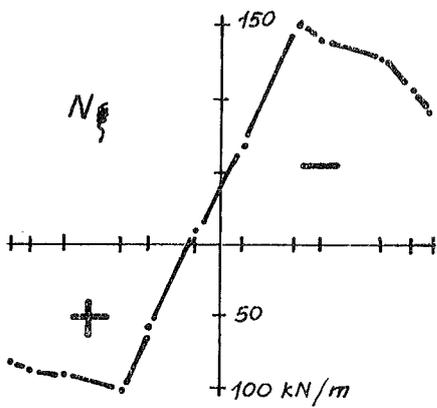
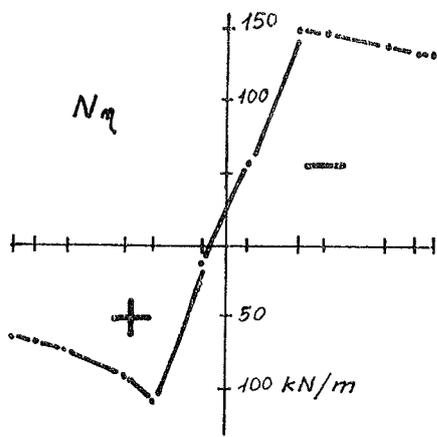
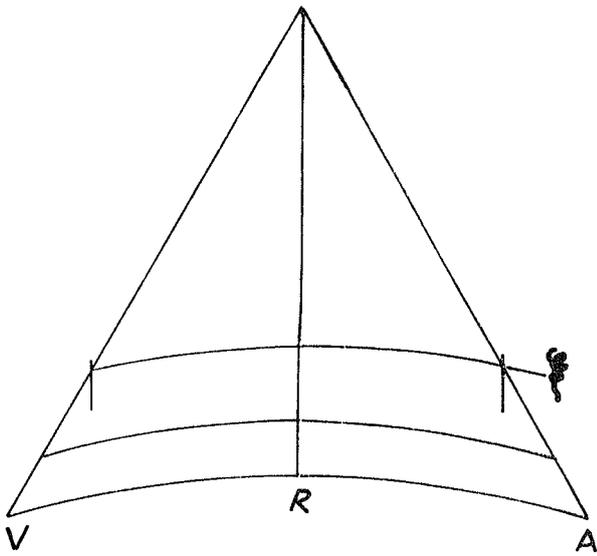


Fig. 9 - Sforzi normali N_η, N_ξ secondo una linea caratteristica ξ

Fig. 10 - Sforzo di taglio $N_{\xi\eta}$ per $\theta = 0^\circ, 30^\circ, 60^\circ$

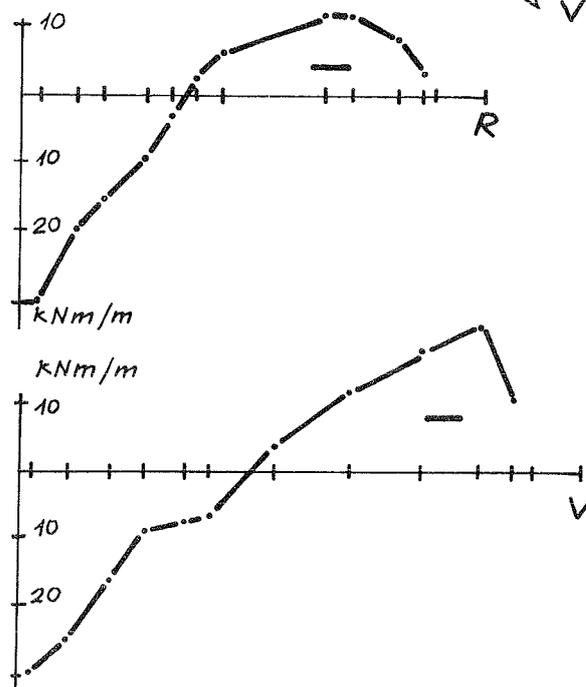
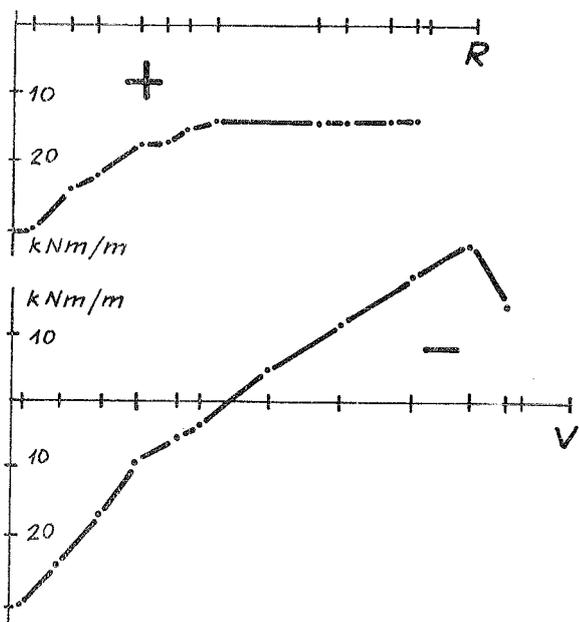
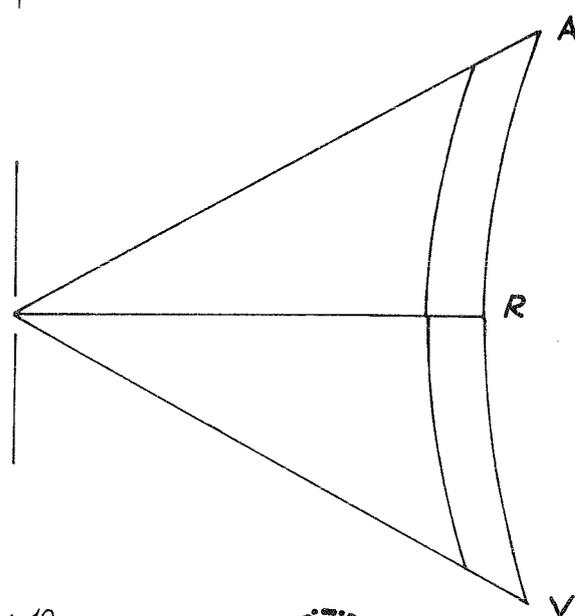
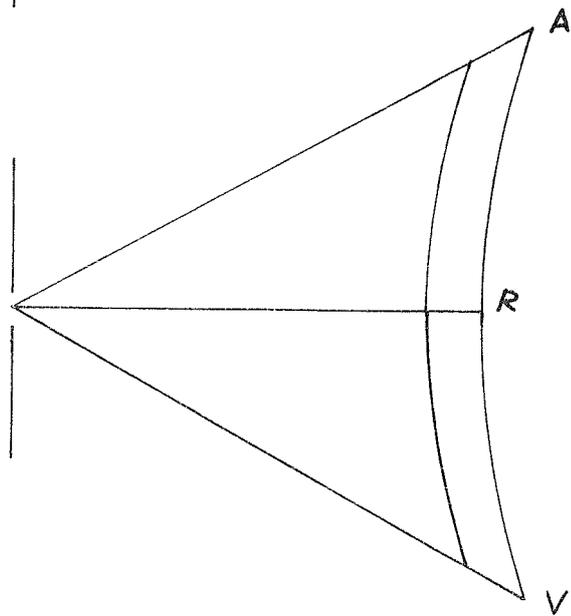
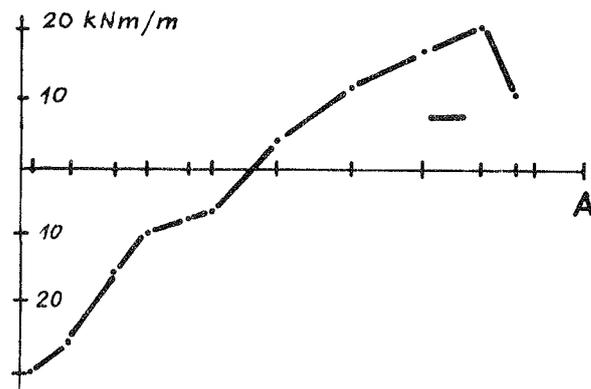
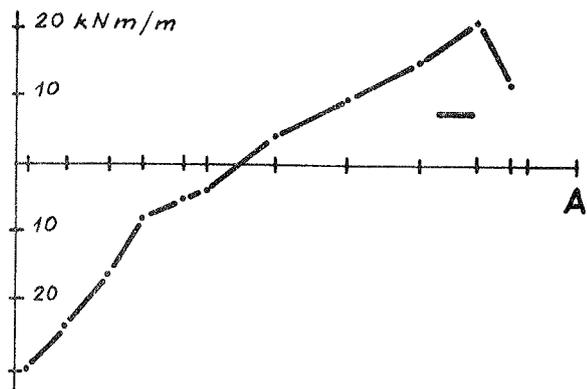


Fig. 11 - Momento flettente M_{ξ} per $\theta = 0^{\circ}, 30^{\circ}, 60^{\circ}$

Fig. 12 - Momento flettente M_{η} per $\theta = 0^{\circ}, 30^{\circ}, 60^{\circ}$

pressa da sforzi che si mantengono in preminenza costanti al variare di ρ .

Si può ancora osservare che le suddette caratteristiche di sollecitazione tendono a smorzarsi in prossimità del centro di sella e della retta. Esse producono, nell'ipotesi di materiale omogeneo ed isotropo, mediamente nei punti di massimo, tensioni normali di compressione pari a $0,6 \text{ N/mm}^2$, di trazione pari a $0,4 \text{ N/mm}^2$ e tensioni tangenziali pari a $0,6 \text{ N/mm}^2$.

Il regime di distribuzione dei momenti M_ξ ed M_η mette in evidenza un meccanismo di resistenza a flessione della "sella" relativamente

semplice. I momenti flettenti godono infatti di una simmetria radiale di distribuzione su tutto lo sviluppo della superficie, assumendo valore massimo positivo (e massimo in assoluto) in corrispondenza del centro di sella.

Si osserva ancora che i momenti M_ξ ed M_η in corrispondenza della retta ($\theta = 30^\circ$) coincidono con i momenti principali. Pertanto questa risulta priva di effetti torsionali. In quanto poi al regime tensionale indotto dai momenti flettenti la struttura è sottoposta a tensioni normali massime di compressione e di trazione pari a 3 N/mm^2 , sempre nell'ipotesi di materiale omogeneo ed isotropo. Queste tensioni, come è evidente risultano molto più impegnative per la struttura di quelle indotte dagli sforzi normali. Pertanto sono da ritenersi preminenti ai fini del dimensionamento della volta.

Dall'analisi della legge di variazione delle sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente appare ampiamente confermato quanto era emerso dallo studio in regime membranale della "sella". Infatti le tensioni dovute ai momenti flettenti sono piccole, se confrontate a quelle prodotte dagli sforzi normali, nel-

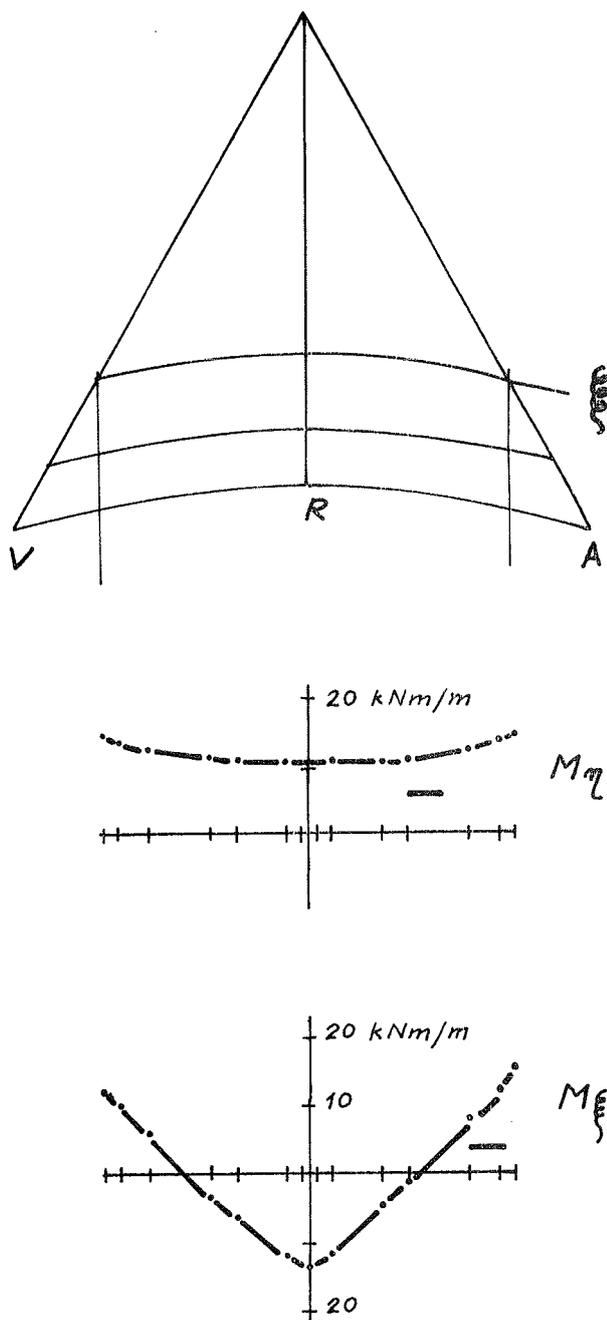


Fig. 13 - Variazione dei momenti flettenti M_η , M_ξ secondo una linea caratteristica ξ .

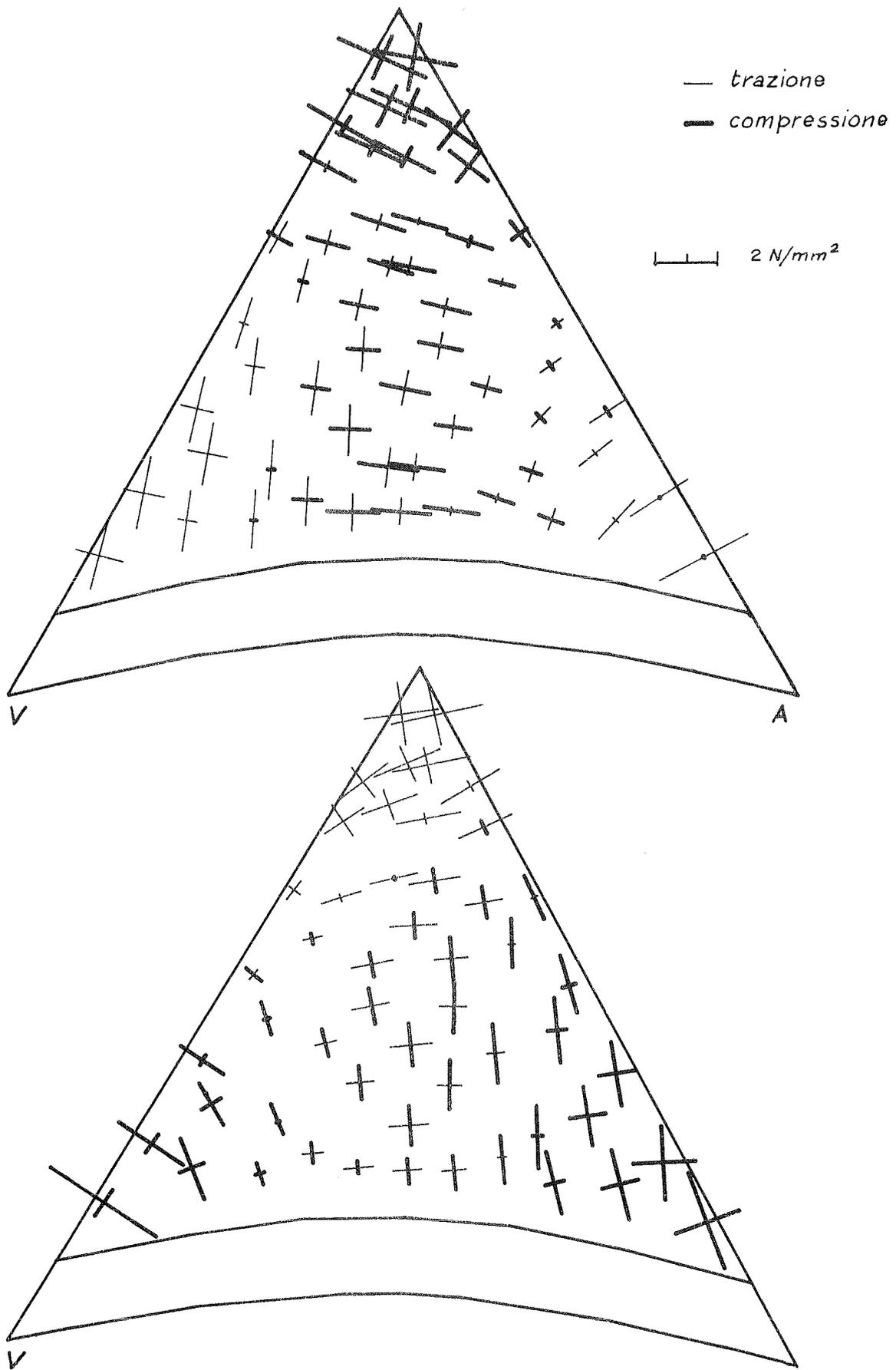


Fig. 14 - Tensioni principali sul lembo superiore della sella
 Fig. 15 - Tensioni principali sul lembo inferiore della sella

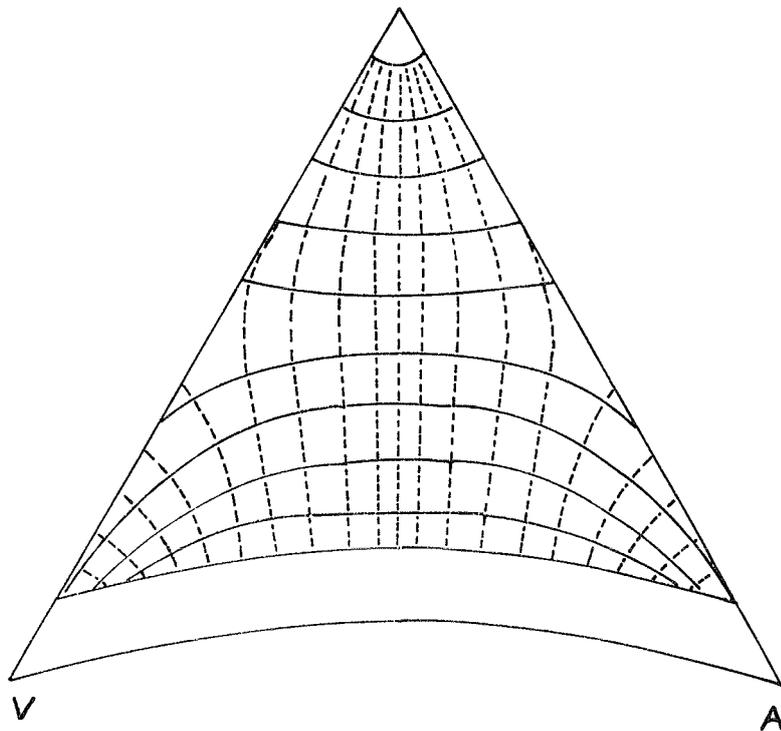


Fig. 16 - Traiettorie dei momenti principali.

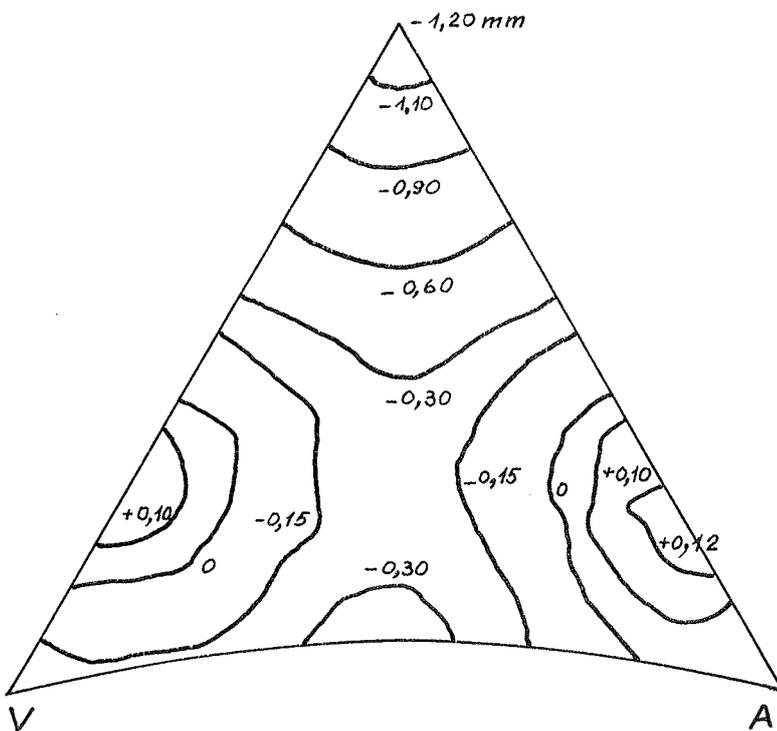


Fig. 17 - Curve di deformazione nel piano verticale della sella.

le zone in cui la teoria membranale fornisce risultati soddisfacenti per gli sforzi di membrana. In tali zone pertanto il regime di resistenza della "sella" è caratterizzato da uno stato di tensione di membrana. Ed ancora, le tensioni dovute ai momenti flettenti assumono valori massimi mentre quelle prodotte dagli sforzi normali sono piccole nelle zone in cui con la teoria membranale si riscontrano situazioni di indeterminazione, ossia nel centro di sella e sulla retta.

In tali zone il regime di resistenza della superficie è caratterizzato pertanto da uno stato di flessione. Tutto questo è ancora evidente prendendo in esame le tensioni principali che si sviluppano sulla "sella" per effetto degli sforzi normali e dei momenti flettenti. Queste sono state rappresentate in intensità e direzione sui due lembi, superiore ed inferiore, della superficie (figg. 14 e 15).

Altrettanto significative per un immediato orientamento sul regime di resistenza flessionale della "sella" sono apparse le traiettorie dei momenti principali, tracciate per

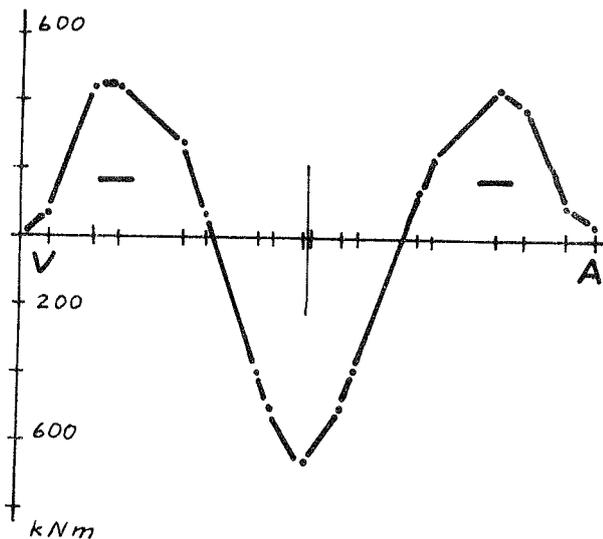


Fig. 18 - Variazione del momento flettente secondo l'asse principale della trave di bordo.

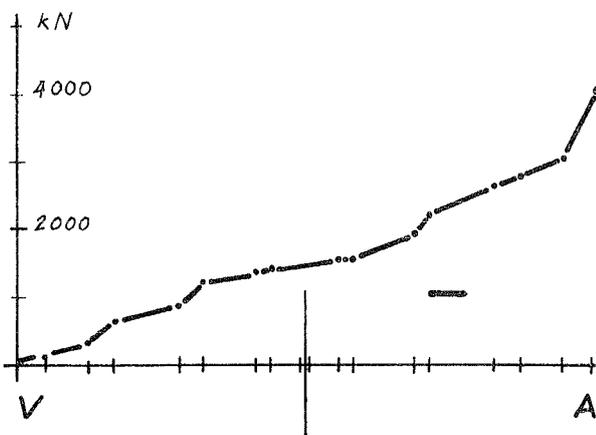


Fig. 19 - Variazione dello sforzo assiale di compressione lungo la trave di bordo.

pa nei punti in cui la superficie viene tagliata e delimitata dal bordo.

Per quanto attiene alle sollecitazioni di torsione e taglio sono state rilevate tensioni tangenziali massime complessive di $0,5 \text{ N/mm}^2$. Nella fig. 20 è stata diagrammata la deformazione della trave di bordo nel piano verticale.

4. CONCLUSIONI

Le indicazioni complessive sul comportamento statico della "sella", che si possono desumere dall'analisi condotta con la teoria flessionale, confermano sostanzialmente gli orientamenti che si erano

lo spicchio di volta esaminato nella fig. 16.

Per quanto poi attiene alle caratteristiche di deformabilità, la "sella" ha rivelato una rigidità sufficiente a garantire il verificarsi di deformazioni sicuramente accettabili. Infatti, nella condizione di carico presa in esame (peso proprio) l'entità delle deformazioni è apparsa molto ridotta su tutta la superficie. Nella fig. 17 sono state riportate le curve degli spostamenti verticali che si verificano nella "sella"; il massimo abbassamento si ha nel centro della volta e misura $1,2 \text{ mm}$.

L'analisi della struttura è stata ancora estesa agli elementi di bordo i quali presentano uno stato di sollecitazione di notevole impegno, governato in modo prioritario da:

- un momento flettente secondo l'asse principale dell'elemento, sicuramente legato alla rigidità flessionale dell'elemento stesso (fig. 18),
- uno sforzo assiale di compressione che qualifica l'elemento di bordo come puntone sollecitato da un carico crescente dal vertice 'V' al punto di appoggio 'A' (fig. 19), sollecitazione legata all'effetto di taglio che si sviluppa

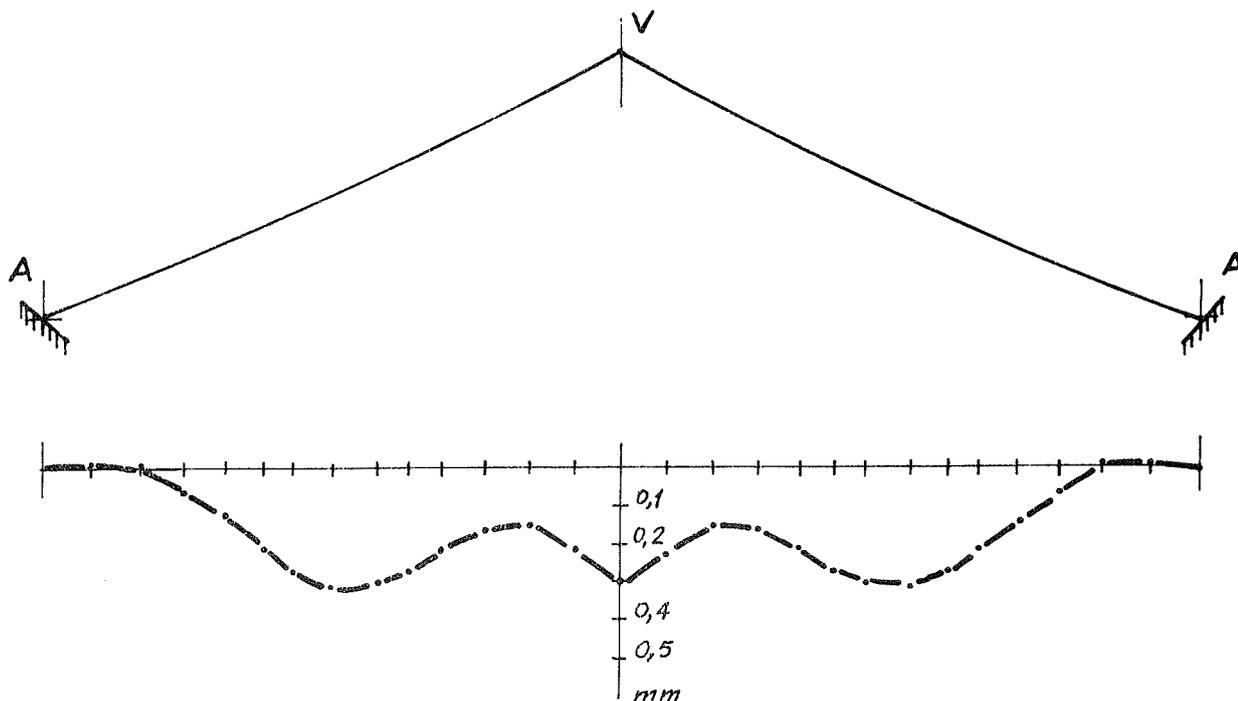


Fig. 20 - Deformazione della trave di bordo sul piano verticale.

avuti nello studio in regime membranale.

Infatti, risolvendo le situazioni di indeterminazione che si riscontravano nei punti in cui la superficie tende al piano, l'analisi conferma che l'equilibrio della "sella" non può prescindere da effetti flessionali. Anzi questi si configurano in buona parte della superficie come effetti primari.

Ciò trova la sua logica se si considerano i motivi generali che limitano l'applicabilità della teoria di membrana, ed in particolare tra questi quelli relativi alla geometria ed alla rigidità flessionale della struttura. Infatti la presenza nella "sella" di curvature nulle richiede che si sviluppino in tali zone sollecitazioni flessionali. Ed ancora l'alternanza di curvature positive e negative, che fa della "sella" una superficie festonata, riduce sicuramente l'azione frenante e di cerchiatura dei paralleli (ondulati) e provoca la formazione di momenti flettenti.

Quanto poi alla rigidità flessionale, è necessario tener presente che il dimensionamento della volta non può prescindere dalla presenza sicura di sollecitazioni flessionali e dalla necessità di garantire la struttura di fronte a possibili fenomeni di instabilità che possono verificarsi nelle parti soggette a compressione. Queste esigenze portano ad un ispessimento della volta e ad un aumento della rigidità flessionale.

In definitiva si può concludere che, per quanto attiene alla fisionomia tensionale, le strutture del tipo qui esaminato, presentando ampie zone di alterazione del regime membranale, devono essere studia

te tenendo conto delle situazioni di iperstaticità interna. Esse infatti assolvono la loro funzione statica solo a patto di una coesistenza di sforzi agenti nel piano tangente alla volta e di momenti flettenti.

Per quanto poi attiene al comportamento deformazionale della "sella", si può osservare che la sua geometria sviluppa un forte effetto di irrigidimento. Il rapporto freccia-luce, pari ad $1/35.000$, dimostra che la superficie presenta una notevole indeformabilità; e ciò costituisce un importante criterio di valutazione dell'economia statica complessiva delle strutture a guscio.

BIBLIOGRAFIA

- I. ASCHENBRENNER R.: Membrane stresses of parabolic conoid shells, J.A.C.I., 1963.
- II. ACI Committee 334: Concrete Shell Structures. Practice and Commentary, "ACI Journal", v.61, 1964.
- III. BANERGEE: Numerical Analysis of Conoidal Shells, "Indian Industries", 5, n. 3.
- IV. FLÜGGE W.: Stresses in shells, "Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York", 1973.
- V. IENTILE R.: Contributo allo studio statico di superfici a curvatura multipla del tipo "sella di scimmia", "Giornale del Genio Civile" n. 7-8-9, 1976.
- VI. MEDWADOWSKI S.J. ed altri: The Interrelation Between the Theory and the Form of Shells, "Bulletin of the JASS" n.70, 1979.
- VII. MIRCEA SOARE: Zur Membran theory der konoid schalen, "Der Bauingenieur", July 1958.
- VIII. MIRCEA SOARE: Application des équations aux différences finies au calcul des coques, "Editions Eyrolles", 1962.
- IX. PIZZETTI G., ZORGNO A.M.: Principi statici e forme strutturali, UTET, 1980.
- X. Atti del "World Congress on shell and spatial structures" Madrid, Settembre 1979.

UNA STRUTTURA DI COPERTURA A VOLTA SFERICA
IN CALCESTRUZZO ARMATO E LATERIZIO

Ivo IORI* - Guido A. GUIDI**

* Professore Assoc. di Tecnica delle Costruzioni
Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Politecnico di Milano

** Società R.D.B., Piacenza

SOMMARIO

Per le strutture di copertura di grande luce si fa, non di rado, ricorso all'utilizzazione di lastre sottili. Nell'ambito del regime di membrana lo studio delle lastre sottili di rivoluzione, a doppia curvatura, caricate con simmetria radiale, risulta in genere assai semplice. Frequentemente inoltre si ipotizza la struttura di sostegno della copertura, stante la sua modesta deformabilità, come vincolo rigido della copertura medesima e pertanto le tensioni flessionali necessarie per ripristinare la congruenza al contorno sono ancora facilmente valutabili, con buona approssimazione, con il metodo della "striscia equivalente". Qualora viceversa le precedenti ipotesi (regime di membrana, carico radialmente simmetrico, struttura di sostegno rigida) cadano in difetto per la presenza, ad esempio, di sensibili azioni orizzontali, lo studio in oggetto presenta notevoli complicazioni. Un metodo di calcolo molto efficace risulta, in tal caso, quello degli elementi finiti che consente, attraverso un'opportuna discretizzazione, lo studio globale, con la massima generalità, dell'intera struttura.

SUMMARY

Roof structures are often built with thin shells in the form of surfaces of revolution with positive gaussian curvatures. In the case of loading symmetric with respect to the axis, the hypothesis of membrane behavior is often made. Also, the supporting structure is often modeled as a rigid constraint for the shell, so that the flexural disturbances necessary to enforce compatibility at the dome edge, can be calculated with some approximate method. However, when one of the above mentioned hypothesis (membrane behavior, axis-symmetric loading, rigid boundary conditions) is not valid, the analysis of the structural behavior can be done efficiently with the finite element method, and this is illustrated in the present paper for the case of unsymmetric loading.

1. INTRODUZIONE

L'introduzione di procedimenti basati sull'impiego di laterizi strutturali ha contribuito ad estendere notevolmente, nel nostro paese, l'uso di coperture a doppia curvatura, anche di grandi dimensioni. Esse infatti sono realizzabili senza dover ricorrere alle costose cassetture continue richieste dalle analoghe strutture in calcestruzzo armato e, a parità di peso, hanno una maggior inerzia particolarmente utile per evitare fenomeni di instabilità locale (I). Nella valutazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche il contributo del laterizio può poi essere trascurato o, viceversa, messo opportunamente in conto, anche in relazione alle risultanze sperimentali emerse (II).

La trentennale esperienza acquisita ha consentito di affinare il proporzionamento statico di tali strutture con riferimento, tra i vari approcci (III), (IV), (V), (VI), (VII), frequentemente alla teoria membranale e all'estensione della teoria della trave (beam method). Tuttavia, qualora cadano in difetto le principali ipotesi (ad esempio distribuzione del carico assialsimmetrico, struttura di sostegno rigida, ...) valide per una agevole e corretta applicazione delle metodologie di calcolo correnti, lo studio delle strutture in oggetto risulta alquanto complesso.

Parimenti, lo studio di tali strutture in zona sismica presenta notevoli complicazioni connesse alle particolari caratteristiche dinamiche delle strutture medesime.

In tale ambito un primo approccio approssimato al problema (d'altro canto non contenuto nella normativa (VIII)) può essere sviluppato mettendo in conto azioni orizzontali statiche equivalenti, manifestandosi tuttavia la predetta complessità di risoluzione.

Nel presente lavoro, l'applicazione di un metodo di calcolo agli elementi finiti consente l'analisi di una struttura di copertura a guscio soggetta ad azioni orizzontali uniformemente distribuite su di essa. L'analisi ha interessato, per confronto, anche il caso di azioni verticali uniformemente distribuite sulla copertura medesima evidenziando, per entrambi i casi, particolarità di interesse progettuale.

2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Si fa riferimento alla struttura di copertura di Fig. 1a costituita da una lastra sottile di forma sferica sorretta da una trave circolare poggiate su pilastri verticali incastrati al piede.

La lastra sottile di spessore costante pari a 20 cm, ad eccezione del tratto terminale di raccordo, a contatto con la trave circolare, ove presenta spessore di 40 cm, è costituita in parte da calcestruzzo (con spessore 4 cm) ed in parte da elementi di laterizio (con spessore 16 cm). Nel tratto terminale di raccordo della lastra (tratto avente lunghezza in direzione radiale di circa 3 m) lo spessore, a contatto con la trave circolare, della parte di calcestruzzo e degli elementi di laterizio risulta di 28 e 12 cm rispettivamente, men

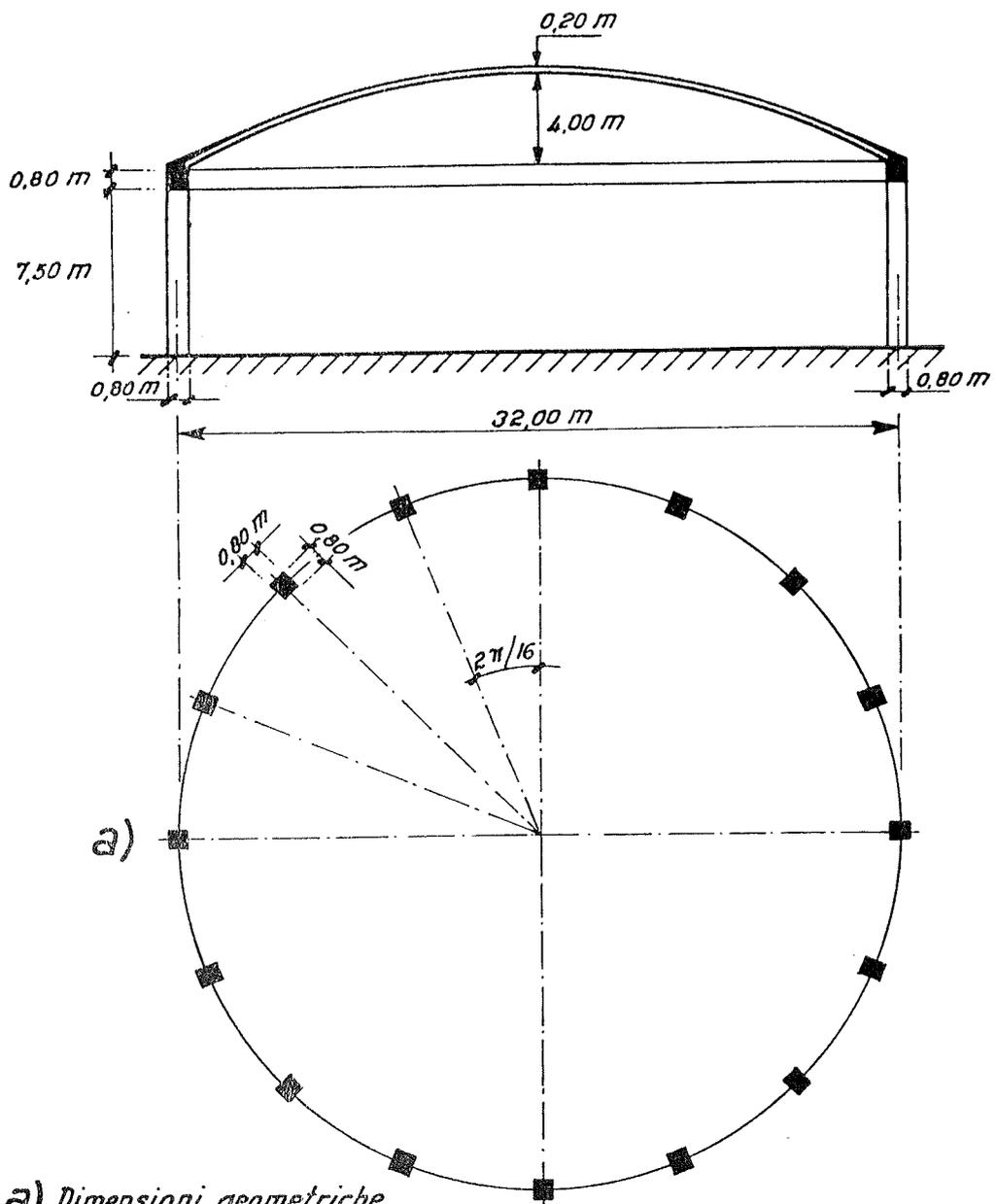
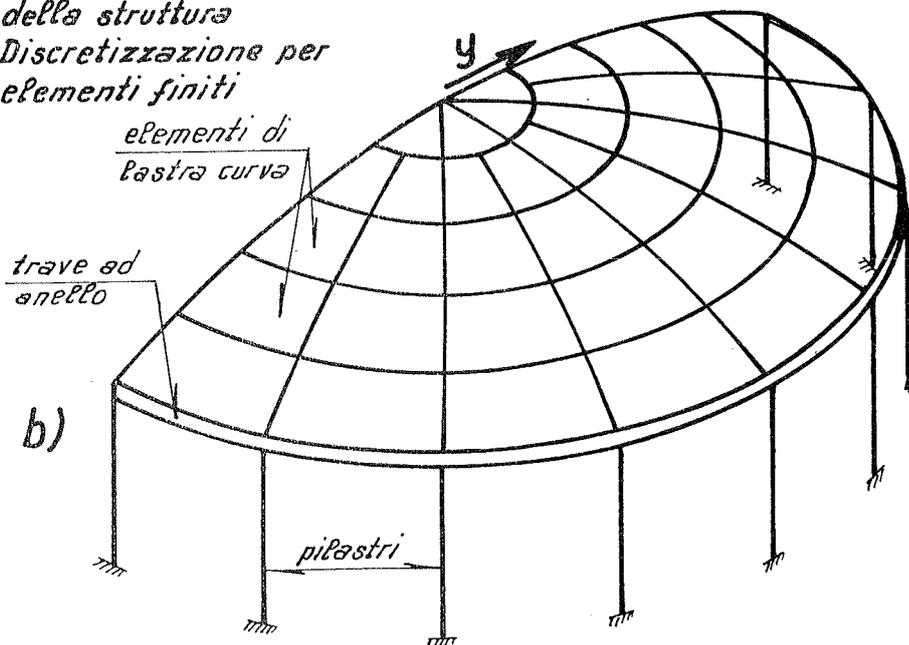


Fig.1 - a) Dimensioni geometriche della struttura

b) Discretizzazione per elementi finiti



tre tali valori decrescono linearmente man mano ci si allontani dal contorno esterno della lastra medesima.

La trave circolare, in c.a., è a sezione quadrata (80 x 80 cm), mentre i pilastri, sempre in c.a., aventi ancora ugual sezione quadrata (80 x 80 cm), hanno un'altezza di 7,50 m.

Si ipotizza inoltre, come detto, la presenza di un'adeguata struttura di fondazione che consenta, per l'estremità inferiore dei pilastri, un vincolo di incastro perfetto.

3. MODELLO PER ELEMENTI FINITI

Ai fini della discretizzazione strutturale per elementi finiti (Fig. 1b) la cupola è stata pensata di spessore ovunque pari a 5 cm (mettendo in conto l'effetto del laterizio, 1 cm, a contatto col calcestrutto) ad eccezione dell'anello terminale di raccordo con la trave circolare ove si è assunto uno spessore costante di 19 cm, mediando così la variabilità lineare del tratto.

Relativamente alle caratteristiche meccaniche, ipotizzando un comportamento elastico-lineare, si è assunto per la cupola e per la struttura di sostegno (trave circolare - pilastri) un valore del modulo elastico longitudinale di 200000 kg/cm² e 286400 kg/cm² rispettivamente; ciò giustificato dalla maggiore deformabilità, connessa a ragioni tecnologiche, della lastra di copertura rispetto alla struttura di sostegno in c.a..

La discretizzazione strutturale ha interessato, per ragioni di simmetria, metà struttura, mettendo in conto gli opportuni vincoli lungo il piano diametrale (a pattino) e la perfetta continuità nei nodi di collegamento cupola - trave circolare - pilastro verticale.

Corrispondentemente alla descrizione strutturale precedente, anche alla base dei pilastri si è pensato un vincolo di incastro perfetto ipotizzando nulla la deformabilità delle opere fondazionali.

Il tipo di elemento finito usato per il guscio è quello cosiddetto "semiLoof" sviluppato da Irons (IX), che utilizza, allo scopo di ripristinare la continuità delle derivate prime degli spostamenti, le rotazioni di punti non coincidenti con i nodi degli elementi stessi. Tali elementi presentano 32 gradi di libertà e riescono a modellare con grande accuratezza il comportamento di gusci di forma non troppo irregolare. Per le travi di bordo ed i pilastri sono stati usati elementi tipo "trave", spaziali, a tre nodi.

4. ANALISI DEI RISULTATI

4.1 Azioni verticali assialsimmetriche

La struttura è inizialmente pensata soggetta ad azioni verticali assialsimmetriche gravanti sulla lastra di copertura e pari a 500 kg/m² (peso proprio + carico accidentale di neve).

In Fig. 2, stante la dichiarata simmetria, si riportano i diagrammi delle azioni interne relative ad un singolo pilastro (Fig.

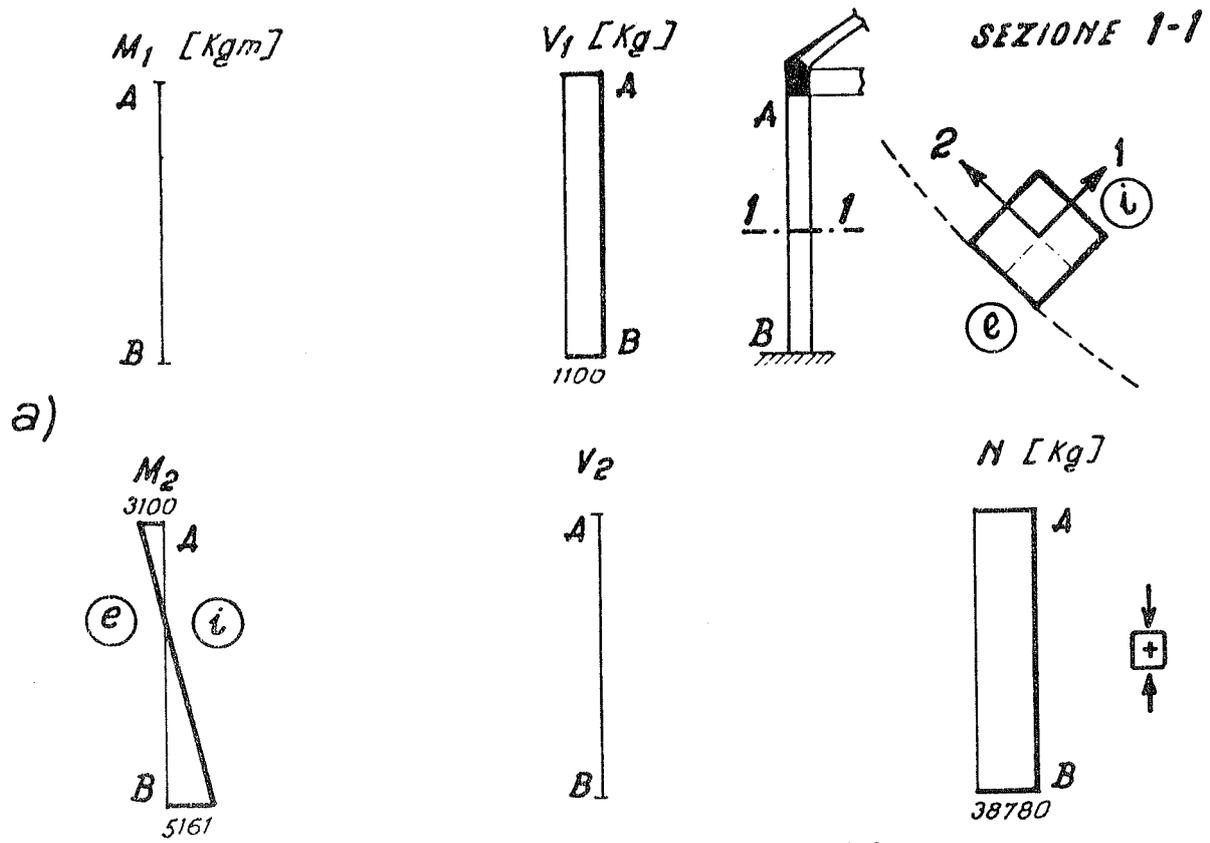
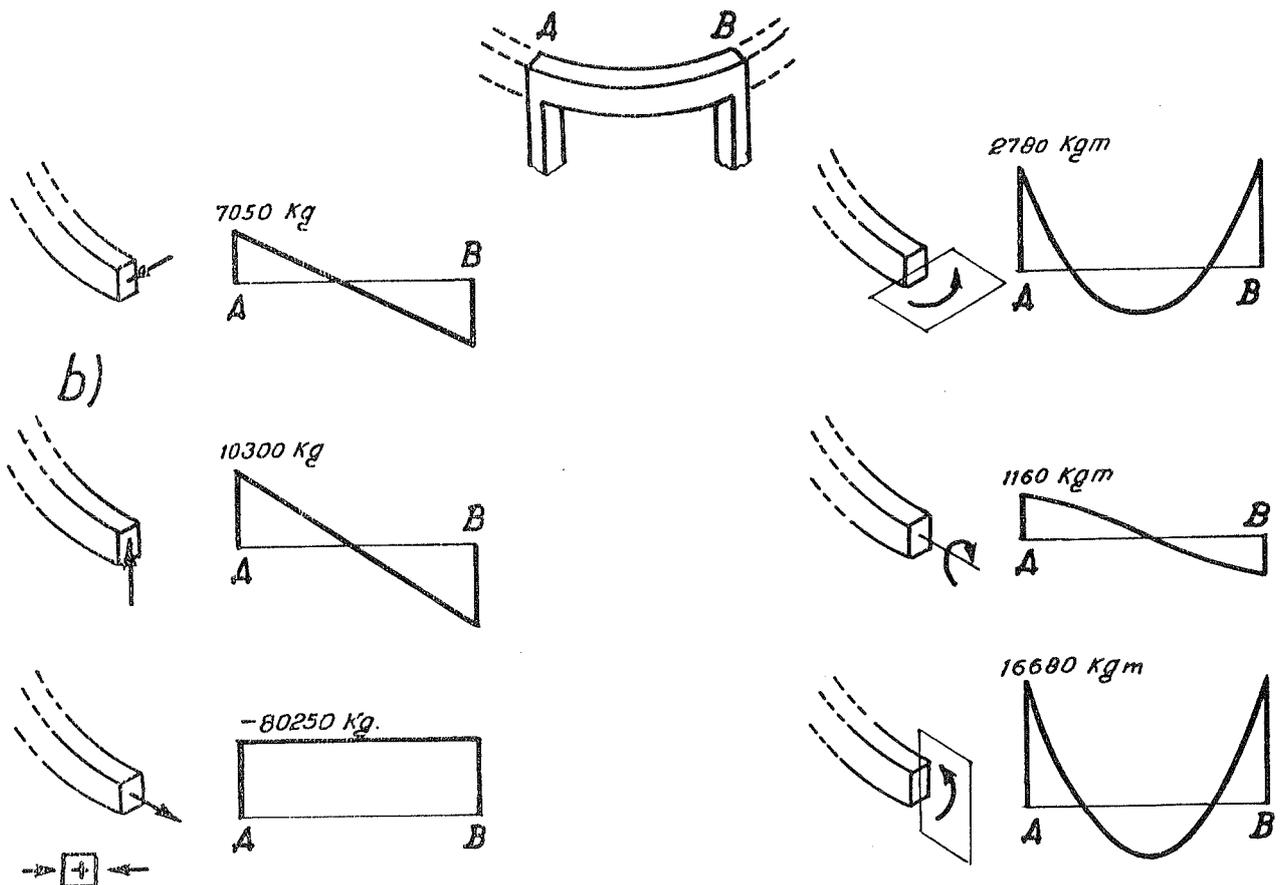


Fig. 2 — a) Azioni interne nei pilastri — b) Azioni interne nella trave circolare



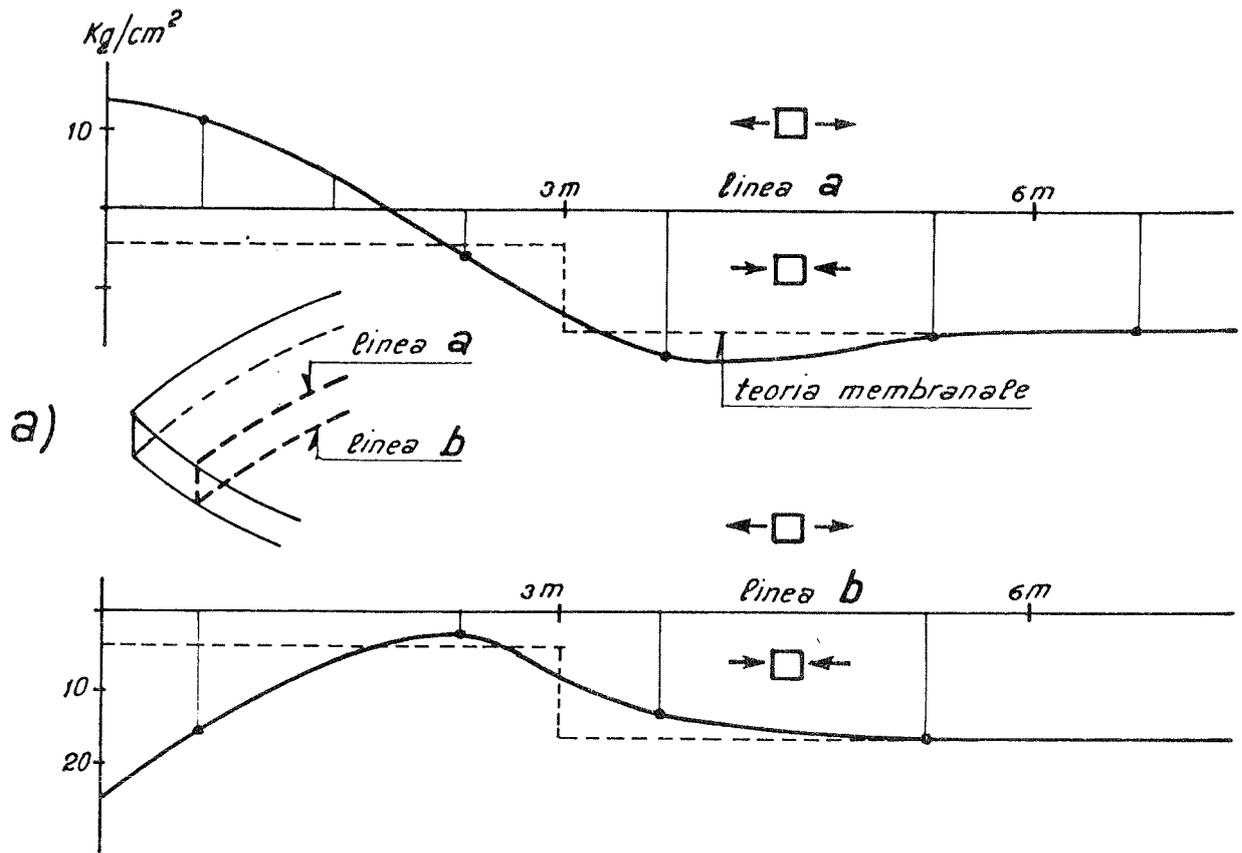
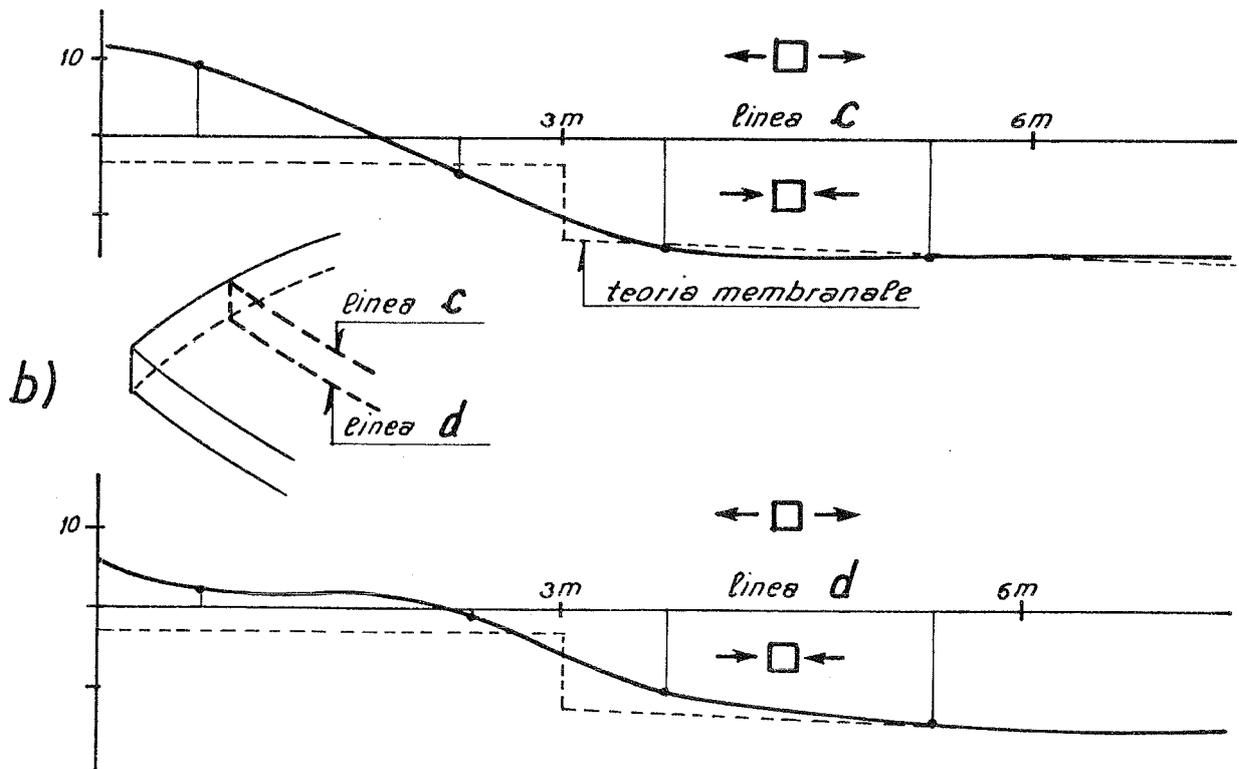


Fig. 3 - a) Sforzi di meridiano - b) Sforzi di parallelo



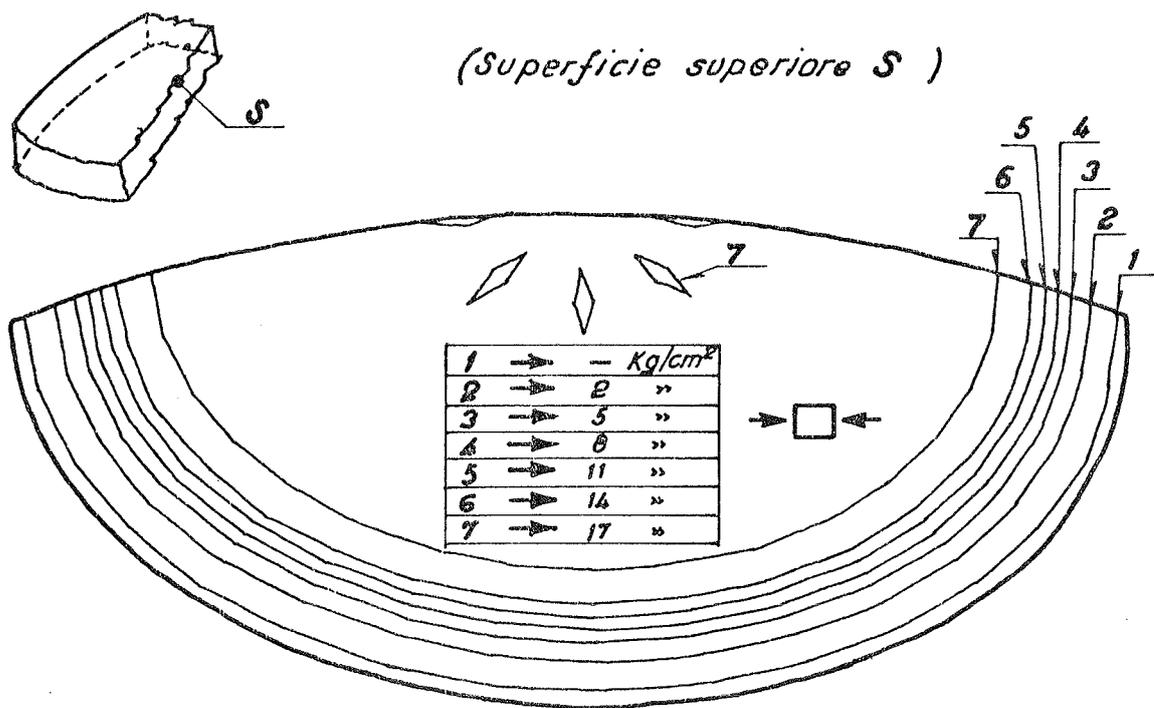
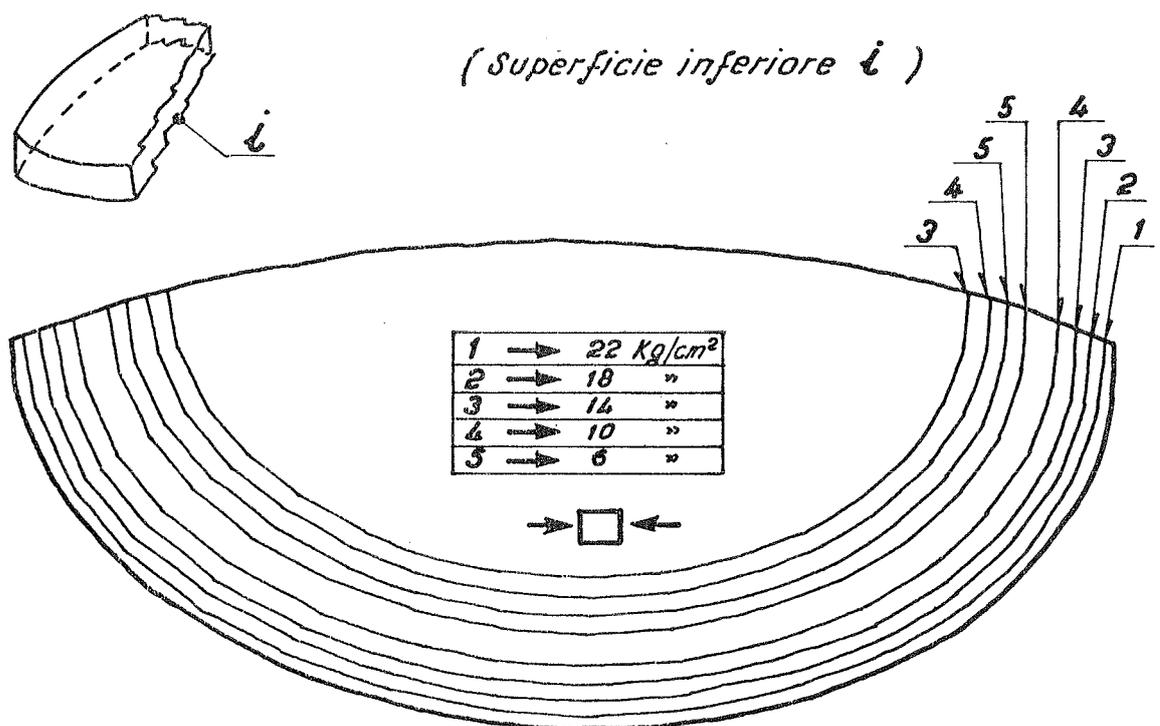


Fig. 4 — Sforzi principali di compressione



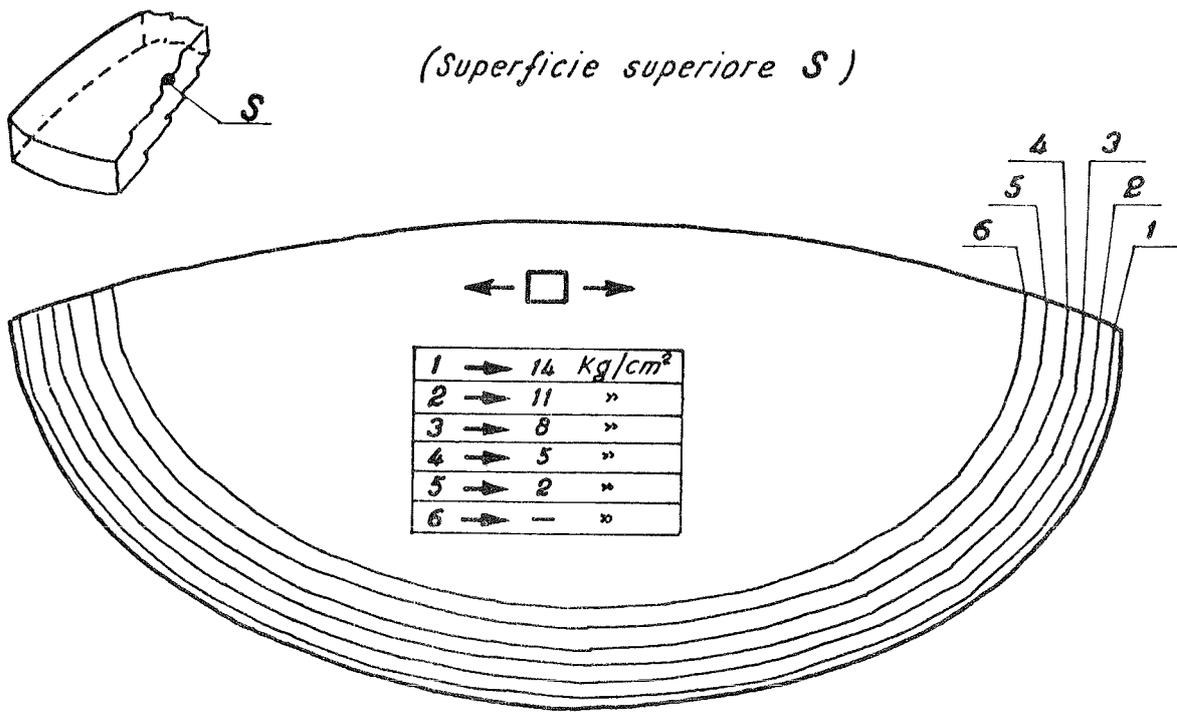
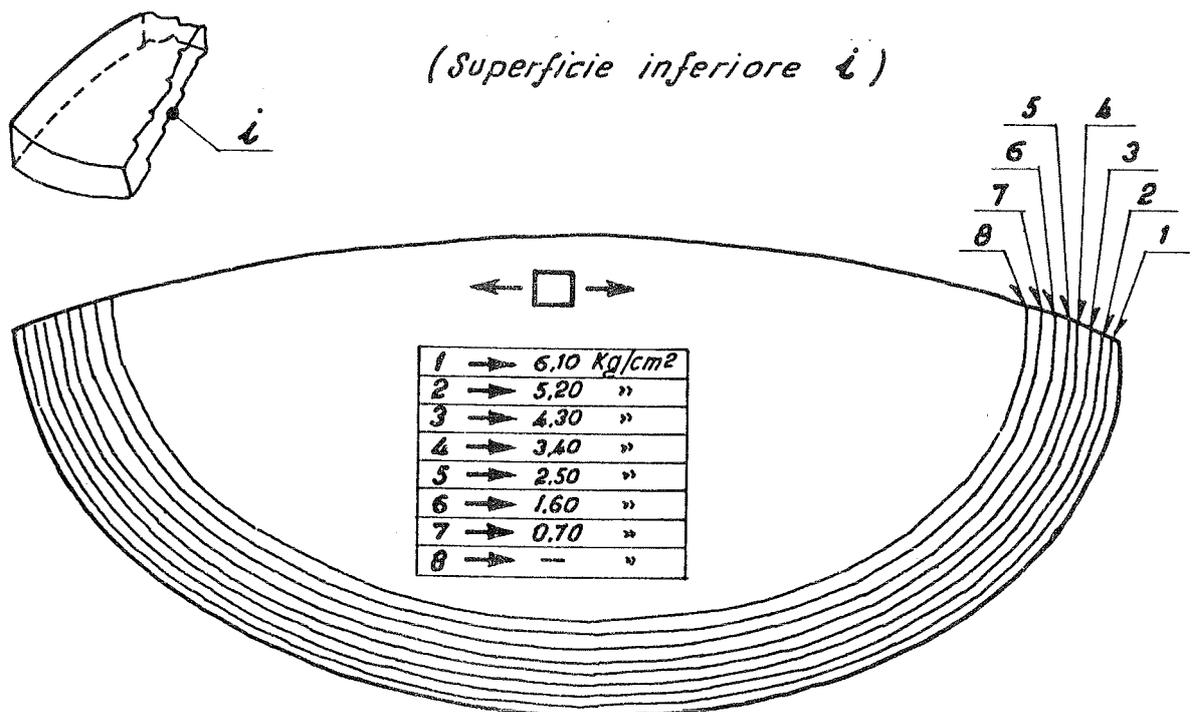


Fig. 5 — Sforzi principali di trazione



2a) e a una singola campata della trave circolare (Fig. 2b). In Fig. 2a, mentre il valore M_1 del momento flettente risulta nullo, l'andamento del momento flettente M_2 (attorno all'asse 2, Sez. 1-1) appare conseguente ad uno spostamento verso l'esterno del "nodo" A e ad una sua rotazione antioraria, ciò a significare una maggiore rigidità dell'elemento pilastro nei riguardi degli elementi trave circolare - lastra curva. L'interazione fra la struttura di sostegno e la lastra di copertura si evidenzia pure nei diagrammi relativi alle azioni interne della trave circolare (Fig. 2b). Il valore 16680 kgm del momento flettente nel piano verticale risulta, in corrispondenza degli appoggi A e B, inferiore di circa il 10% di quello ricavato dal semplice schema di trave circolare con carico uniformemente distribuito e pari alla componente verticale dell'azione di meridiano, in regime membranale. Viceversa il valore 80250 kg dell'azione assiale (di trazione) presente nella trave circolare risulta notevolmente inferiore al valore conseguente alla componente orizzontale della precedente azione di meridiano. A questo proposito, molto significativo appare l'esame della Fig. 3, relativa all'andamento degli sforzi normali lungo le linee superiori ed inferiori di meridiano (Fig. 3a) e di parallelo (Fig. 3b). Lungo le linee c e d (di parallelo) sono presenti sforzi di trazione che ripristinano la congruenza tra la lastra curva e la trave circolare; tali sforzi riducono pertanto la trazione nella trave circolare.

E' importante inoltre rilevare come la soluzione in regime di membrana sia nella zona in esame gravemente erronea, esprimendo valori di sforzo addirittura di compressione (Fig. 3b, linea a tratteggio). Viceversa, come intuibile, la soluzione in regime di membrana (sempre indicata a tratteggio) approssima, con ottima precisione, il comportamento della lastra lontano dalla zona di perturbazione dovuta al vincolo di contorno con la trave circolare. La Fig. 3a, oltre a mettere in evidenza gli effetti flessionali di meridiano, conferma pienamente quanto prima detto.

Le Figg. 4, 5 riportano rispettivamente i diagrammi delle "curve di livello" degli sforzi principali di compressione e di trazione relativi alla superficie superiore ed inferiore della cupola; gli andamenti evidenziano la simmetria in oggetto.

4.2 Azioni orizzontali

La struttura è pensata soggetta ad azioni orizzontali uniformemente distribuite sulla cupola lungo la direzione y (Fig. 1b) ed il cui valore (50 kg/m^2) è assunto pari a 1/10 della precedente azione verticale. In Fig. 6 sono riportati gli andamenti delle azioni interne nei pilastri a, b, c, d, e stante l'emisimmetria dell'azione applicata. Innanzitutto appare rilevante la differenza riscontrata nei valori del momento flettente e dell'azione tagliante relativamente ai pilastri a ed e. Il pilastro e presenta valori del momento flettente M_1 e dell'azione tagliante V_2 molto superiori agli analoghi del pilastro a. Ciò è principalmente dovuto alla diversa rigidità presentata dalla trave circolare nei confronti dei due pilastri; re

Fig. 6 — Azioni interne nei pilastri

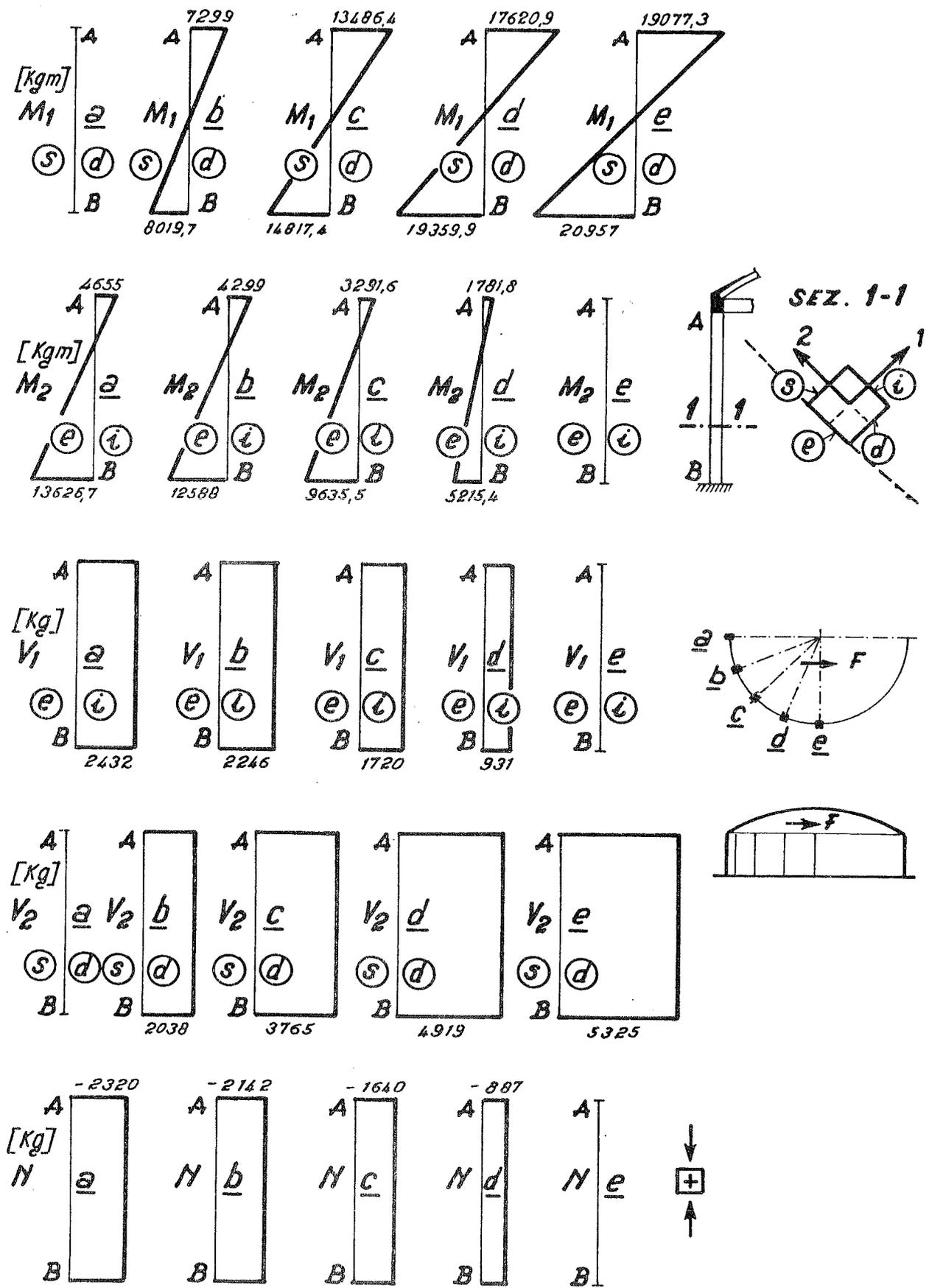
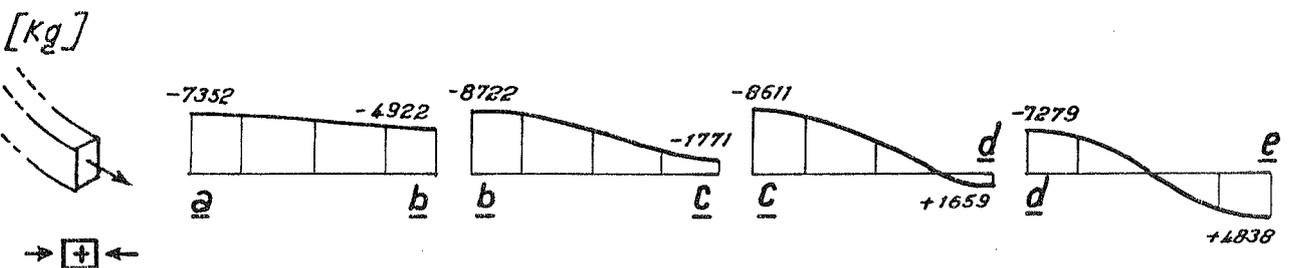
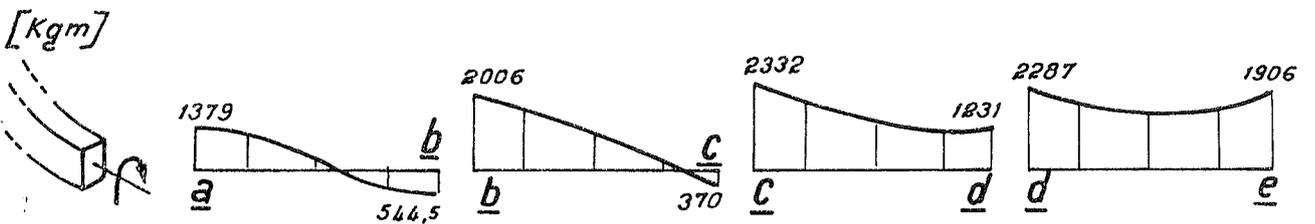
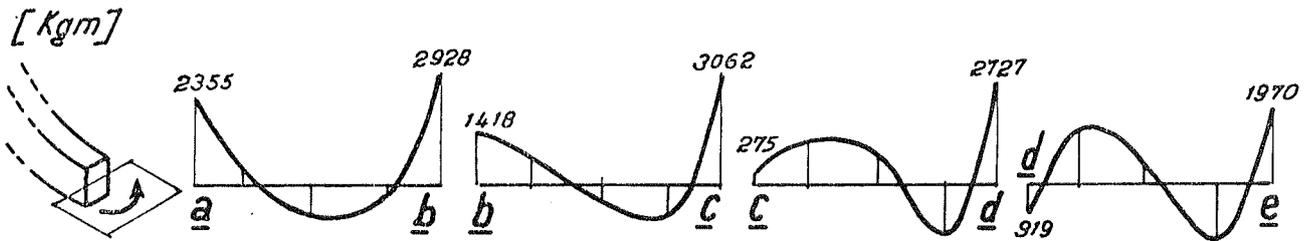
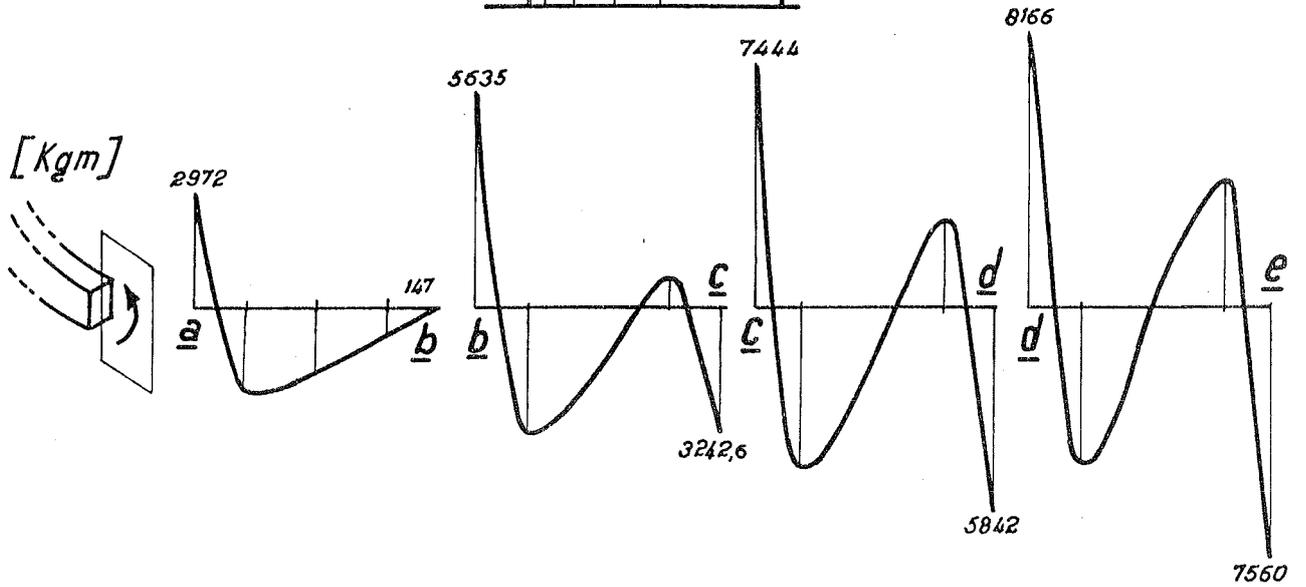
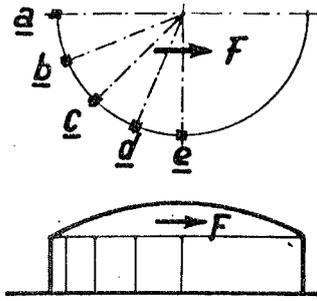


Fig. 7 - Azioni interne nella trave circolare



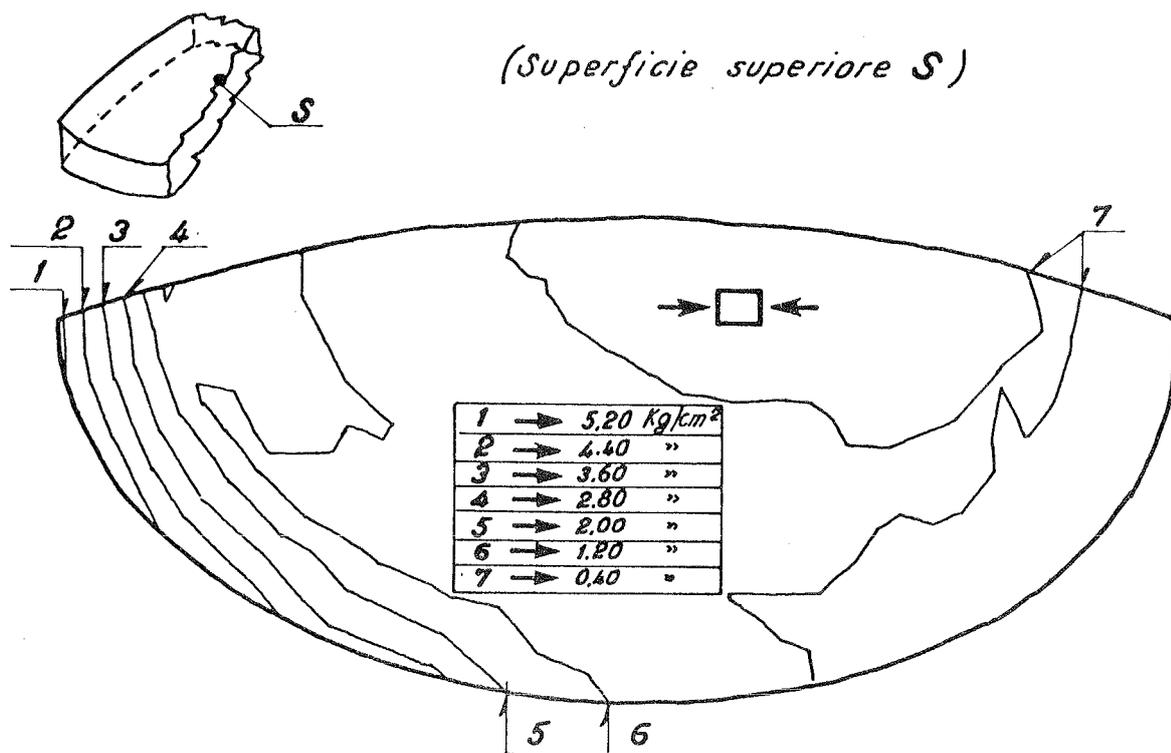
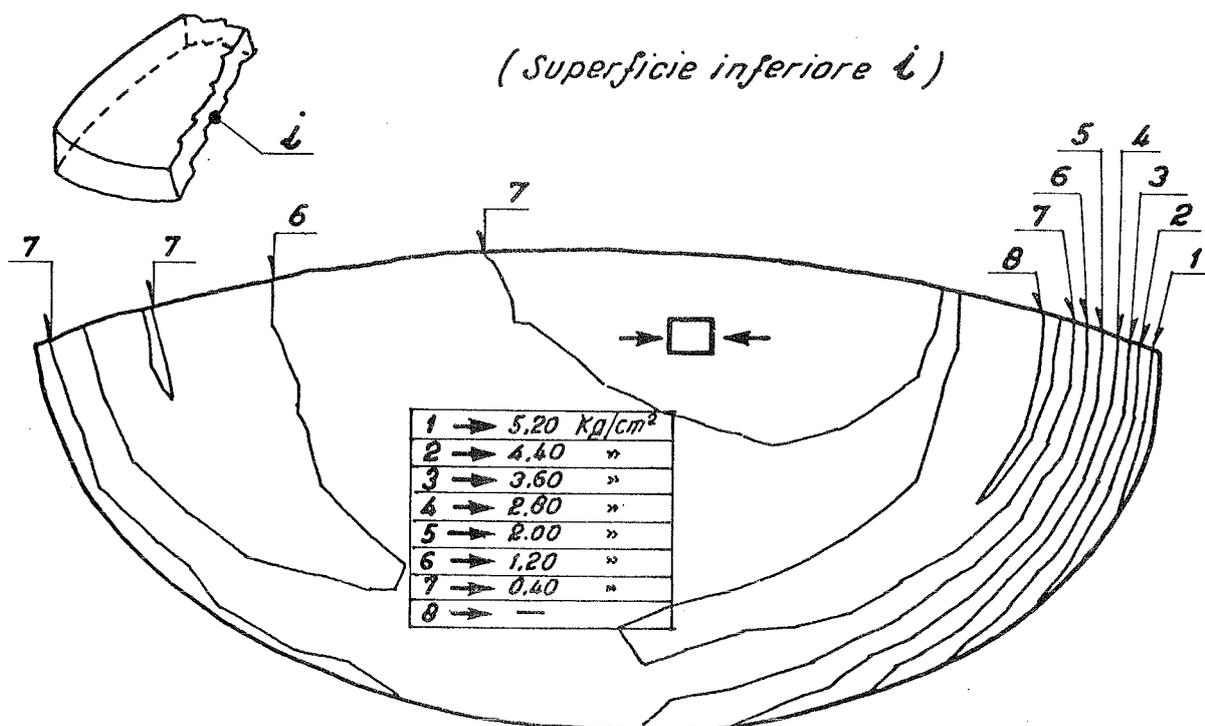


Fig. 8 — Sforzi principali di compressione



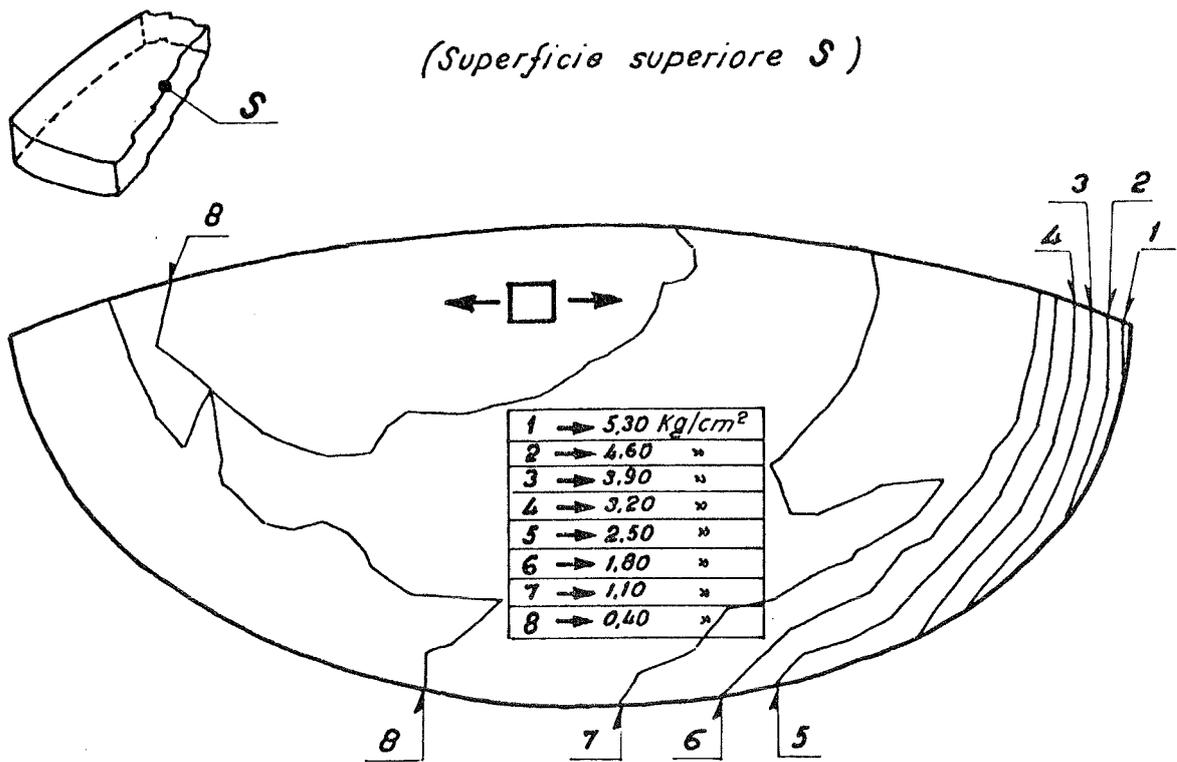
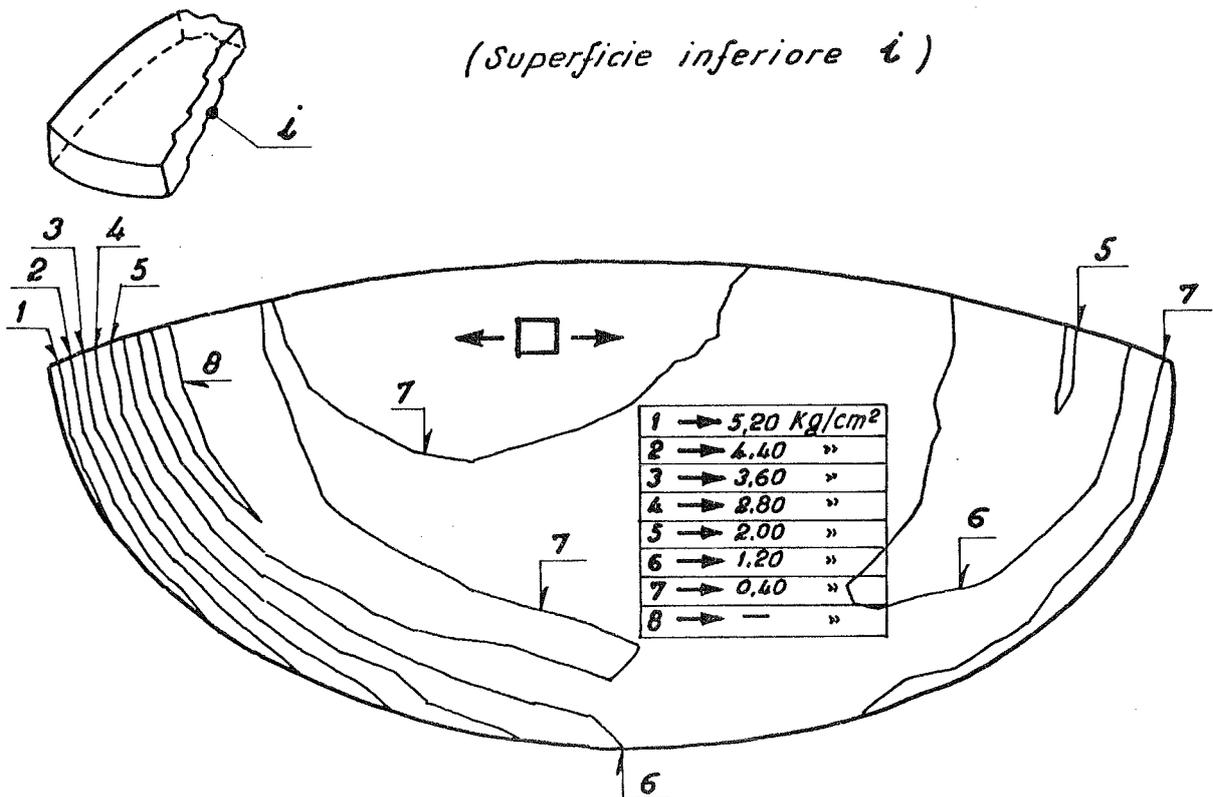


Fig. 9 — Sforzi principali di trazione



lativamente al pilastro e la trave esercita un'azione di incastro opponendosi flessionalmente mentre, relativamente al pilastro a, l'opposizione è soprattutto di natura torsionale e quindi il maggior valore della rigidità flessionale (circa il doppio) nei riguardi di quella torsionale giustifica quanto visto.

Va osservato che il considerare, in prima approssimazione, la cupola come corpo rigido nei confronti dei sottostanti pilastri pensando ad una mutua connessione di tipo cerniera condurrebbe ad azioni interne nei pilastri a ed e di uguale intensità e pertanto, nel caso in esame, tale schematizzazione appare non appropriata.

Sempre in Fig. 6 l'azione assiale di trazione nei pilastri a, b, c, d (e conseguentemente di analogo compressione nei simmetrici) risulta proporzionale alla distanza tra i pilastri medesimi ed il pilastro e, come d'altro canto già osservato in (X) per un altro tipo di guscio.

In Fig. 7 appaiono gli andamenti delle azioni interne (numericamente significative) relative alle campate ab, bc, cd, de della trave circolare di bordo. In accordo a quanto precedentemente rilevato si manifestano in corrispondenza ai pilastri d ed e forti valori del momento flettente nel piano verticale, valori che viceversa si riducono notevolmente in prossimità dei pilastri a e b. Pure significativo è l'andamento dell'azione assiale. Mentre per le campate ab, bc si hanno valori massimi di trazione (pari a circa 1/10 di quelli dovuti al carico verticale), per le campate cd, de la "forte" resistenza offerta dai pilastri c, d, e alla traslazione della cupola genera azioni di compressione.

In Fig. 8 e 9 sono riportati i diagrammi delle "curve di livello" degli sforzi principali rispettivamente di compressione e di trazione relativi alla superficie superiore e inferiore della cupola. A differenza delle precedenti Figg. 4 e 5, viene evidenziato un comportamento fortemente asimmetrico.

Si nota la presenza di una vasta zona centrale soggetta a modestissimi stati tensionali (come una sorta di traslazione "inerte" della zona medesima), mentre in limitate zone laterali si manifestano maggiori stati tensionali seppur, in verità, ancora contenuti nei confronti di quelli relativi al caso di carico verticale (circa 1/4). Inoltre l'andamento di tali sforzi lungo lo spessore della cupola mette in risalto l'azione di incastro "cedevole" esercitata dalla trave circolare sulla cupola medesima.

Da ultimo la Fig. 10 illustra gli spostamenti orizzontali della struttura e gli spostamenti verticali della trave circolare di bordo. In Fig. 10a gli andamenti in oggetto si riferiscono al caso del carico verticale, mentre in Fig. 10b si considera il caso di carico orizzontale. In quest'ultimo caso il comportamento della cupola appare nei confronti degli spostamenti orizzontali molto prossimo a quello di corpo rigido; nei confronti degli spostamenti verticali si nota, come già rilevato, la deformazione lineare della sommità dei pilastri, mentre la trave circolare di bordo presenta una deformabilità ben maggiore.

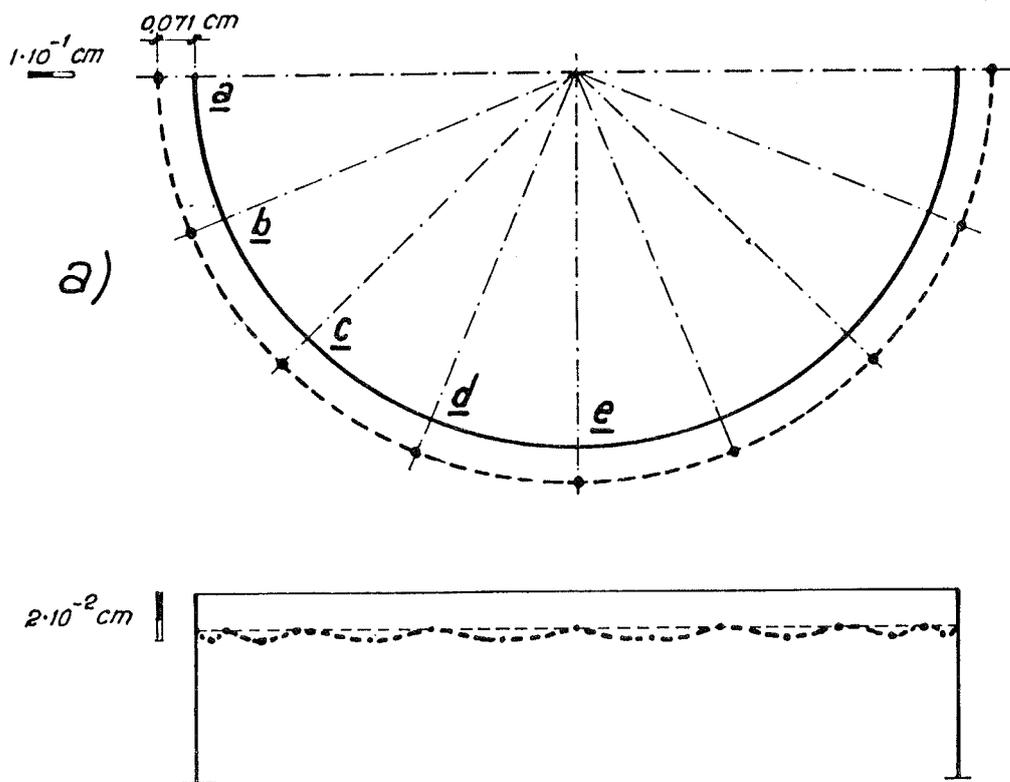
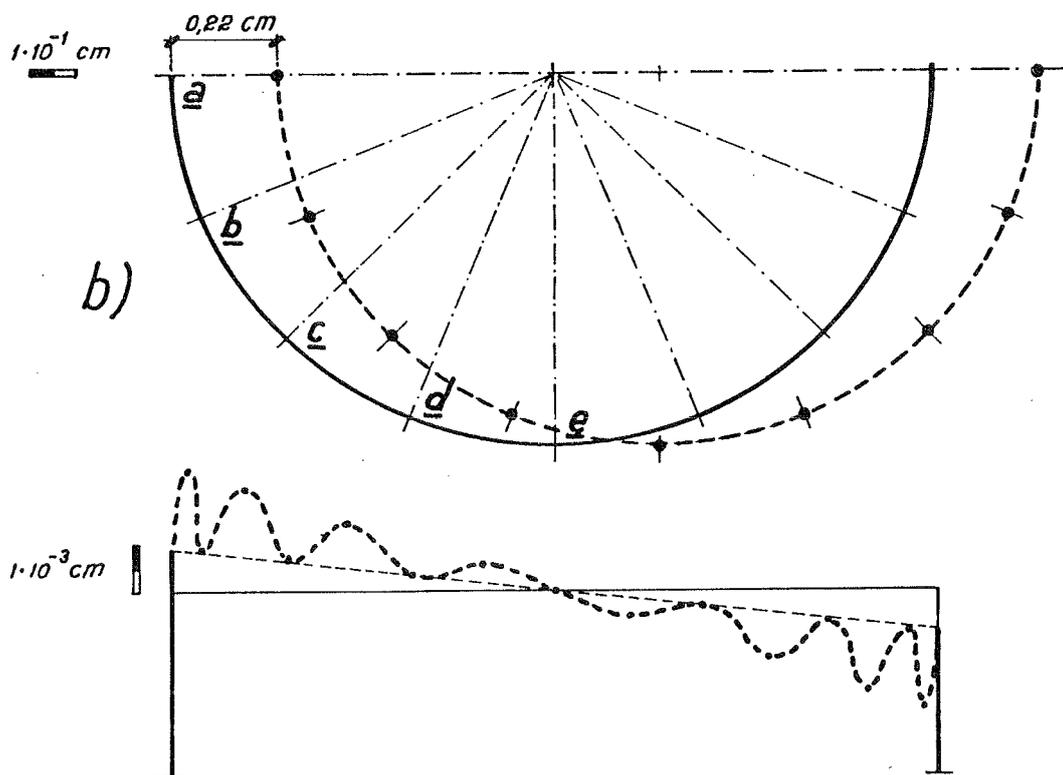


Fig. 10 — Spostamenti orizzontali e verticali
 a) Azioni verticali
 b) Azioni orizzontali



BIBLIOGRAFIA

- I) LAULETTA, E., "Osservazioni sulla statica delle volte sottili a paraboloidi iperbolici", Atti 8° Congresso Nazionale ANDIL, 1965.
- II) "Recherches et Essais sur les structures en terre cuite", Colloque RILEM, Milano, giugno 1962.
- III) PUCHER, A., "Über den Spannungszustand in gekrümmten Flächen", Beton u. Eisen, n. 19, ottobre 1934.
- IV) PUCHER, A., "Die Berechnung von doppelt gekrümmten Schalen mittels Differenzgleichungen", Bauingenieur, marzo 1937.
- V) FLÜGGE, W., "Statik und Dynamik der Schalen", Springer, Berlin, 1962.
- VI) SALVADORI, M.G., "Analysis and Fosting of Translational Shells", J. of the American Concrete Institute, n. 10, giugno 1956.
- VII) TIMOSHENKO, S., "Theory of Plates and Shells", cap. XIII, McGraw-Hill.
- VIII) Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche, D.M. 3 marzo 1975.
- IX) AHMAD, S., IRONS, B., ZIENKIEWICZ, O., "Analysis of Thick and Thin Shell Structures by Curved Elements", Int. J. Numerical Methods in Engineering, 2, 419-51, 1970.
- X) CEDOLIN, L., MANG, H.A., TORZICKY, P., "Dynamic Analysis of Cooling Towers Using a Frontal Based Frequency Solver", Engineering Structures, vol. 2, 1980.

MODELLI DI COMPORTAMENTO E DIRETTRICI DI RESTAURO DELLE SCALE IN MURATURA REALIZZATE CON VOLTINE A SBALZO.

PIETRO LENZA

Sommario

Si riferisce su di una ricerca teorico-sperimentale sulle scale in muratura a sbalzo,avente l'obiettivo di individuare possibili interventi di restauro.

Summary

The author reports about a theoretical experimental research concerning the brick staircases, which aims at identifying possible restoration works.

1. I recenti eventi sismici che hanno devastato la Campania e la Basilicata hanno acuito il problema di una migliore comprensione del comportamento statico delle scale realizzate con "voltine a sbalzo", molto diffuse negli edifici in muratura,per determinare provvedimenti utili al loro recupero e conservazione.

In tali strutture le rampe ed i pianerottoli sono costituite da voltine cilindriche in muratura;la orizzontalità del piano di calpestio è ottenuta mediante riempimento con materiale inerte(fig.1).

2. Nel presente studio sono stati considerati due modelli teorici di analisi.

Il primo schematizza la rampa come una volta-trave vincolata a taglio lungo la sezione diagonale dei pianerottoli, priva di trave di bordo lungo il

Dr.Ing.Pietro Lenza-Cattedra di Complementi di Tecnica delle Costruzioni
Facoltà di Ingegneria di Napoli.

lato esterno e dotata di un vincolo membranale lungo il muro esistente sul lato interno. La componente della reazione del muro agente nel piano trasversale viene assunta costante. Il suo valore viene determinato imponendo, per congruenza, che sia nullo lo spostamento del punto d'innesto della sezione trasversale nella muratura di perimetro in mezzeria della rampa. L'analisi dello stato tensionale utilizza anche la teoria della "torsione inflessa" (Vlasov), tuttavia la correzione che essa apporta allo stato tensionale principale risulta poco determinante sul piano quantitativo.

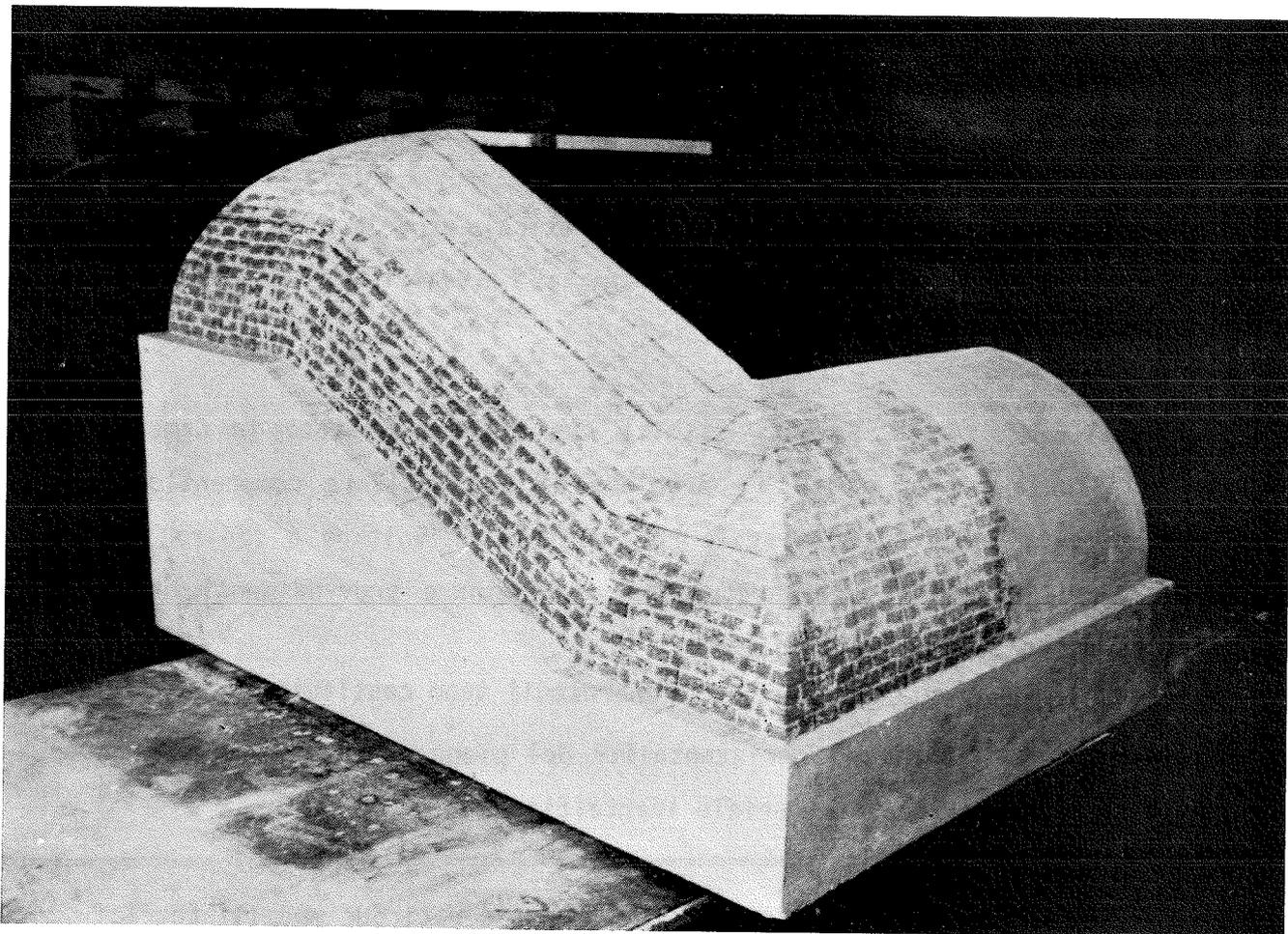


Fig.1 - Geometria del rampante e dei pianerottoli di una scala in muratura di tufo realizzata con voltine a sbalzo; modello sperimentale in scala ridotta.

GESSO : GRIGLIA DI BASE PER IL NASTRAN

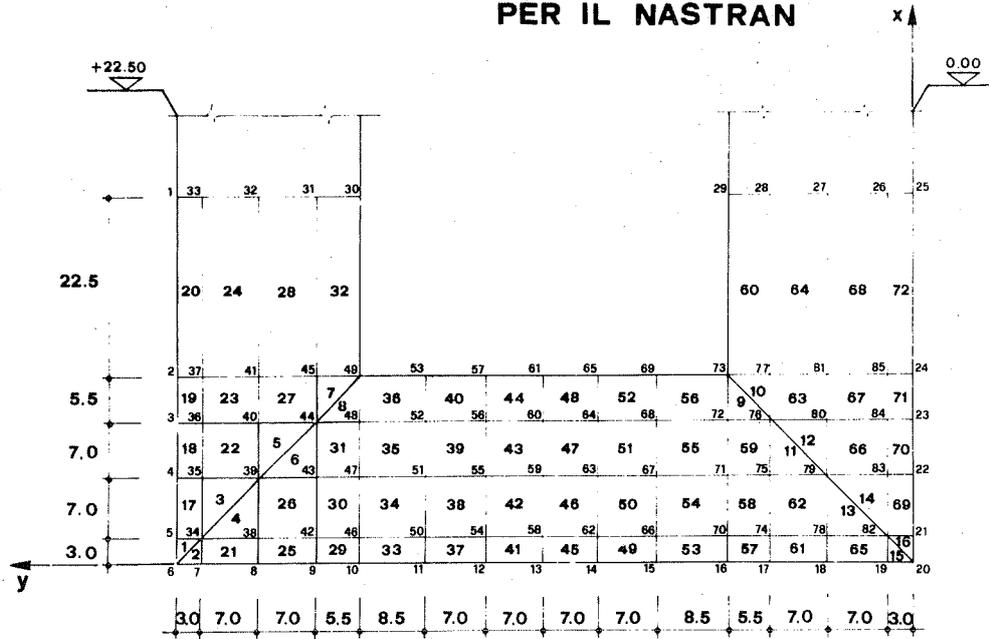


Fig.2 - Griglia di suddivisione della struttura in elementini piani, dotati di rigidità estensionale e flessionale, utilizzata per l'analisi agli elementi finiti.

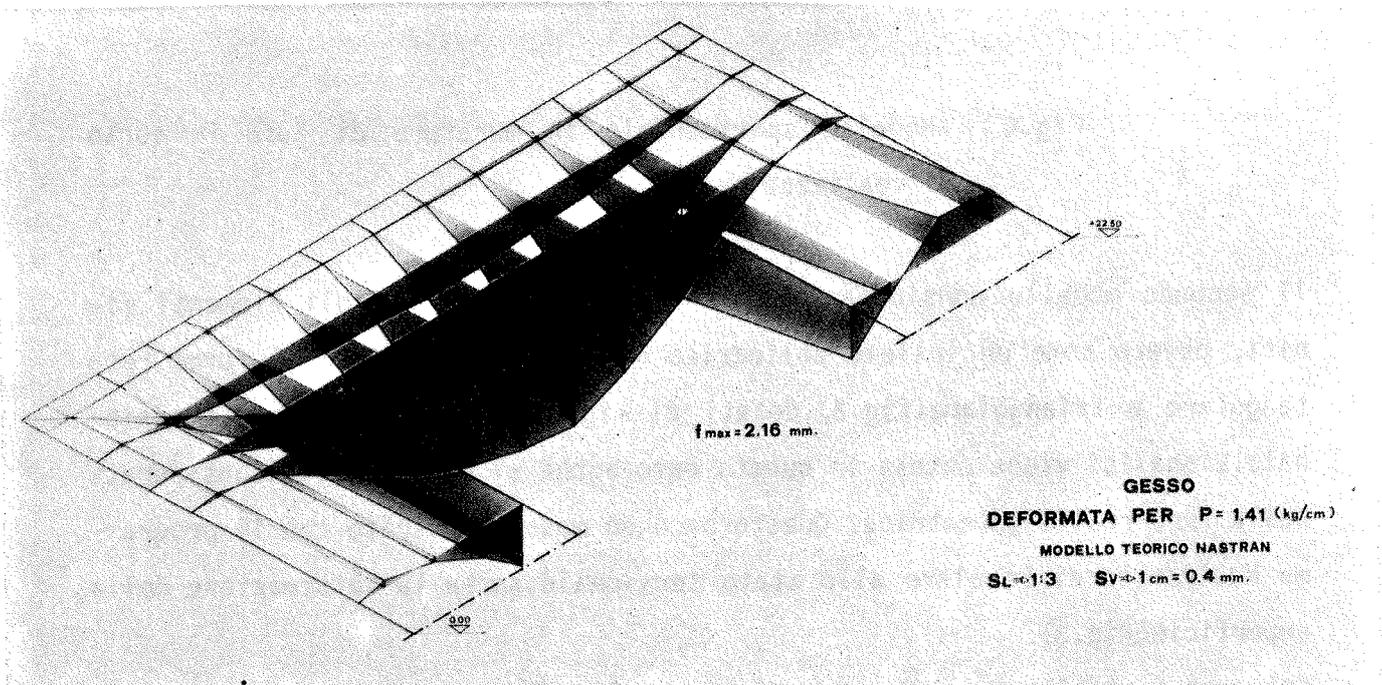


Fig.3 - Deformata elastica teorica del modello in gesso, ottenuta col programma Nastran.

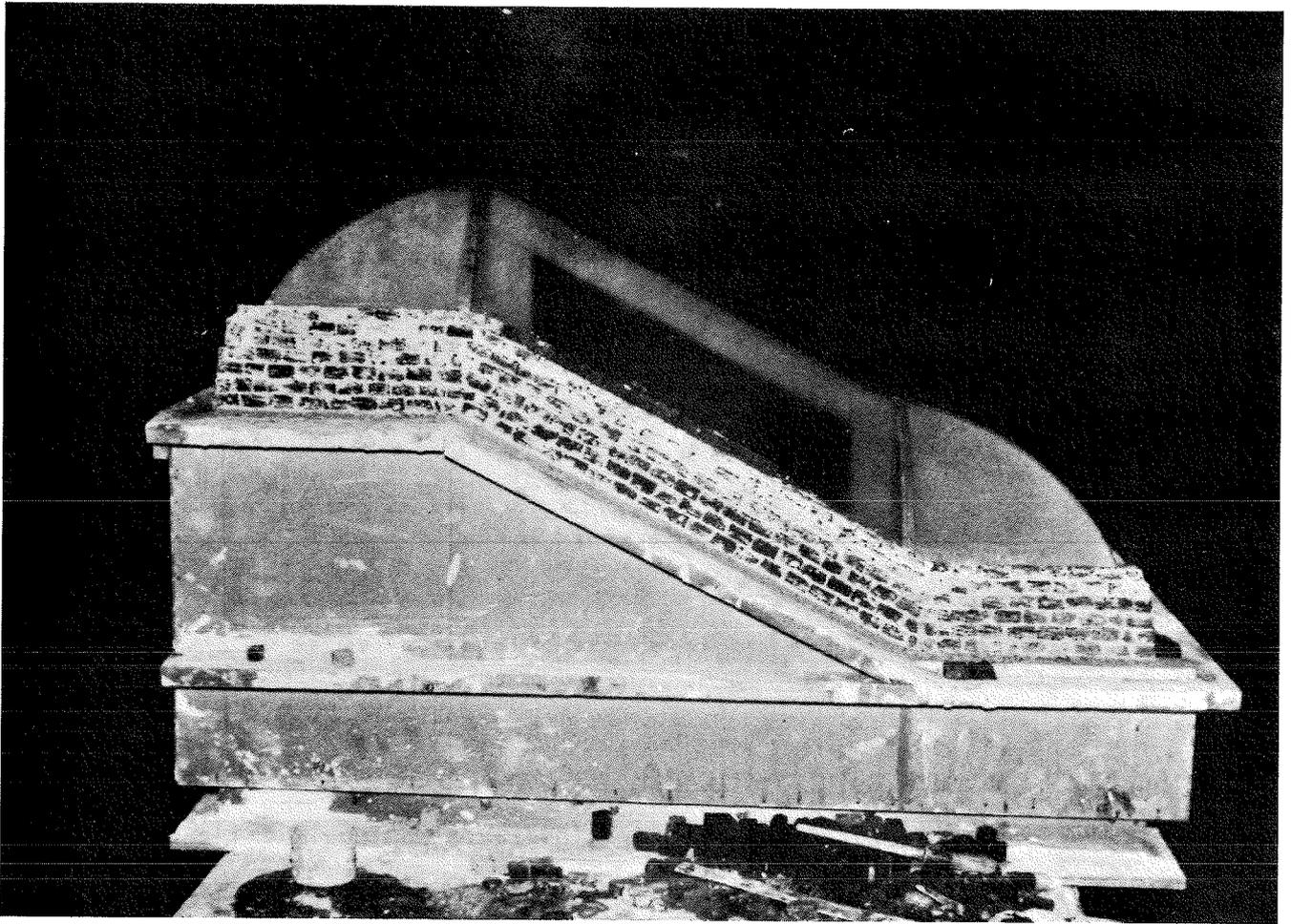


Fig.4 - Modello sperimentale in muratura di tufo in corso di realizzazione.

Il secondo modello considera invece la struttura agli elementi finiti, ovvero come un insieme poliedrico di elementini piani, di forma rettangolare e triangolare(fig.2),dotati di rigidità estensionale e flessionale.L'analisi viene estesa in questo caso anche ai pianerottoli considerati nella loro realtà geometrica. Questo secondo modello,risolto con il programma Nastran,fornisce oltre allo stato tensionale,anche la deformazione della superficie(fig.3).

Entrambi i modelli teorici evidenziano che la soluzione dell'equilibrio

elastico, per questo tipo di struttura, non può prescindere dalla capacità di resistenza a trazione del materiale, il che comporta conseguentemente dubbi sulla durevolezza di tali strutture realizzate in materiale lapideo. Ne consegue perciò l'utilità di affiancare alle analisi teoriche un'indagine sperimentale.

3. A tal fine è stato realizzato un primo modello in scala ridotta utilizzando, con buona rispondenza alla realtà, una micromuratura costituita da blocchetti di tufo uniti con pasta di gesso secondo una tessitura molto precisa ed accurata (fig.4).

Nella prova di carico si è giunti a provocare nel modello, così come avviene nel normale esercizio delle strutture reali, tensioni di trazione sensibilmente inferiori a quelle di rottura dei materiali impiegati, determinate sperimentalmente con prove a flessione (Tufo: $\sigma_{\max} = +11 \text{ Kg cm}^{-2}$; Gesso $\sigma_{\max} = 6,92 \text{ Kg cm}^{-2}$); il modello infatti è rimasto integro (fig.5).

Un secondo modello sperimentale, geometricamente simile al precedente ma più sottile, è stato realizzato in gesso rinforzato, all'intradosso, con una tela a trama grossa. In tal caso il dispositivo di carico disponibile ha consentito di spingere la prova fino al manifestarsi della rottura che è avvenuta con una profonda lesione al bordo esterno in mezzaria oltre a lievi cavillature in prossimità dell'attacco del rampante al pianerottolo inferiore. La tensione massima di trazione è stata valutata teoricamente in $8,85 \text{ Kg cm}^{-2}$. Infatti la resistenza a trazione del materiale è incrementata dalla tela inserita nella voltina.

Per entrambi i modelli sono stati rilevati con comparatori centesimali gli abbassamenti di punti significativi per i diversi graduali incrementi di carico; si è osservato, nel campo delle sollecitazioni di prova, un comportamento sufficientemente elastico (fig.6).

4. Il confronto tra i risultati teorici e quelli sperimentali ha messo in luce una notevole rispondenza per quanto riguarda le deformate. Infatti la superficie elastica sperimentale è in buon accordo con quella del secondo

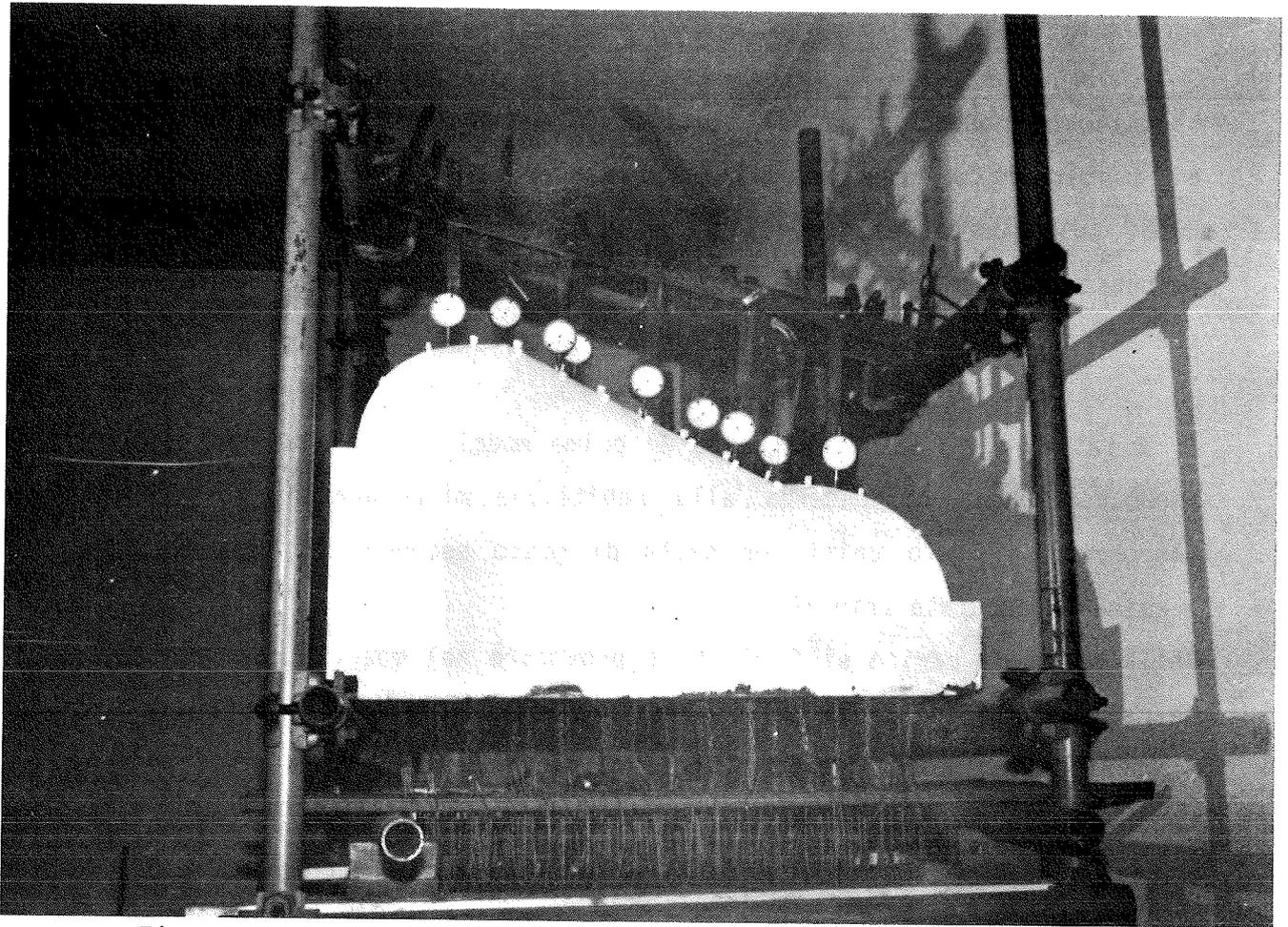


Fig.5 - Modello sperimentale in gesso durante la prova di carico; i comparatori centesimali hanno consentito di rilevare la deformata elastica della superficie.

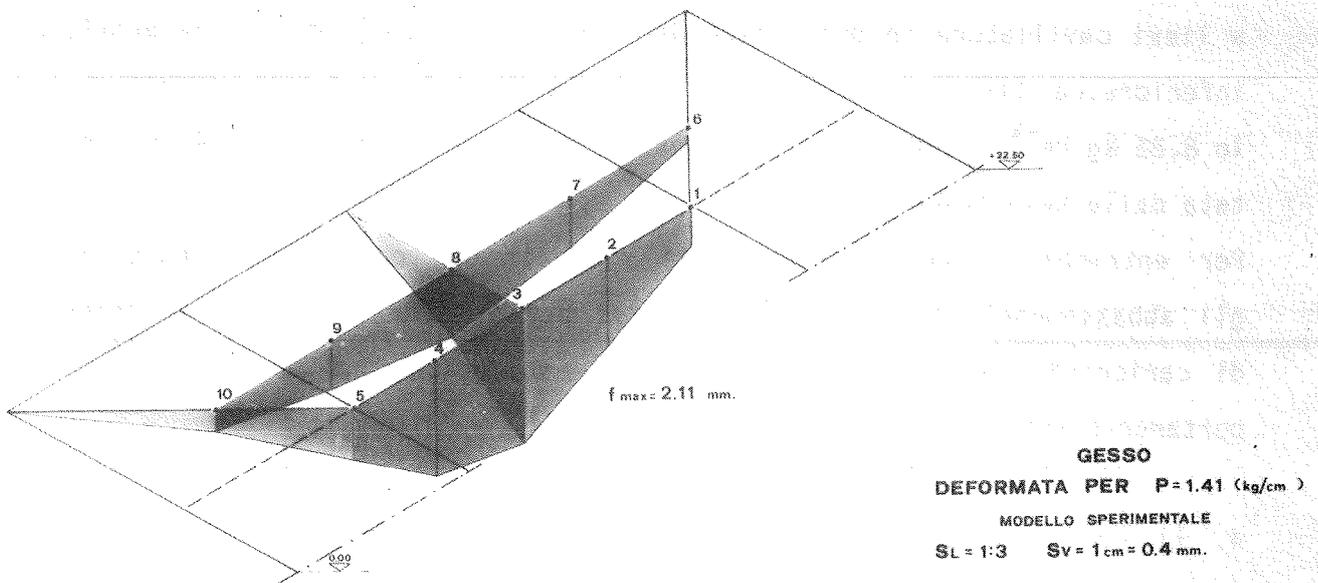


Fig.6 - Deformata elastica sperimentale del modello in gesso.

modello teorico agli elementi finiti. Inoltre si é constatato una buona rispondenza del quadro fessurativo con l'andamento delle isostatiche teoriche (fig.7). Ciò fa ritenere che il modello agli elementi finiti interpreti soddisfacentemente il comportamento della struttura e che il corrispondente stato tensionale possa essere utilizzato nei calcoli progettuali, con le normali cautele. E' particolarmente interessante, ai fini della pratica tecnica, la circostanza che anche il primo modello di volta-trave che é di piú agevole applicazione, fornisca, nelle sezioni significative quale in particolare quella di mezzeria, uno stato tensionale membranale abbastanza prossimo a quello fornito dal secondo modello teorico. La rispondenza non é altrettanto soddisfacente per il regime di flessione trasversale (M_y) che nel modello di volta-trave é molto maggiore. Si ritiene che esso possa essere trascurato perché non confermato da tutti gli altri modelli e probabilmente praticamente assente nella realtà a seguito di pur lievi cedimenti anelastici.

Sulla base dei risultati considerati affidabili si sono individuate nelle zone soggette a trazione le parti piú vulnerabili della struttura, al fine di sperimentare possibili provvedimenti di restauro.

5. In questa direttrice si é applicato al bordo esterno del rampante del modello in gesso fessurato e senza sigillarne le lesioni, un elemento metallico a "C" molto flessibile, fissato con una chiodatura di passo ridotto. Sottoponendo il modello ad una nuova indagine sperimentale si é constatato che questo aveva recuperato la sua portanza originaria presentando una superficie elastica assai prossima a quella del modello integro e quasi il medesimo carico limite che si é manifestato questa volta con la formazione di lesioni anche in prossimità del pianerottolo superiore (fig.8). L'estensimetro elettroresistivo disposto sull'elemento metallico ha consentito di rilevare lo stato tensionale.

Sul piano teorico si é constatato che, aggiungendo l'elemento metallico nel modello agli elementi finiti, privo degli elementi lesionati, lo sforzo teorico nell'asta metallica corrispondeva a quello rilevato sperimentalmen-

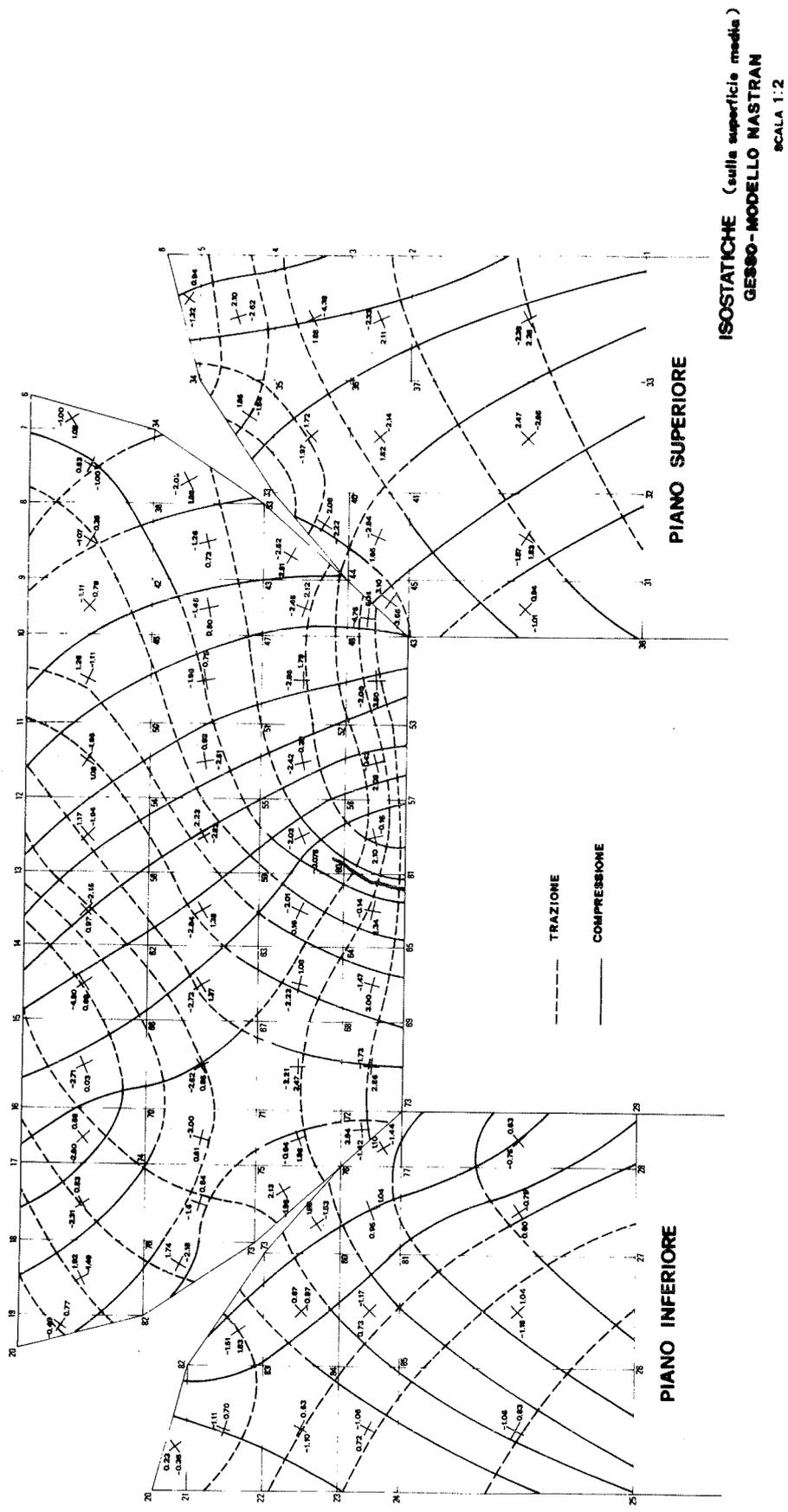


Fig.7 - Andamento delle isostatiche sulla superficie media del modello in gesso secondo i risultati forniti dal programma Nastran; al bordo esterno del rampante è indicata la lesione che si è manifestata al termine della prova di carico.

te. Si è altresì constatato che tale sforzo coincideva anche con quello fornito dal modello teorico di volta-trave ove si attribuisse all'elemento metallico la risultante della tensione di trazione agente nella sezione di mezzeria della struttura integra. Lo stato tensionale fornito dai modelli teorici esaminati può quindi essere utilizzato anche per un primo dimensionamento dell'area metallica con cui armare la struttura. La sezione in muratura armata sarà poi verificata con procedimento analogo a quello di calcolo delle sezioni in cemento armato soggette a flessione deviata, che ipotizza la completa parzializzazione della sezione. Tale condizione, nel caso delle voltine in muratura, può effettivamente realizzarsi per il lento degrado nel tempo della struttura o per sollecitazioni eccezionali.

La validità dei modelli teorici e delle tecniche di riparazione dovrà trovare una definitiva conferma nella sperimentazione su strutture in scala reale, di cui quella su modelli, illustrata in questa nota, costituisce l'indispensabile premessa.

6. In conclusione, dai primi risultati conseguiti emerge, come direttrice di restauro, l'esigenza di provvedere alla possibile perdita della capacità della muratura di assorbire tensioni di trazione anche modeste, dotando la struttura di elementi più idonei ad assolvere tale funzione statica.

Sul piano delle pratiche applicazioni si ritiene che la adozione di un provvedimento analogo a quello sperimentato, quale ad esempio la chiodatura di un angolare metallico al bordo esterno della rampa, possa risultare difficoltoso ed in ogni caso non completamente efficace, come evidenziato nell'indagine sperimentale dal formarsi di lesioni anche nella zona di attacco della rampa al pianerottolo.

Un intervento di restauro più organico e razionale può consistere nel realizzare, all'intradosso della struttura privata dell'intonaco, una sottovoltina in cemento armato di piccolo spessore (3+4 cm), mediante applicazione "a spruzzo" del calcestruzzo su di una rete metallica. Alla voltina così realizzata verrebbe affidato l'intero carico della sovrastante struttura in muratura la quale, declassata a semplice carico, svolgerebbe la sola funzione statica di evitare, con la sua forma rigida, l'insorgere di fenomeni

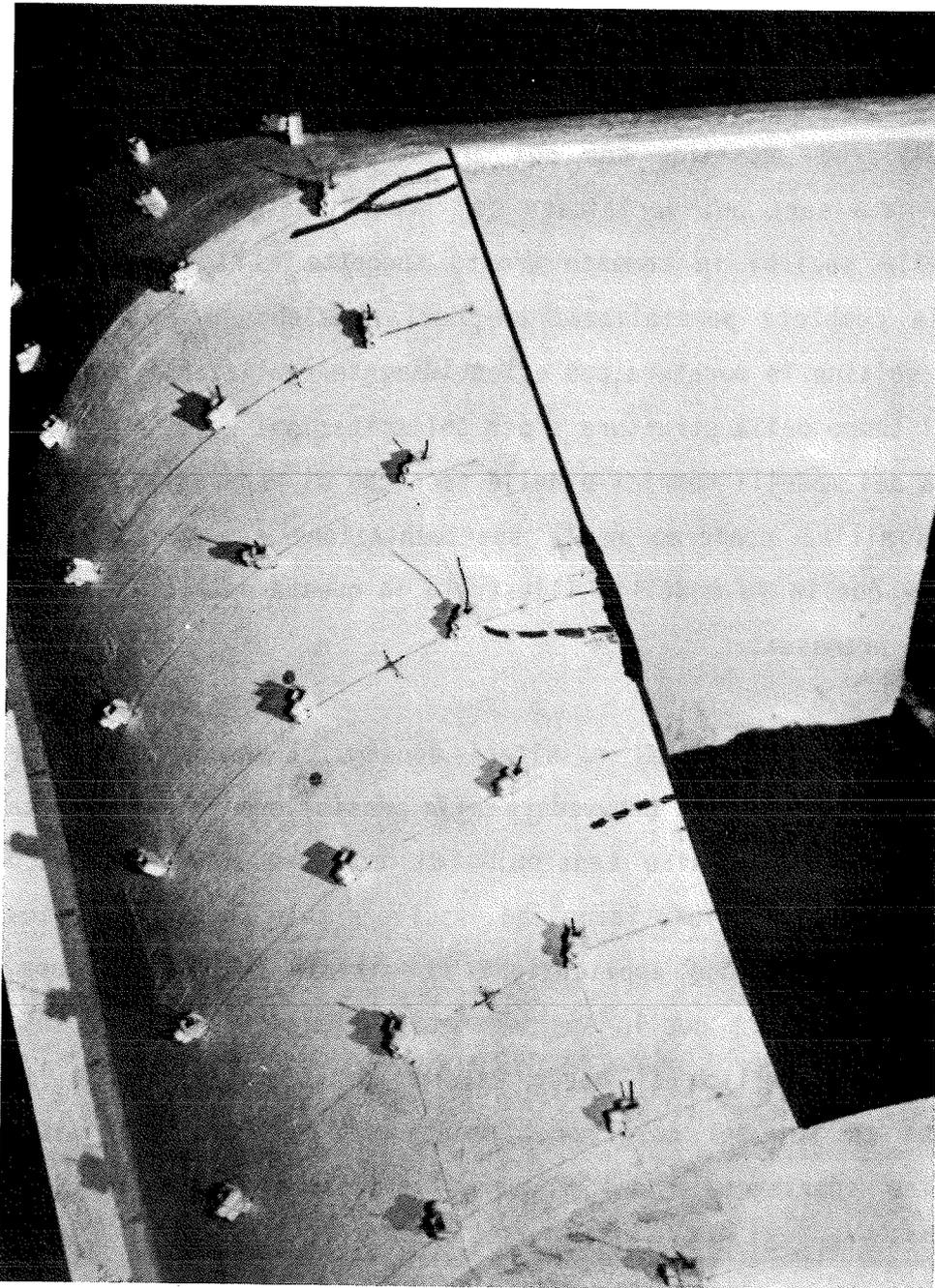


Fig.8 - Vista del modello in gesso restaurato mediante chiodatura di un elemento metallico al bordo esterno; sono evidenziate sulla superficie della rampa le lesioni manifestatesi nella seconda prova di carico.

d'instabilità nell'esile struttura di restauro, ad essa collegata mediante chiodatura.

I modelli di analisi esaminati manterrebbero la loro validità anche per il calcolo della struttura di restauro poiché essa presenterebbe lo stesso comportamento statico, con la garanzia di affidabilità e durevolezza derivanti dall'impiego di un materiale più idoneo ad assorbire sforzi di trazione grazie alle armature metalliche che potranno sagomarsi secondo le principali isostatiche di trazione.

Napoli, 6 Gennaio 1983

Bibliografia.

M.Pagano: Teoria degli edifici. Liguori Editore. Napoli 1968

M.Pagano: Contributo teorico-sperimentale al calcolo delle volte autoportanti . Atti dell'Accademia Pontaniana. Nuova Serie, Vol.IV 1953.

H. Lundgren: Cylindrical shells. The Danish Technical Press.
Copenhagen.

V.Z. Vlasov: Thin-walled elastic beams. National Science Foundation.
Washington 1961.

LE CIMINIERE DI AL JUBAIL IN ARABIA SAUDITA

(°) (°°) (°°)
Antonio MIGLIACCI, Danilo CAMPAGNA, Sergio LEVATI

(°) Professore Ordinario di Progetti di Strutture
Politecnico di MILANO

(°°) Ingegneri Strutturisti
STUDIO TECNICO M.S.C., MILANO

SOMMARIO

La memoria descrive i problemi strutturali incontrati nella progettazione delle ciminiere in c.a. di Al Jubail. Tali problemi sorgono per l'applicazione del metodo agli stati limite livello 1, per la grande snellezza delle strutture e per la presenza delle mensole interne continue e dei grandi imbocchi-fumi. Indicazioni sono date per i materiali e le attrezzature di cantiere.

SUMMARY

The manuscript describes the structural problems met in the design of the Al Jubail's reinforced concrete chimneys. These problems arise from the application of the limit state method level 1 and from the great structure slenderness and moreover from the presence of continuous inside corbels and great flue ducts. Informations are given on materials and site equipments.

1. PREMESSA

Le strutture in c.a. delle alte ciminiere costituiscono una tipologia strutturale che ultimamente ha raggiunto forme e dimensioni molto imponenti per la costruzione delle ciminiere multicanne e per l'esigenza di raggiungere notevoli altezze costruttive per motivi ecologici, come si è verificato ad esempio per la ciminiera ENEL di Porto Tolle a quattro canne interne in acciaio avente un'altezza di 250 m e diametro variabile da 27 m al piede a 22 m in sommità (fig. 1).

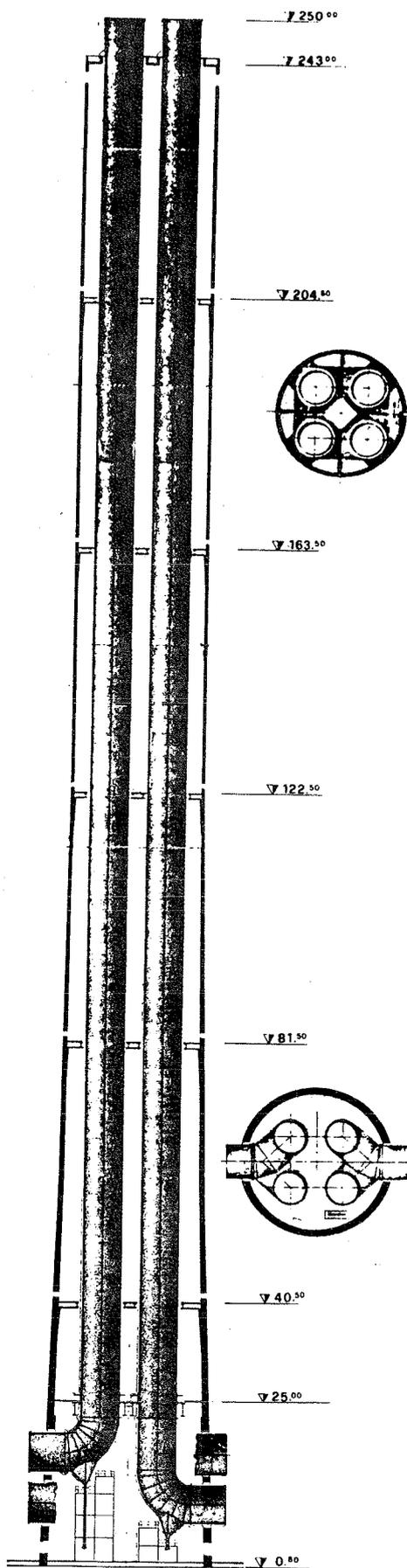


Fig. 1 - Ciminiera di Porto Tolle

Le sette ciminiere di Al Jubail dell'impianto Petromin-Shell Refinery 1° - anch'esse progettate dallo Studio Tecnico M.S.C. di Milano e costruite dalla Soc. Mariani Battista di Milano con un'altezza di soli 100 m e diametri dell'ordine di 5,4 m al piede e 3,4 m in sommità sono invece di tipo monocanna, con canna interna in mattoni refrattari-antiacidi e protezione isolante pasta direttamente sul calcestruzzo (fig. 2).

Nonostante le loro dimensioni modeste, esse hanno mostrato problemi strutturali di particolare interesse.

Innanzitutto, perchè la misura della loro sicurezza è stata svolta sistematicamente con l'impiego del metodo semi-probabilistico agli stati limite nella forma espressa dal CEB come metodo di livello 1.

Secondariamente, causa la loro elevata snellezza cui conseguono effetti secondari e del 2° ordine non trascurabili, nonchè per la necessità del controllo delle deformazioni nei riguardi della funzionalità della canna interna.

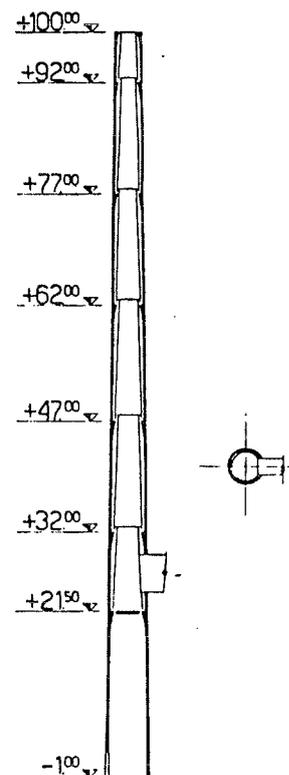


Fig. 2 - Ciminiera di Al Jubail

Infine, per la presenza di mensole ad anello continuo per il sostegno dei tronchi di canna interna e di grandi aperture per l'imbocco dei fumi, che hanno comportato analisi specifiche.

Nei paragrafi successivi si svolgono alcune considerazioni progettuali in merito ai problemi anzidetti. Nell'ultimo paragrafo, sono riportati dati sui materiali e sulle attrezzature di cantiere.

2. PROGETTO AGLI STATI LIMITE (S.L.) - LIVELLO 1

Come è noto, il metodo S.L. livello 1 richiede che per tutti gli stati limite di lista siano rispettate le disuguaglianze di misura (I):

$$1) S_d \leq R_d,$$

con S_d , R_d valutati nello spazio delle sollecitazioni (loads effects).

La determinazione di S_d , R_d viene allora condotta nel modo seguente.

Per quanto riguarda le S_d , giacchè la canna è esternamente isostatica, per ragioni di equilibrio il legame fra le S e le azioni A è lineare e pertanto può anche scriversi:

$$2) S_d = \sum_i \gamma_{fi} S_{ki},$$

essendo S_{ki} la sollecitazione prodotta dall' i -esima azione applicata con il suo valore caratteristico e γ_{fi} il relativo γ_f .

Per quanto riguarda gli effetti prodotti dai gradienti termici ΔT_C negli spessori della canna in c.a. - effetti derivanti dai ΔT_C in linea di principio attraverso legami non lineari (1) - si dimostra che anche per i più elevati valori ΔT_C

(1) La determinazione degli effetti prodotti da un $\Delta T_C(z)$ applicato alla quota z della canna può farsi nel modo seguente. Per le sezioni di normale v (verticale) e normale o (circonferenziale) si abbiano a disposizione i diagrammi momenti M -curvature $1/r$ di fig. 3, per la sezione di normale v calcolato in presenza della forza normale N esistente alla quota z , per la sezione di normale o con $N = 0$, diagrammi calcolati entrambi per semplicità con riferimento alle usuali leggi costitutive (σ - ϵ) mono-assiali.

Facendo sempre riferimento ad un calcolo mono-assiale, la curvatura termica impressa $\frac{\alpha \Delta T_C}{h}$ genera su tali sezioni i momenti M_v , M_o di figura, ovviamente diversi da quelli M' , M'' calcolabili assegnando alle sezioni una rigidità uguale rispettivamente alla pendenza del diagramma (M - $1/r$) in fase II fessurata oppure alla rigidità della sezione in fase I non fessurata.

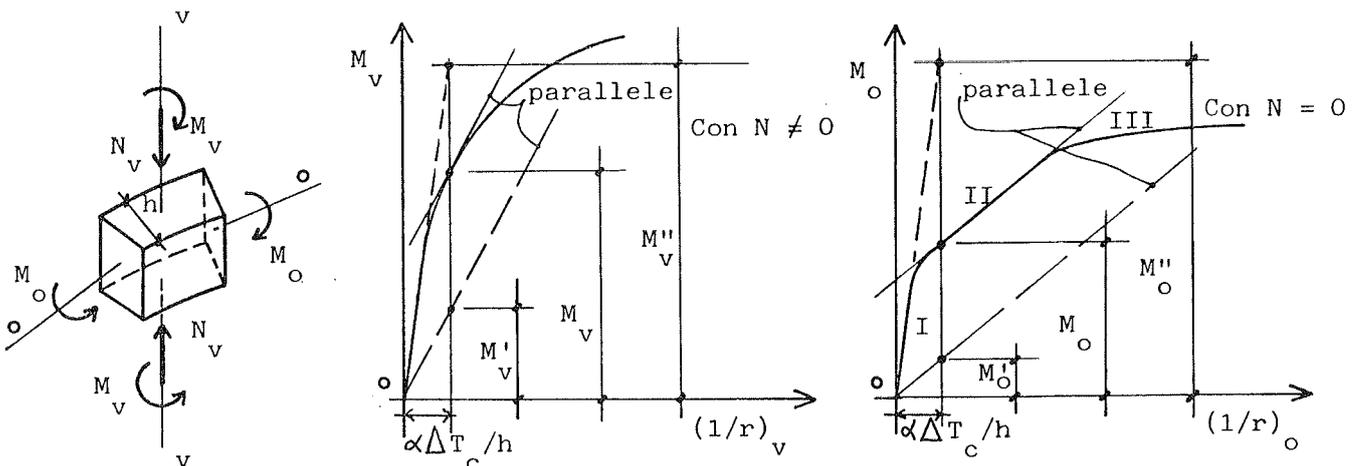


Fig. 3

Per un assegnato x_u , il possibile diagramma ϵ_u , e quindi la corrispondente curvatura $\bar{\epsilon}_u$, è ottenibile dal minor valore fornito dalle relazioni:

$$3) \begin{cases} \bar{\epsilon}_u \cdot (x_u - h) + \epsilon_{cc} = 3,5\% \\ \bar{\epsilon}_u \cdot x_u + \epsilon_{ct} = 3,5\% \end{cases}$$

la prima esprime la crisi ($\epsilon_c = \epsilon_{cu}$) in I, la seconda con crisi in E. Allorchè tali relazioni forniscano la medesima $\bar{\epsilon}_u$, che allora è facile vedere essere uguale alla curvatura termica $\frac{\alpha \Delta T_c}{h}$, si ha crisi lungo tutti i punti dello spessore h con $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$.

Determinato $\bar{\epsilon}_u$ e quindi il diagramma ϵ_u associato al prefissato x_u , è possibile costruire per tutte le aree resistenti di calcestruzzo compresso e di acciaio la deformazione ϵ_{totale} , somma delle ϵ_u lineari ora trovate e delle $\epsilon(\Delta T_c)$ tensionali dovute al ΔT_c . Sui diagrammi di progetto ($\sigma - \epsilon$)_d dei due materiali è allora possibile determinare le tensioni di progetto σ_d corrispondenti a tali ϵ_{totali} , quindi calcolare le forze elementari di progetto e trovarne la risultante N_{Rd} ed il momento M_{Rd} intorno al baricentro O della canna. Sono così note le coordinate del punto del dominio D_{Rd} associato al prefissato x_u . Il dominio può essere così costruito per punti.

Si può però, in forma sufficientemente approssimata, trascurare la presenza delle $\epsilon(\Delta T_c)$ tensionali e fare riferimento a diagrammi ϵ_u con crisi sempre in E per $\epsilon_{cE} = 3,5\%$. Le corrispondenti ϵ lineari forniscono, tramite i diagrammi ($\sigma - \epsilon$)_d, le tensioni, le forze elementari, le risultanti (N, M)_{Rd} come si fa nei calcoli usuali.

Il valore dell'approssimazione può essere visto in modo evidente con un esempio tratto appunto dal progetto di Al Jubail.

Innanzitutto, per poter applicare le 3) occorre preventivamente calcolare ϵ_{cc} ed ϵ_{ct} , ossia determinare la posizione y dell'asse neutro nello spessore h sotto il gradiente ΔT_c .

La posizione y dipende dall'ipotesi che si assume per la risposta della sezione. Così, per sezione interamente reagente è $y = \frac{h}{2}$ e quindi $\epsilon_{cc} = -\epsilon_{ct} = \frac{\alpha \Delta T_c}{2}$; per sezione parzializzata (metodo n), y assume il suo valore minimo ottenibile dall'usuale equazione di 2° grado dell'asse neutro, dopo di che

$$\epsilon_{cc} = \frac{y}{h} \alpha \Delta T_c, \quad \epsilon_{ct} = -\frac{h-y}{h} \alpha \Delta T_c.$$

Stabilito di assumere per y il valore minimo derivante dal calcolo con il metodo n; nel caso di Al Jubail, ad esempio, per $\Delta T_c = 100$ °C, risulta:

$$A'_s = A_s = 1 \text{ } \emptyset \text{ } 24/25 \text{ cm}, \quad h = 50 \text{ cm}, \quad y = 10,3 \text{ cm},$$

$$\begin{cases} \epsilon_{cc} = \frac{10,3}{50} \cdot 1\% \cong 0,21\% \\ \epsilon_{ct} \cong -0,79\% \end{cases}$$

Dalle 3), ad esempio per la posizione $x_u = 100$ cm, si ottiene:

$$\begin{cases} \bar{\epsilon}_u \cdot (100-50) + 0,21\% = 3,5\% \\ \bar{\epsilon}_u \cdot 100 - 0,79\% = 3,5\% \end{cases}$$

con il min. $\bar{\epsilon}_u$ dato dalla seconda relazione e quindi con crisi in E per $\epsilon_{cE} = 3,5\% + 0,79\% = 4,29\%$.

Tale modo di procedere è stato seguito per le ciminiere di Al Jubail. Le coazioni di natura termica, trascurabili come si è visto nelle misure ultime (N, M) delle sezioni ad anello, svolgono invece un ruolo essenziale nelle misure di fessurazione quali azioni di carattere permanente accoppiate in direzione circonferenziale agli effetti di ovalizzazione prodotti dal vento locale. La preoccupazione riguarda non tanto lo stato tensionale delle barre, la cui valutazione peraltro nella filosofia degli S.L. può essere solo una misura indiretta della sicurezza, ma la fessurazione, per la quale nella combinazione di azioni rara va considerato il vento ovalizzante accoppiato al ΔT_c nello spessore e nella combinazione di azioni quasi permanente il solo ΔT_c , secondo le note formule di combinazione del metodo livello 1. (2)

3. EFFETTI SECONDARI e DEL II° ORDINE

Come è noto (ad esempio (III)), la rassegna delle azioni applicate alla struttura distingue azioni primarie, azioni secondarie ed azioni eccezionali.

Le azioni primarie, così chiamate per la preponderanza di valore degli effetti prodotti, sono costituite dai diversi carichi permanenti, strutturali e non, dal vento e dal sisma e dalle variazioni di temperatura.

Le azioni secondarie comprendono la non verticalità costruttiva e l'insolamento. Le azioni eccezionali, infine, sono costituite da eventi del tutto particolari, quali bufere ed esplosioni, per le quali devono adottarsi singolari misure di sicurezza (ad esempio (II)).

Le azioni primarie costituite dai carichi verticali, allorchè la canna si deforma lateralmente, acquistano eccentricità di linea d'azione dando luogo ad effetti del 2° ordine (momenti e tagli variabili lungo l'altezza). Gli spostamenti laterali y della canna possono essere prodotti dalle azioni primarie (vento o sisma ed eventuali carichi eccentrici), oppure essere dovuti alle azioni secondarie. Nel primo caso agli effetti del 2° ordine che si generano viene mantenuta la dizione "del 2° ordine", mentre nel secondo caso tali effetti vengono chiamati "secondari". (3)

(2) Naturalmente, sulle sezioni di normale v oppure o (nota (1)) vanno primariamente fatte le misure ultime genericamente di tipo (N, M) con i coefficienti γ_f propri delle formule di combinazione per stati limite ultimi. Vedasi al riguardo il punto 4.1.

(3) Si ricorda che nel primo caso gli spostamenti laterali della canna sono conseguenti oltrechè alla deformabilità propria della canna stessa anche a quella del terreno di fondazione (rotazione φ_f della fondazione, fig. 6). Indicato con M_t il momento flettente del 1° ordine prodotto dalle azioni primarie sul piano di posa della fondazione, tale rotazione φ_f nel caso di una platea circolare di raggio R_f senza rifluimento del terreno può calcolarsi con la relazione:

$$4) \quad \varphi_f = \frac{M_t}{1,5 E_t R_f^3},$$

essendo E_t il modulo di elasticità del terreno.

Nella figura 6 è riportata la deformata rigida nel caso di Al Jubail.

Per quanto riguarda gli effetti del 2° ordine, in genere essi sono trascurabili se rapportati ai corrispondenti effetti del 1° ordine (vedasi (IV)), tanto meglio quanto più la ciminiera è tozza e rigido il terreno fondazionale. Nel caso di Al Jubail, invece, si sono avuti effetti non proprio trascurabili (fig. 7). Ad esempio, si noti che sui 100 m di altezza delle ciminiere si sono avuti spostamenti in sommità prossimi ai 30 cm con $M_{2^\circ \text{ord}}/M_{1^\circ \text{ord}}$ dell'ordine del 4+5% al massimo.

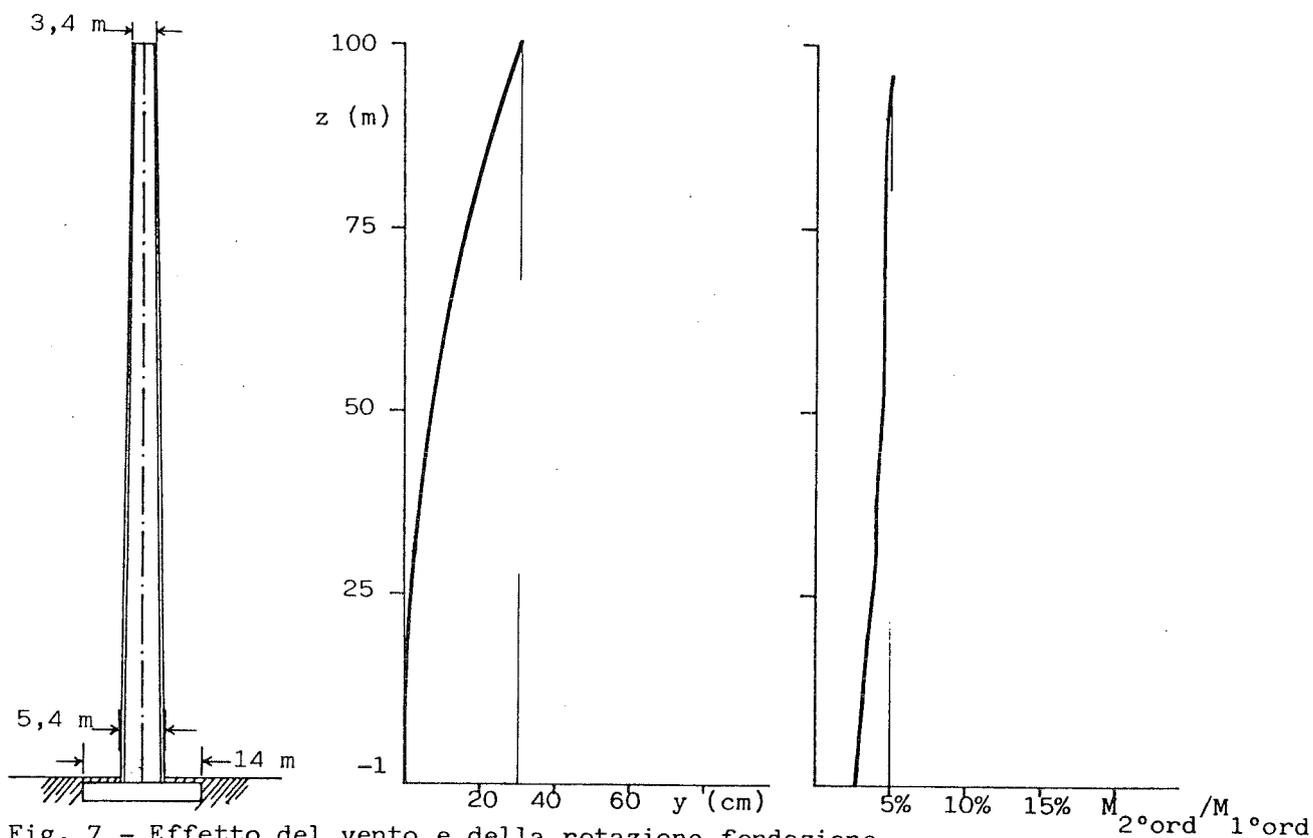


Fig. 7 - Effetto del vento e della rotazione fondazione

segue nota (3) di pagina precedente

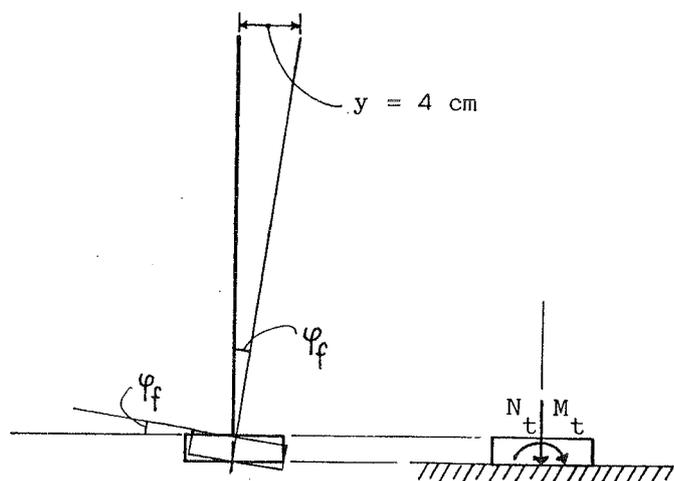


Fig. 6 - Rotazione della fondazione.

Per quanto riguarda lo spostamento laterale della canna prodotto dall'errore di verticalità (fig. 8) e quello prodotto dall'insolamento (fig. 9), si noti che il primo è ovviamente indipendente dalle dimensioni della canna, mentre il secondo può ritenersi inversamente proporzionale al suo raggio R. Infatti, per l'errore di verticalità, stabilito uno spostamento convenzionale in sommità dell'ordine del 1‰ dell'altezza H, la deformata viene assunta ad esempio lineare sull'altezza. Per l'insolamento, invece, la deformata $y(\bar{z})$ di fig. 9 è data dalla relazione :

$$5) \quad y(\bar{z}) = \int_0^{\bar{z}} (\bar{z} - z) \frac{\alpha \Delta T(z)}{2 R(z)} dz, \text{ essendo } \Delta T \text{ il gradiente termico lineare sulla larghezza } 2R \text{ della canna,}$$

cui conseguono momenti del 2° ordine alla quota \bar{z} di valore:

$$6) \quad M(\bar{z}) = \int_{\bar{z}}^H g(z) [y(z) - y(\bar{z})] dz, \text{ con } g(z) \text{ carico verticale alla quota } z. (4)$$

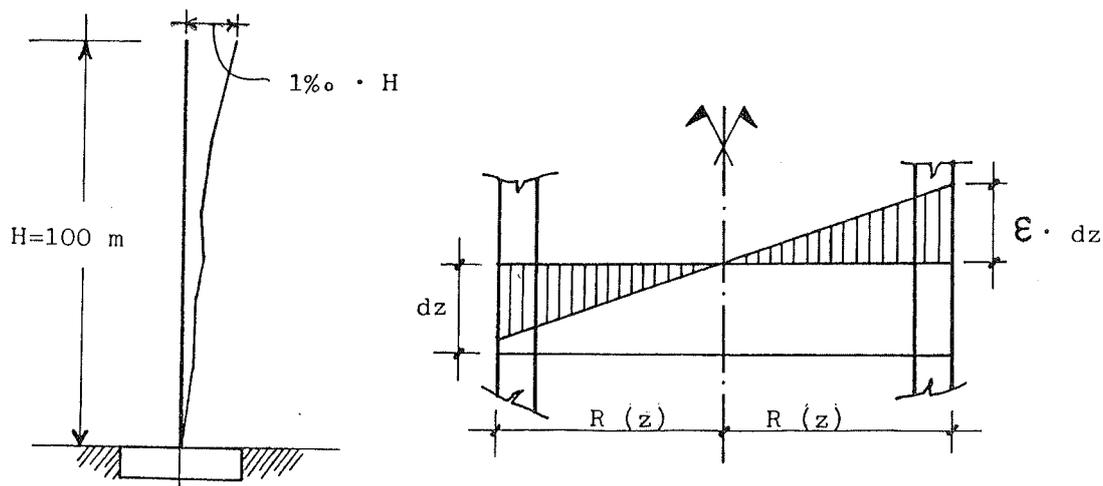


Fig. 8 - Errore di verticalità.

(4) Nell'ipotesi di ΔT ed R costanti, lo spostamento in sommità della canna ($\bar{z} = H$) vale:

$$7) \quad y(H) = \frac{\alpha \Delta T H^2}{4 R} .$$

Il momento al piede ($\bar{z} = 0$), con anche g costante, risulta essere:

$$8) \quad M(0) = \frac{\alpha \Delta T H^2}{12 R} G_t, \quad (G_t = \text{peso totale}),$$

dalla quale, nel caso che i pesi diminuiscono con l'altezza, può derivarsi (V) :

$$9) \quad M(0) = \frac{\alpha \Delta T H^2}{16 R} G_t .$$

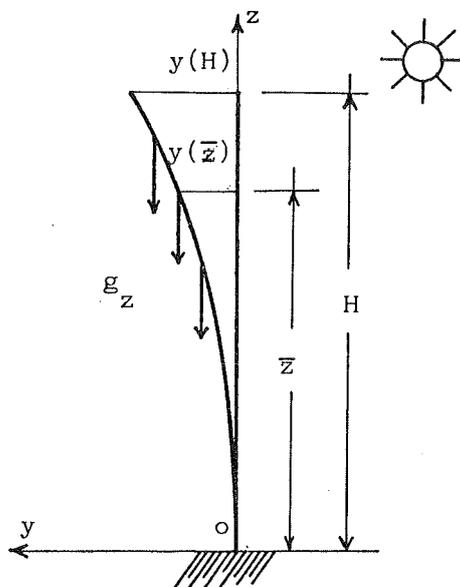


Fig. 9 - Insolamento.

Anche tali effetti secondari sono in genere trascurabili se rapportati a quelli del 1° ordine (vedasi (IV)), tanto meglio quanto più la ciminiera è tozza. Nel caso di Al Jubail, invece, con spostamenti che in sommità hanno anche superato i 50 cm tali effetti non sono risultati affatto trascurabili arrivando a valori variabili dal 5 al 10% (fig. 10).

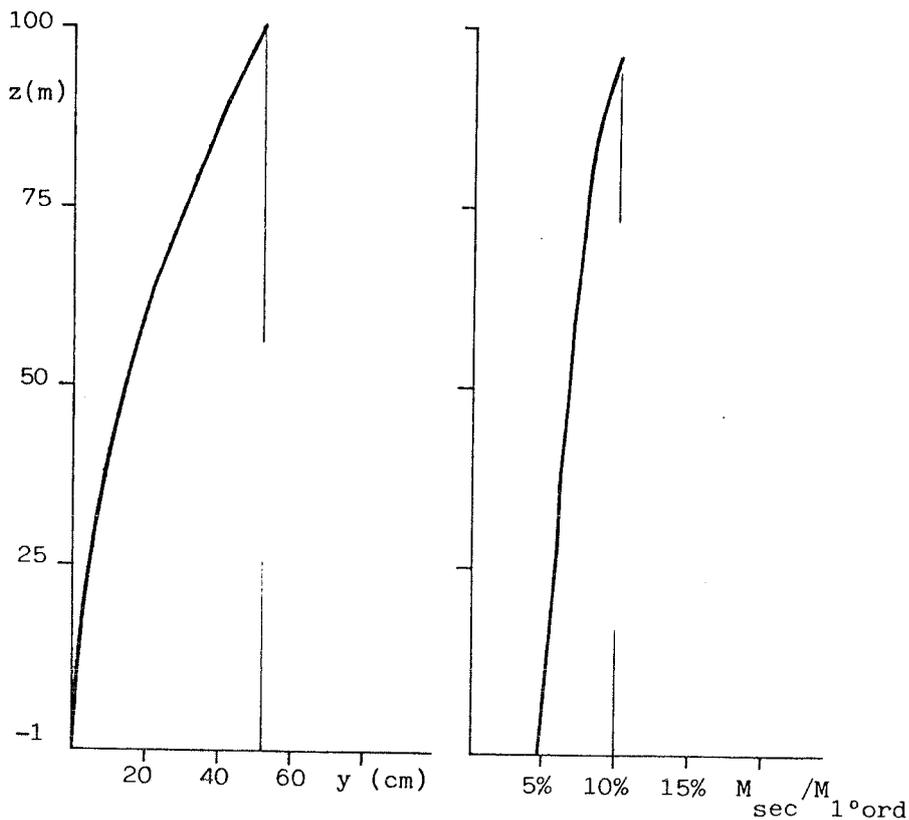


Fig. 10 - Effetto insollamento ed errore verticalità

Le deformazioni laterali della canna ed i momenti del 2° ordine e secondari ad esse conseguenti, prodotti dalle diverse azioni applicate, sono risultati quindi complessivamente abbastanza sensibili (fig. 11).

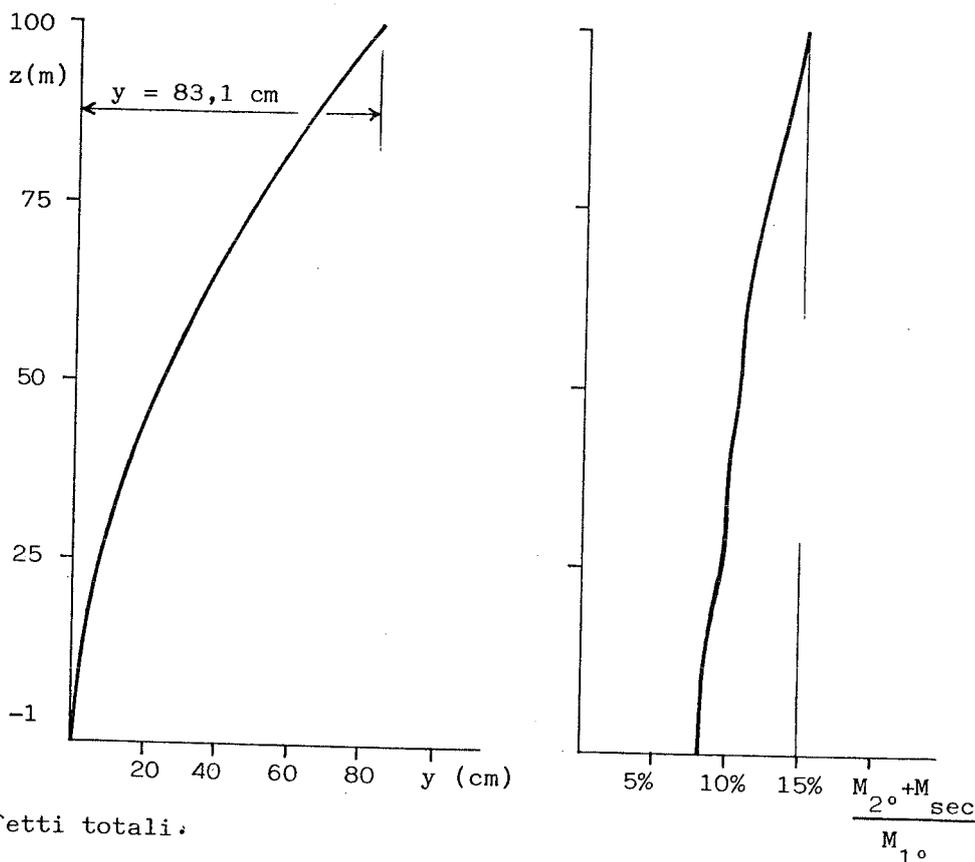
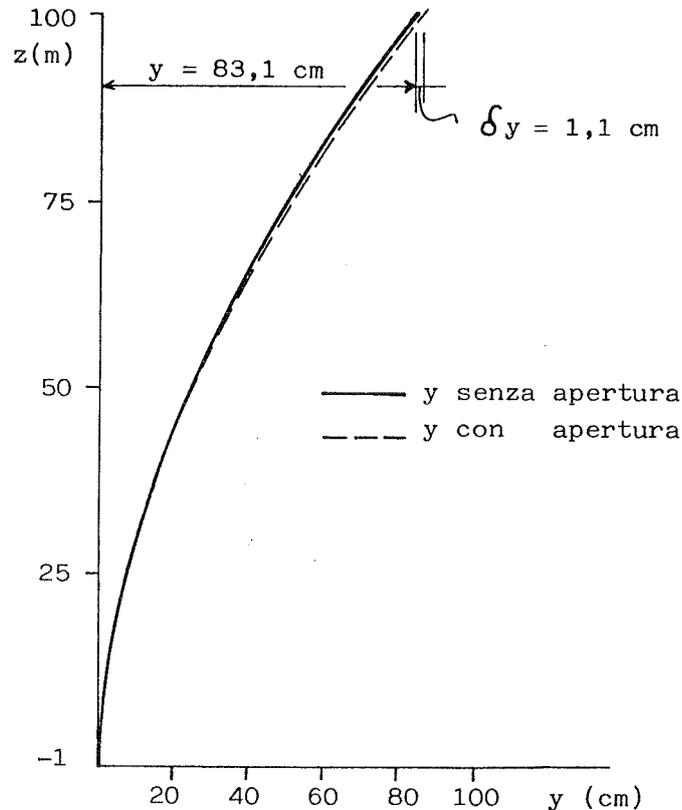


Fig. 11 - Effetti totali.

Soprattutto per quanto riguarda le deformazioni, si è posto allora il problema di controllare la funzionalità della canna interna e sotto questo riguardo, primariamente, la necessità di esplorare l'influenza che poteva avere la riduzione di rigidità della struttura per la presenza delle grandi aperture di imbocco-fumi. Il confronto tra le due deformate calcolate senza oppure con aperture ha indicato che l'influenza di queste poteva essere trascurata (fig. 12). Con riferimento quindi ai valori massimi delle deformazioni ora calcolate, si è provveduto alla progettazione dei giunti a becco di flauto delle canne interne, in modo tale da consentire la libera reciproca mobilità dei tronchi di canna interna adiacenti.



4. EFFETTI LOCALI Fig. 12 - Spostamenti totali con o senza aperture.

Come è noto, i sostegni offerti dalla canna in c.a. alle opere interne della ciminiera (impalcati e canne interne) vengono realizzati in genere con mensole non continue (fig. 13) per evitare un aumento dei gradienti termici ΔT_c .

La proposta CICIND (V) assegna al momento flettente prodotto sulle sezioni di normale v per unità di lunghezza lungo la circonferenza l'espressione (fig. 13):

$$10) \quad m_v = \frac{0,6 m}{\sqrt{R h}},$$

essendo ovviamente sollecitate le fibre esterne della canna al di sotto del sostegno e quelle interne al di sopra. L'armatura metallica va quindi disposta su entrambe le facce dello spessore h , nel caso di mensole molto distanziate facendo riferimento ad una larghezza collaborante B^* valutabile con l'espressione (V):

$$11) \quad B^* = 1,6 \cdot \sqrt{R h}.$$

La misura ultima (N, M) della sezione ad anello posta alla quota z dove con temporaneamente agiscono il gradiente ΔT e i carichi Q con eccentricità e, va fatta sulla base di considerazioni analoghe a quelle svolte al paragrafo 2., ove si è considerata l'influenza delle deformazioni $\mathcal{E}(\Delta T)$ sul dominio D_{Rd} (N, M) della sezione ad anello. Innanzitutto, si osserva che alla quota z vanno esaminate le due sezioni poste immediatamente al di sopra e al di sotto delle mensole. Ma poichè per la sezione al di sopra, con la ciminiera calda funzionante, i due effetti prodotti da ΔT e da (Q, e) sono di segno opposto, la sola sezione da esaminare è quella al di sotto.

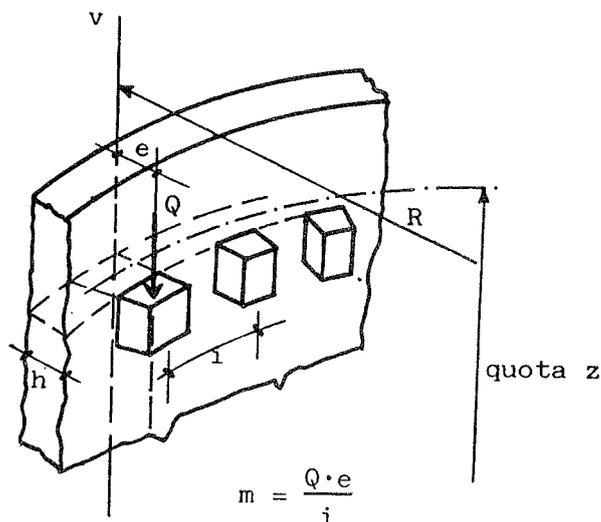


Fig. 13 - Mensole interne.

Per tale sezione, come si è fatto in

2., occorre preventivamente calcolare le deformazioni unitarie \mathcal{E} prodotte nello spessore h da ΔT e (Q, e) e quindi considerare l'influenza di tali \mathcal{E} sul dominio resistente D_{Rd} della sezione ad anello. In questo caso, con la sovrapposizione delle azioni ΔT e (Q, e) può risultare non più trascurabile la presenza delle loro \mathcal{E} nello spessore e pertanto può non essere più lecito fare riferimento all'usuale dominio D_{Rd} , ma necessaria invece la costruzione del dominio corretto. Nel caso di Al Jubail, l'aumento dello spessore della canna conseguente alla rastremazione delle mensole ha portato a misure positive della sicurezza nonostante l'aumento, da un lato del valore intrinseco dell'azione ΔT , dall'altro lato delle sollecitazioni prodotte verso il basso dai carichi (Q, e). Si noti a margine che la rastremazione delle mensole costituisce un vantaggio costruttivo nei riguardi dei costi e dei tempi di esecuzione poichè avviene con l'impiego della medesima attrezzatura scorrevole usata per l'elevazione.

Per quanto riguarda le aperture d'imbocco dei fumi, innanzitutto la loro presenza è stata conteggiata sia nelle misure ultime (N, M) delle corrispondenti sezioni ad anello che nelle misure di deformazione. Per le concentrazioni di sforzi lungo i bordi, che richiedono valutazioni appropriate e un adeguamento delle sezioni resistenti (vedi ad esempio (III)), si è attuato un addensamento e una disposizione d'armatura secondo le indicazioni (VI).

5. MATERIALI ed ATTREZZATURE

I materiali impiegati per la costruzione delle sette ciminiere di Al Jubail riguardano, in parte la struttura in c.a. e in parte le opere di finitura (5).

(5) Le indicazioni entro parentesi riportano i riferimenti alle British Standards impiegate nella progettazione.

Per le strutture in c.a. si è impiegato cemento Portland di altoforno (BS 146) realizzando calcestruzzi con resistenza caratteristica cubica di 25 N/mm^2 (Grade 25) per le fondazioni dirette a platea e di 30 N/mm^2 (Grade 30) per la canna, con caratteristiche d'impasto in accordo con quanto indicato nella (BS CP 110) e dimensione massima degli inerti di 20 mm.

Per una singola ciminiera in media sono stati impiegati 840 mc di calcestruzzo, dei quali circa la metà in fondazione.

Le barre metalliche d'armatura del tipo tondo ad aderenza migliorata sono in acciaio con snervamento $f_{yk} \geq 460+425 \text{ N/mm}^2$ (Grade 460/425 - T.2) con caratteristiche secondo la BS 4449 e le seguenti disposizioni:

- ricoprimenti in fondazione 50 mm, nella canna 40 mm;
- sovrapposizioni dell'ordine di $50 \text{ } \emptyset$ e comunque maggiori di $25 \text{ } \emptyset + 150 \text{ mm}$.

In media, per una singola ciminiera sono stati impiegate 65 t di acciaio, delle quali circa una ventina in fondazione.

Per i principali materiali di finitura di una ciminiera si sono avuti i seguenti consumi:

- mattoni refrattari, 160 t;
- coibente foamglass, 69 m^3 ;
- lana minerale, 18 m^3 ;
- emulsione bituminosa, 15 t.

Il tempo di 105 gg. occorso per la costruzione di una ciminiera, non comprensivo di quello relativo alle opere fondazionali, si è ripartito nel modo seguente:

- 20 gg., per l'assemblaggio e lo smontaggio finale dell'attrezzatura scorrevole;
- 30 gg., per la costruzione della canna in c.a. (compresa la realizzazione della scala e dei pianerottoli);
- 45 gg., per la canna interna;
- 10 gg., per le opere di finitura;

il tutto per un totale di circa 25.000 ore uomo lavorative.

L'attrezzatura scorrevole impiegata è rappresentata nello schema di fig. 14. Tale attrezzatura, dotata dei dispositivi atti a controllare la perfetta verticalità di costruzione, consente la variazione in continuo del diametro e dello spessore della canna.

L'avanzamento giornaliero medio, in relazione alle disposizioni costruttive delle ciminiere di Al Jubail, è stato dell'ordine di 5 m, ma, come è noto, in alcuni casi è possibile raggiungere avanzamenti fino a 8 m/giorno.

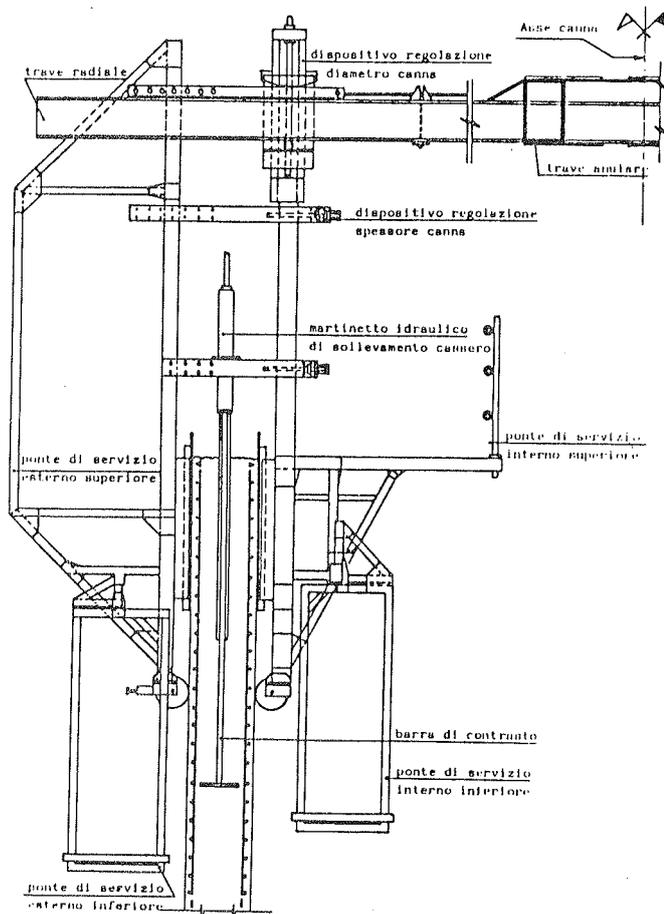


Fig. 14 - Cassero scorrevole.

BIBLIOGRAFIA

- (I) CEB - BULLETIN D'INFORMATION n° 124 - Code Modele pour le Structures en Beton, 1976
- (II) G. Pinfold - Reinforced Concrete Chimneys and Towers - Viewpoint Publications, Cement and Concrete Association, London, 1975
- (III) A. Migliacci - Appunti sulle ciminiere in c.a., note progettuali sui gusci in c.a. - AICAP-MAC - Corso sulle costruzioni alte, Treviso, Ottobre, 1980.
- (IV) A. Migliacci - A. Castellani - Considerazione sugli effetti del II ordine e secondari nelle alte ciminiere in c.a. e sulla sicurezza che ne consegue. Pubblicazione n° 553, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni del Politecnico di Milano.
- (V) CICIND (Comité International des Chimineés Industrielles) - Proposal for a Model Code for the Design of Chimneys, April, 1981.
- (VI) ACI STANDARD - Specification for the Design and Construction of Reinforced Concrete Chimneys (ACI 307-79), June, 1979.

LE TRAVI SCATOLARI IN CALCESTRUZZO ARMATO

Antonio MIGLIACCI(°), Franco MOLA(°°), Studio Tecnico M.S.C.(°°°)

- (°) Professore ordinario di Progetti di Strutture, Politecnico di Milano.
- (°°) Professore associato di Progetti di Strutture, Politecnico di Milano.
- (°°°) Studio di Ingegneria, Milano.

SOMMARIO

La memoria illustra alcune strutture a travi scatolari realizzate negli ultimi decenni in Italia. Data la necessità di studiare correttamente il comportamento di travi sotto le deformazioni impresse di ritiro e temperatura, in presenza di viscosità, si fornisce la formulazione teorica del problema considerando le strutture come un insieme di lastre bidimensionali.

SUMMARY

The paper deals with some structures containing box girders built in Italy in the last two decades. For these girders an accurate study of their behaviour under the effects of creep, shrinkage and temperature is necessary. The theoretical formulation of the problem, considering the girder as composed by two dimensional plates is presented.

1. PREMESSA

Le travi scatolari in calcestruzzo armato, oltretutto nelle strutture da ponte, hanno trovato larga applicazione per la realizzazione di coperture di grande luce accoppiando alla notevole capacità portante, anche di tipo torsionale, la possibilità di essere utilizzate come canali di condizionamento e di contenimento di impianti tecnologici. Si è trattato soprattutto di edifici industriali per le lavorazioni tessili e cartarie, ove è indispensabile avere grandi luci delle campate, causa le dimensioni dei macchinari e la loro rapida evoluzione, unitamente al condizionamento integrale necessario per la lavorazione del prodotto, ciò in aggiunta ad una certa moda assunta dall'architettura industriale.

Precisamente, può dirsi che subito dopo la prima urgente ricostruzione delle rovine causate dall'ultima guerra ed una volta avviato il processo di competitività industriale e commerciale, in tutti i paesi industrializzati dell'Europa a partire circa dal 1950 si è in cominciato a realizzare edifici industriali con travi a canale in calcestruzzo armato su grandi luci. In Italia i primi episodi isolati si sono avuti verso la tarda metà del decennio 1950-1960, ma in seguito negli anni dello sviluppo industriale vi è stato un ri- petersi intenso di tali tipologie costruttive. Le realizzazioni in genere sono state rese possibili in virtù dell'impiego allora già ben sperimentato e garantito della precompressione, giacché su grandi luci ed in presenza di azioni aventi carattere permanente per u na quota dell'ordine del 85-90% del carico totale (1) è indispensa- bile contenere lo stato di deformazione proteggendo la struttura dal la fessurazione con conseguenti vantaggi anche per il campo delle deformazioni differite dovute alla viscosità. Solo nel caso di luci più modeste e con schemi strutturali a travata continua, oppure con l'impiego di particolari artifici tali da rendere minore la de- formabilità, si sono realizzate travi scatolari in cemento armato normale, fatto però sempre salvo il controllo della deformabilità e della fessurazione. Il calo degli investimenti industriali ebbe per effetto di ridurre verso il 1970 l'applicazione delle travi sca- tolari nell'edilizia industriale, ma nel contempo lo svilupparsi e l' estendersi dell'edilizia pubblica e sociale fece sì che esempi di tali tipologie sorgessero numerosi in edifici quali palestre e pi- scine sempre allo scopo duplice di valicare grandi luci e di conte- nere parte degli impianti all'interno della struttura.

Nel paragrafo seguente, dopo alcuni esempi tipici di travi scatola- ri di forma rettangolare relativi ad edifici industriali ed alcune esemplificazioni di forme realizzate mediante la prefabbricazione, si citano le travi di forma più complessa relative ad alcuni impian- ti natatori, fino a giungere alla trave dell'impianto di Genova, at- tualmente in fase di progettazione esecutiva (2).

2. REALIZZAZIONI

Le fotografie di figg. 1 e 2 mostrano la trave a canale di colmo del lo stabilimento LA SETA di Grandate in provincia di Como costruita nel 1963 sulla luce, massima per quei tempi, di circa 44 metri. Sul la trave - iscritta in un rettangolo di dimensioni 195cm x 270 cm con pareti verticali di 20 cm di spessore e precompressione realizzata con 3 cavi 44 Ø 6 e 2 cavi 32 Ø 6 a tracciato parabolico per o gni parete verticale - era riportato il carico della copertura co- stituita da volte in laterizio e calcestruzzo con catene di luce sui 20 metri appoggiate su denti continui in aggetto dall'intradosso del la trave.

(1) Si ricorda che si tratta di strutture di copertura con carichi variabili costituiti essenzialmente dalle azioni meteoriche (neve e vento), potendosi avere al massimo qualche sporadico carico appeso (monorotaie) di modesta entità.

(2) Le strutture illustrate costituiscono una parte delle progettazioni riguardante tale tema svolte dagli Autori.

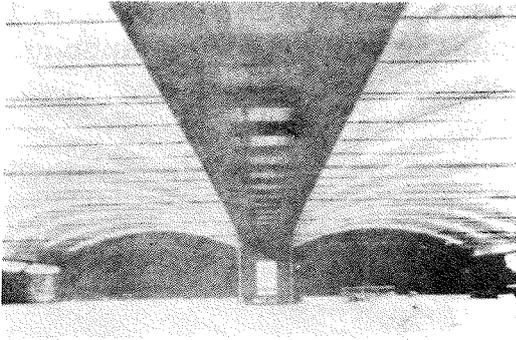


Fig. 1 - Stabilimento LA SETA, Grandate (CO) - Vista delle volte con catene.

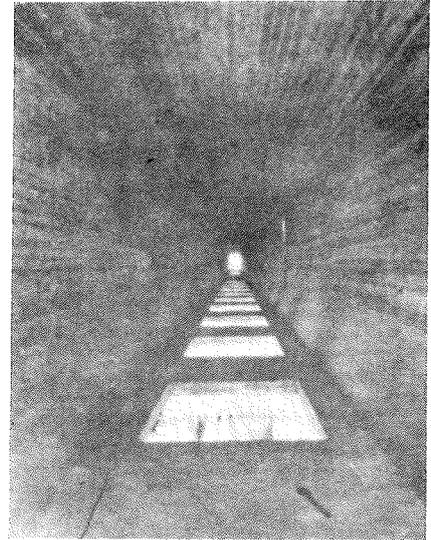


Fig. 2 - Stabilimento LA SETA, Grandate (CO) - Interno della trave a canale.

Le fotografie di figg. 3 e 4 si riferiscono alla trave a canale di colmo in cemento armato normale dello stabilimento SAGDOS di Brugherio in provincia di Milano costruita nel 1964 con schema continuo supiù campate di luce modesta (7,30 m) e solidale con pilastri doppi per consentire all'interno di questi la salita dei fluidi e degli impianti tecnologici. La trave è diffusamente forata nelle pareti verticali per l'appoggio delle travi secondarie in c.a.p. di oltre 24 metri di luce.

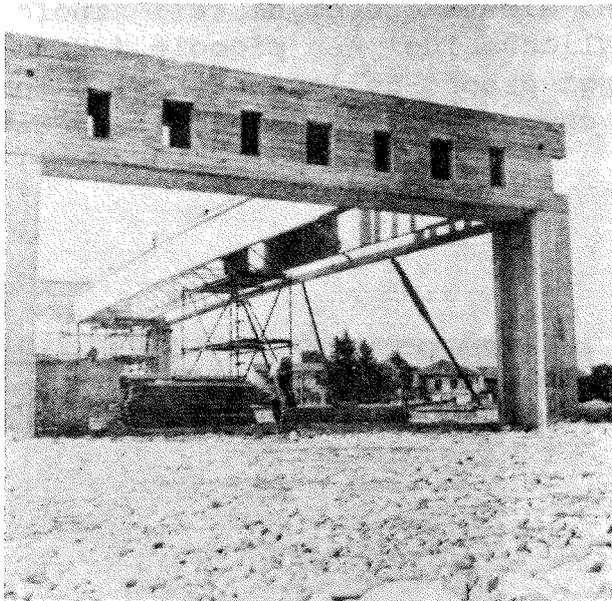


Fig. 3 - Stabilimento SAGDOS, Brugherio (MI) - vista della trave a canale.

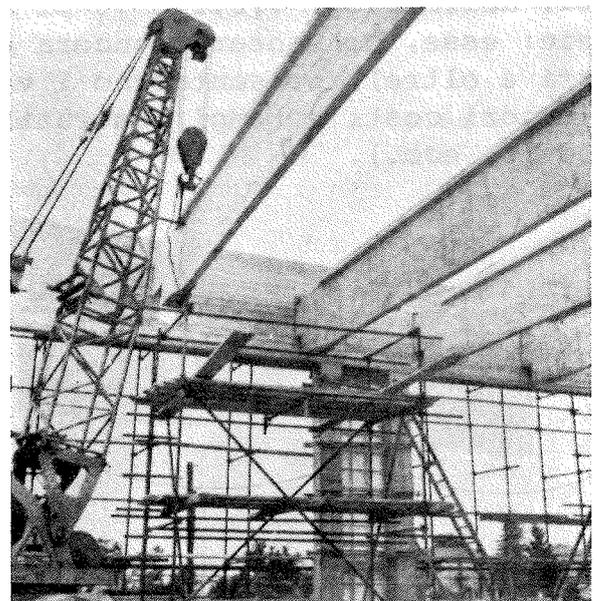


Fig. 4 - Stabilimento SAGDOS, Brugherio (MI) - posa delle travi secondarie in c.a.p.

Nelle figg. 5 e 6 si vedono le travi a canale dello stabilimento P. L.V. costruito nel 1965-66 a Daverio in provincia di Varese. Le travi di circa 32 metri di luce, iscritte in un rettangolo di dimensioni 162 cm x 225 cm con pareti verticali di 16 cm di spessore, erano precomprese con 4 cavi 44 \varnothing 6 a tracciato parabolico per ogni pare

te verticale. La copertura, realizzata con travi prefabbricate in c. a.p. sulla luce di oltre 20 metri e coppelle interposte, appoggiava su denti continui in aggetto dall'intradosso della trave.

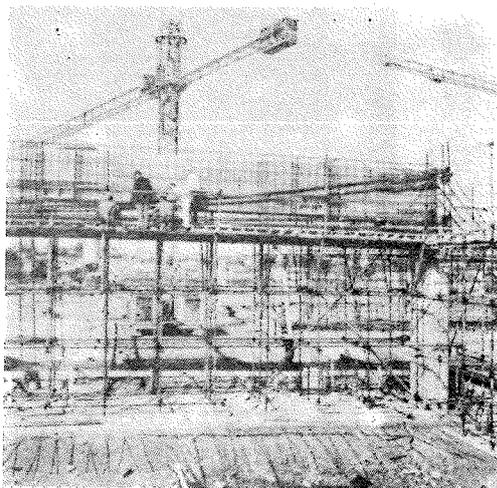


Fig. 5 - Stabilimento P.L.V., Daverio (VA) - Vista della trave in costruzione.

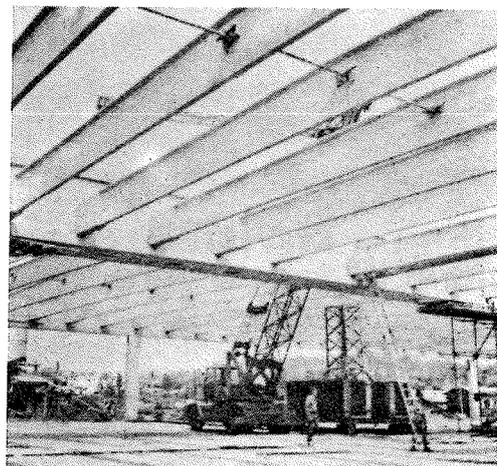


Fig. 6 - Stabilimento P.L.V., Daverio (VA) - Posa delle travi prefabbricate in c.a.p.

L'avvento della prefabbricazione su scala sempre più estesa portò come tema per le strutture prefabbricate di copertura la formazione entro le strutture stesse di canali per il contenimento degli impianti. Nelle figg. 7,8,9 e 10 si vedono alcuni esempi di tali tipologie: esse, consentendo ancora di valicare luci non piccole (20 metri e oltre), presentavano i vantaggi propri della prefabbricazione (minori costi e tempi costruttivi, commercializzazione del prodotto edile, ecc.).

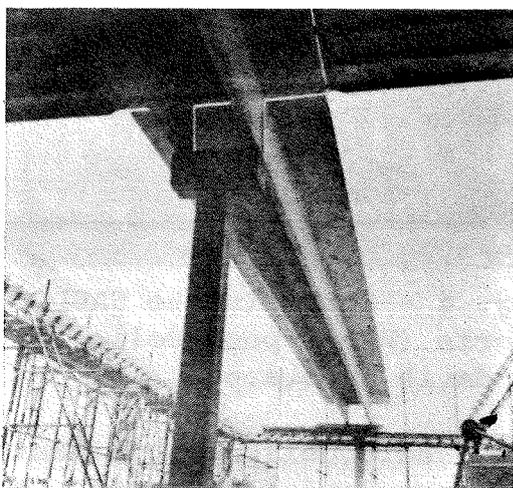


Fig. 7 - Elemento a π realizzante il canale in fase di montaggio.

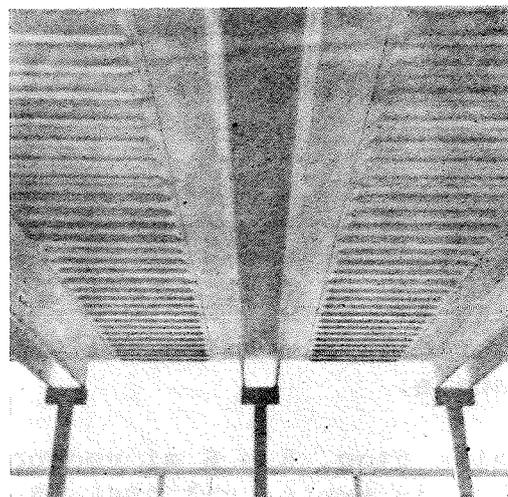


Fig. 8 - Vista dell'interno della copertura con i canali.

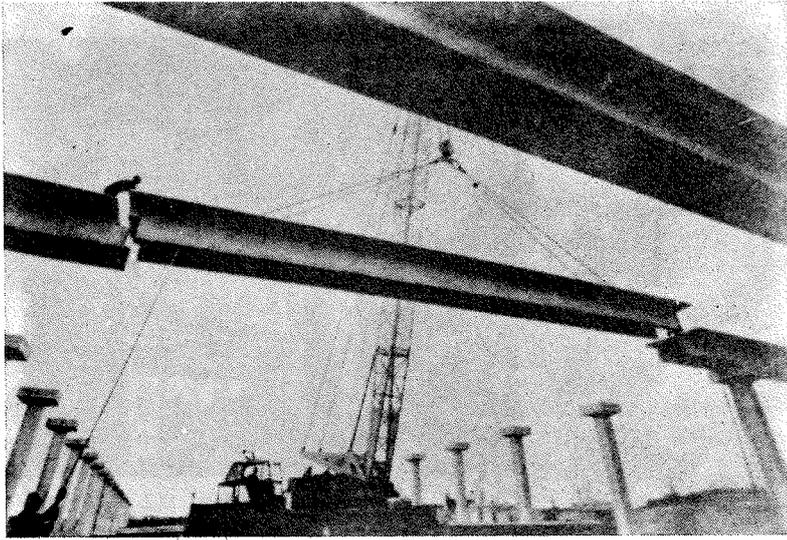


Fig. 9 - Fase di montaggio della copertura con canali entro gli elementi a π .

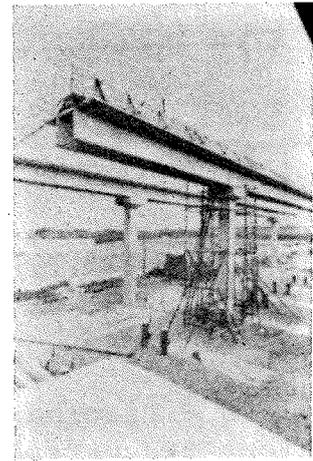


Fig. 10 - Vista dei canali formati dagli elementi a π in c.a.p.

Nelle figg. 11, 12, 13 e 14 sono mostrate le travi a canale delle piscine di Seregno (1974) e di Crema (1976). La trave di colmo di Seregno in cemento armato normale valica una luce di 36,00 metri con altezza variabile, al centro della campata di 3,50 metri, in virtù di una tirantatura esercitata da tiranti metallici esterni situati ad un estremo della trave ed ancorati a terra in modo da generare nella trave curvature di segno contrario a quelle prodotte dai carichi permanenti e variabili applicati. Sulla trave, che presenta una originale sezione trasversale, appoggia la copertura di 16-20 metri di luce realizzata con elementi prefabbricati in c.a.p.

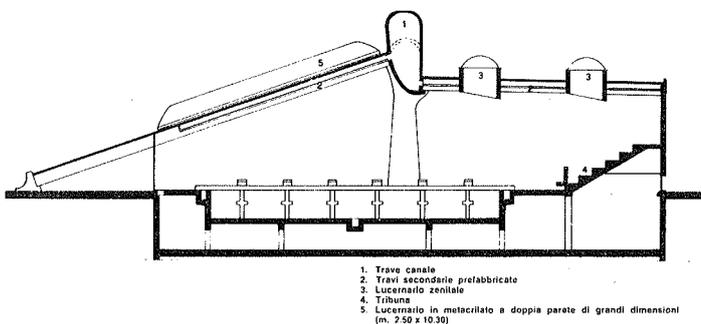


Fig. 11 - Piscina di Seregno (MI) - Sezione trasversale.

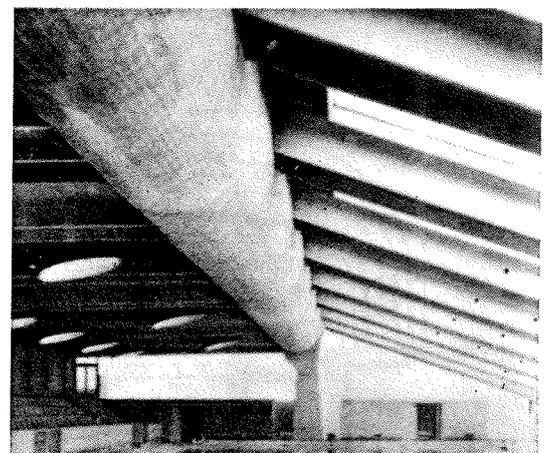
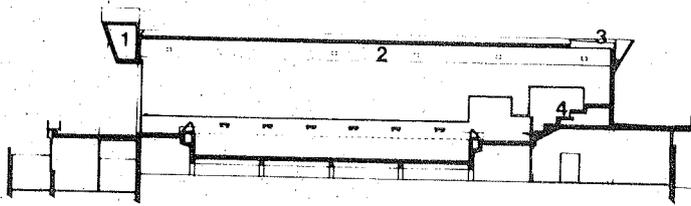


Fig. 12 - Piscina di Seregno (MI) - Copertura in costruzione.

Anche la trave di Crema, posta su un lato del corpo di fabbrica con una sezione cava iscritta in un quadrilatero irregolare, è in cemento armato normale avendo uno schema a travata continua solidale con pilastri a lama su luci modeste.



1. Trave canale
2. Travi secondarie prefabbricate
3. Lucernario zenitale
4. Tribuna

Fig. 13 - Piscina di Crema (CR) - Sezione trasversale.

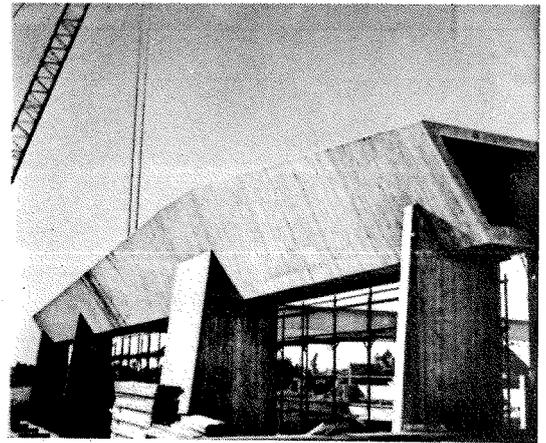
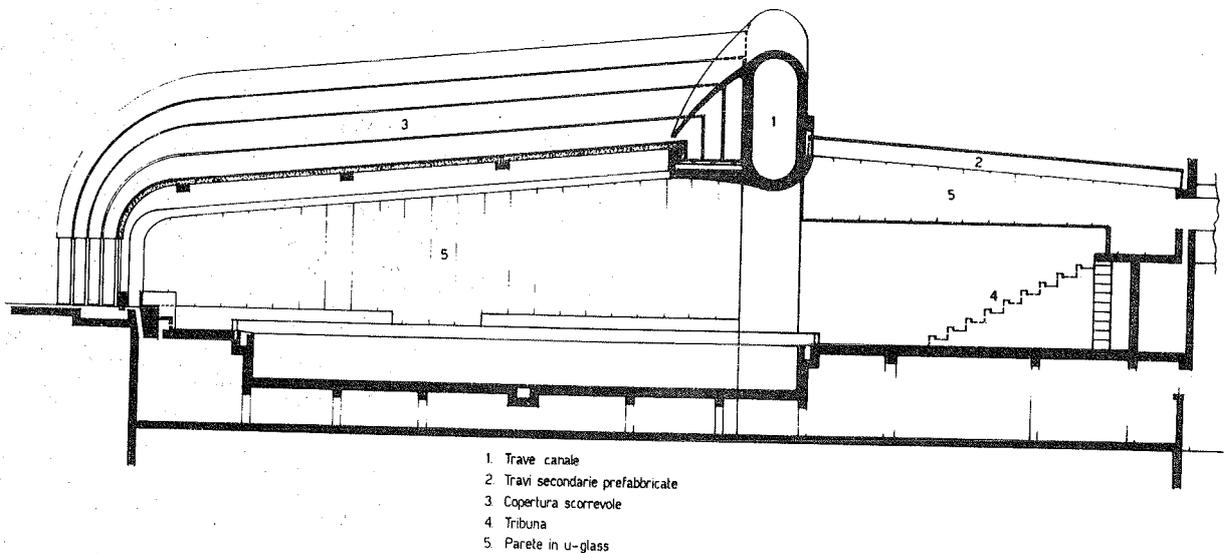


Fig. 14 - Piscina di Crema (CR) - Trave a canale.

La trave del complesso di Genova riprende il tema di Seregno, ponendosi sul colmo dell'edificio come spina di separazione fra la zona di copertura fissa realizzata con elementi in c.a.p. e quella mobile scorrevole formata con portali zoppi in legno lamellare (fig. 15). Data la notevole luce, oltre 60 metri, e l'assoluta prevalenza dei carichi permanenti su quelli variabili, da un lato per ridurre l'incidenza del carico permanente proprio della trave sul carico totale il calcestruzzo è stato progettato con l'impiego di aggregati leggeri artificiali, dall'altro lato per le necessità già indicate nelle premesse riguardanti la deformabilità si è introdotta nella trave un'adeguata precompressione di tipo parziale.



1. Trave canale
2. Travi secondarie prefabbricate
3. Copertura scorrevole
4. Tribuna
5. Parete in u-glass

Fig. 15 - Piscina di Genova - Sezione trasversale.

La casistica ora mostrata, che rappresenta peraltro solo una parte

delle realizzazioni attuate negli ultimi decenni, pone sul tappeto la precisa esigenza di studiare tali tipologie strutturali con la dovuta accortezza non solo per le azioni più evidenti costituite dai carichi permanenti e variabili abituali in particolare per i loro effetti torsionali, ma anche per le deformazioni impresse di ritiro e di temperatura, spesso non prese correttamente in considerazione nella progettazione delle tipologie costruttive ordinarie, e tenendo conto ovviamente dell'influenza della viscosità. Nei paragrafi successivi per le forme di sezione poligonale, viene mostrata la formulazione teorica e l'analisi di tali problemi.

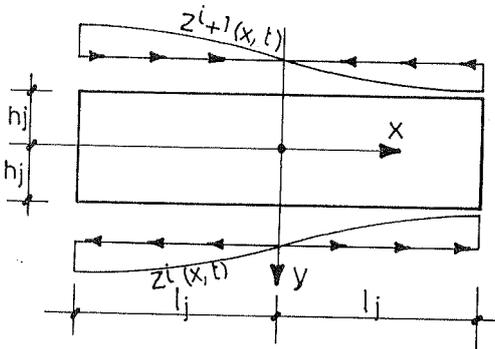
3. ANALISI STRUTTURALE BIDIMENSIONALE

3.1 Soluzione generale

Si considerano travi scatolari di forma poligonale assumendo le seguenti ipotesi:

- ogni parete sia una lastra omogenea ed isotropa a comportamento elasto-viscoso lineare, soggetta ad uno stato piano di tensione;
- le deformazioni di temperatura e ritiro siano costanti nello spessore di ogni lastra;
- il coefficiente di Poisson sia costante nel tempo.

Si consideri la j -esima lastra (fig. 16) nella quale si abbiano le deformazioni impresse $\bar{\epsilon}_x^j(x, y, t)$, $\bar{\epsilon}_y^j(x, y, t)$ causate da ritiro e temperatura, supposte simmetriche rispetto all'asse y . In conseguenza di tali deformazioni, differenti da lastra a lastra, nascono le tensioni tangenziali $z^{i+1}(x, t)$, $z^i(x, t)$ che agiscono sui bordi $y = \pm h_j$ della lastra stessa. Tali tensioni si determinano imponendo la congruenza delle deformazioni lungo i bordi comuni di due lastre adiacenti.



Si noti anzitutto che nell' j -esima lastra, pensata isolata, in virtù della sua omogeneità lo stato di tensione e di deformazione prodotto dalle $\bar{\epsilon}_x^j(x, y, t)$, $\bar{\epsilon}_y^j(x, y, t)$ si scrive, per il secondo teorema della viscosità lineare:

Fig. 16

$$\sigma_x^{oj}(x, y, t) = \int_0^t \frac{\partial}{\partial t'} (\sigma_{xe}^j(x, y, t')) \cdot \frac{r_j(t, t')}{E_j(t_0)} dt'$$

$$\sigma_y^{oj}(x, y, t) = \int_0^t \frac{\partial}{\partial t'} (\sigma_{ye}^j(x, y, t')) \cdot \frac{r_j(t, t')}{E_j(t_0)} dt'$$

1)

$$\tau_{xy}^{oj}(x, y, t) = \int_0^t \frac{\partial \tau_{xye}^j(x, y, t')}{\partial t'} \cdot \frac{r_j(t, t')}{E_j(t_0)} dt' \quad 1)$$

$$\begin{aligned} \epsilon_x^{oj}(x, y, t) = \epsilon_{xe}^j(x, y, t) &= \frac{\sigma_{xe}^j(x, y, t)}{E_j(t_0)} - \frac{\nu \sigma_{ye}^j(x, y, t)}{E_j(t_0)} + \\ &+ \bar{\epsilon}_x^j(x, y, t) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_y^{oj}(x, y, t) = \epsilon_{ye}^j(x, y, t) &= \frac{\sigma_{ye}^j(x, y, t)}{E_j(t_0)} - \frac{\nu \sigma_{xe}^j(x, y, t)}{E_j(t_0)} + \\ &+ \bar{\epsilon}_y^j(x, y, t) \end{aligned} \quad 2)$$

$$\gamma_{xy}^{oj}(x, y, t) = \gamma_{xye}^j(x, y, t) = 2(1+\nu) \cdot \frac{\tau_{xye}^j(x, y, t)}{E_j(t_0)}, \quad (I),$$

essendo rispettivamente σ_{xe}^j , σ_{ye}^j , τ_{xye}^j , ϵ_{xe}^j , ϵ_{ye}^j , γ_{xye}^j le tensioni e le deformazioni da calcolarsi preventivamente, in fase elastica con riferimento al modulo elastico $E_j(t_0)$ ed avendo indicato con $r_j(t, t')$ la funzione di rilassamento del conglomerato della j -esima lastra.

Lo stato tensionale conseguente alle azioni tangenziali z applicate lungo i bordi $y = \pm h_j$, per il primo teorema della viscosità lineare coincide con quello valutabile in fase elastica. Facendo ricorso al noto procedimento della ricerca della funzione delle tensioni basato sullo sviluppo in serie di Fourier lungo la direzione x delle grandezze in gioco, le tensioni prodotte dalle z possono scriversi (II):

$$\begin{aligned} \sigma_x^j(x, y, t) &= \sum_{m=1}^{\infty} (z_m^{i+1}(t) c_{1m}^j(y) + z_m^i(t) c_{2m}^j(y)) \cos(\alpha_m^j x) \\ \sigma_y^j(x, y, t) &= \sum_{m=1}^{\infty} (z_m^{i+1}(t) c_{3m}^j(y) + z_m^i(t) c_{4m}^j(y)) \cos(\alpha_m^j x) \\ \tau_{xy}^j(x, y, t) &= \sum_{m=1}^{\infty} (z_m^{i+1}(t) c_{5m}^j(y) + z_m^i(t) c_{6m}^j(y)) \sin(\alpha_m^j x) \end{aligned} \quad 3)$$

essendo $c_{1m}^j(y) \div c_{6m}^j(y)$ opportune e note funzioni della variabile y ed $\alpha_m^j = \pi m / l_j$.

Espresso mediante le 3) lo stato tensionale elastico prodotto dalle z , è possibile scrivere per lo stato di deformazione totale, in virtù della costanza nel tempo del coefficiente di Poisson:

$$\epsilon_x^j(x, y, t) = \int_0^t \left(\frac{\partial \sigma_x^j}{\partial t'}(x, y, t') - \nu \frac{\partial \sigma_y^j}{\partial t'}(x, y, t') \right) \cdot f_j(t, t') dt' + \epsilon_x^{oj}(x, y, t)$$

$$\epsilon_y^j(x, y, t) = \int_0^t \left(\frac{\partial \sigma_y^j}{\partial t'}(x, y, t') - \nu \frac{\partial \sigma_x^j}{\partial t'}(x, y, t') \right) \cdot f_j(t, t') dt' + \epsilon_y^{oj}(x, y, t) \quad 4)$$

$$\gamma_{xy}^j(x, y, t) = \int_0^t 2(1+\nu) \frac{\partial \tau_{xy}^j}{\partial t'}(x, y, t') \cdot f_j(t, t') dt' + \gamma_{xy}^{oj}(x, y, t), \quad (3)$$

essendo $f_j(t, t')$ la funzione di viscosità per la lastra j -esima.

Introducendo le 3) nelle 4), sviluppando in serie di Fourier le deformazioni $\epsilon_x^{oj}(x, h_j, t)$, $\epsilon_x^{oj}(x, -h_j, t)$, per la ϵ_x^j lungo i bordi della lastra si ha:

$$\epsilon_x^j(x, -h_j, t) = \int_0^t \left(\sum_{m=1}^{\infty} (dz_m^{i+1}(t') a_{1m}^j + dz_m^i(t') a_{2m}^j) \cos(\alpha_m^j x) \right) \cdot f_j(t, t') + \sum_{m=1}^{\infty} \epsilon_{1xm}^{oj}(t) \cos(\alpha_m^j x) \quad 5)$$

(3) Si osservi che qualora $\bar{\epsilon}_x^j$, $\bar{\epsilon}_y^j$ siano funzioni lineari di x e y (al limite costanti), esse soddisfano automaticamente le equazioni di compatibilità nell' j -esima lastra isolata e pertanto risultano nulle le tensioni fornite dalle 1) e si ha coincidenza fra le ϵ_x^{oj} , ϵ_y^{oj} e le $\bar{\epsilon}_x^j$, $\bar{\epsilon}_y^j$. In tale caso il problema si semplifica notevolmente, in quanto per la scrittura delle 4) non è necessario risolvere dapprima il problema elastico legato alla determinazione delle ϵ_x^{oj} , ϵ_y^{oj} , γ_{xy}^{oj} .

$$\varepsilon_x^j(x, h_j, t) = \int_0^t \left(\sum_{m=1}^{\infty} (dz_m^{i+1}(t') a_{3m}^j + dz_m^i(t') a_{4m}^j) \cos(\alpha_m^j x) \right) \cdot f_j(t, t') + \\ + \sum_{m=1}^{\infty} \varepsilon_{2xm}^{oj}(t) \cos(\alpha_m^j x),$$

avendo indicato rispettivamente con ε_{1xm}^{oj} ed ε_{2xm}^{oj} le armoniche dello sviluppo in serie di Fourier delle deformazioni ε_x^{oj} valutate al lembo superiore ($y = -h_j$) e inferiore ($y = h_j$) della lastra.

Le 5) permettono di scrivere le equazioni di congruenza lungo i bordi. In particolare, per il bordo comune alle lastre j e $j+1$ si ha:

$$\varepsilon_x^j(x, -h_j, t) = \varepsilon_x^{j+1}(x, h_{j+1}, t),$$

e quindi per le 5), con riferimento alla m -esima armonica dello sviluppo in serie di Fourier:

$$\int_0^t (dz_m^{i+1}(t') a_{1m}^j + dz_m^i(t') a_{2m}^j) f_j(t, t') + \varepsilon_{1xm}^{oj}(t) = \\ = \int_0^t (dz_m^{i+2}(t') a_{3m}^{j+1} + dz_m^{i+1}(t') a_{4m}^{j+1}) f_{j+1}(t, t') + \varepsilon_{2xm}^{oj+1}(t),$$

da cui:

$$\int_0^t dz_m^i(t') a_{2m}^j f_j(t, t') + \int_0^t dz_m^{i+1}(t') (a_{1m}^j f_j(t, t') - a_{4m}^{j+1} f_{j+1}(t, t')) + \\ - \int_0^t dz_m^{i+2}(t') a_{3m}^{j+1} f_{j+1}(t, t') = \varepsilon_{2xm}^{oj+1}(t) - \varepsilon_{1xm}^{oj}(t), \quad (6)$$

($i = 1, 2, \dots, n$; $n =$ numero dei bordi comuni)

Le 6) costituiscono infiniti sistemi di equazioni integrali di Volterra, ciascuno nelle n incognite z_m^i , la cui risoluzione introdotta nella 3) fornisce lo stato tensionale prodotto dalle z nelle diverse lastre che compongono la struttura. Lo stato tensionale totale si ottiene aggiungendo al precedente quello 1), prodotto dalle ε_x^j , ε_y^j .

La risoluzione delle 6), non ottenibile in forma chiusa, può effettuarsi ricorrendo al cosiddetto Metodo Generale col quale si perviene a soluzioni "numericamente esatte". In via approssimata può farsi ricorso al metodo algebrizzato AAEMM. Nel prosieguo, tali metodi di risoluzione vengono applicati in dettaglio.

3.2 Metodo Generale

Scelto un opportuno numero di tempi intermedi $t_0 = t_1, \dots, t_{i-1}, t_i, \dots$

$t_{k-1}, t_k = t$ nell'intervallo $t_0 - t$, per gli incrementi di deformazione e di tensione al tempo t_k si ottiene, applicando alla 6) la regola dei trapezi (III):

$$\frac{\Delta z_{m,k}^i a_{2m}^j}{E_j'(t_k)} + \Delta z_{m,k}^{i+1} \left(\frac{a_{1m}^j}{E_j'(t_k)} - \frac{a_{4m}^{j+1}}{E_{j+1}'(t_k)} \right) - \frac{\Delta z_{m,k}^{i+2} a_{3m}^{j+1}}{E_{j+1}'(t_k)} =$$

$$= \Delta \varepsilon_{2xm,k}^{oj+1} - \Delta \varepsilon_{1xm,k}^{oj} + \Delta \bar{\varepsilon}_{xm,k}^{j+1} - \Delta \bar{\varepsilon}_{xm,k}^j, \quad 7)$$

essendo:

$$\Delta \bar{\varepsilon}_{xm,k}^j = \frac{1}{2} \sum_{r=1}^{k-1} (\Delta z_{m,r}^{i+1} a_{1m}^j + \Delta z_{m,r}^i a_{2m}^j) \cdot$$

$$\cdot (f_j(t_k, t_r) + f_j(t_k, t_{r-1}) - f_j(t_{k-1}, t_r) - f_j(t_{k-1}, t_{r-1}))$$

$$\Delta \bar{\varepsilon}_{xm,k}^{j+1} = \frac{1}{2} \sum_{r=1}^{k-1} (\Delta z_{m,r}^{i+2} a_{3m}^{j+1} + \Delta z_{m,r}^{i+1} a_{4m}^{j+1}) \cdot (f_{j+1}(t_k, t_r) +$$

$$+ f_{j+1}(t_k, t_{r-1}) - f_{j+1}(t_{k-1}, t_r) - f_{j+1}(t_{k-1}, t_{r-1})) \quad 8)$$

$$\frac{1}{E_j'(t_k)} = \frac{1}{2} (f_j(t_k, t_k) + f_j(t_k, t_{k-1})) \quad 9)$$

$$\frac{1}{E_{j+1}'(t_k)} = \frac{1}{2} (f_{j+1}(t_k, t_k) + f_{j+1}(t_k, t_{k-1})).$$

L'utilizzo in cascata delle 7), 8), 9) permette di ricavare ad ogni tempo t_k i corrispondenti incrementi delle incognite.

La determinazione delle incognite comporta pertanto la risoluzione successiva di un numero di problemi elastici quanti sono i tempine i quali si è suddiviso l'intervallo $t_0 - t$. La principale difficoltà di questo procedimento consiste nella memorizzazione di tutte le soluzioni intermedie, poiché esse contribuiscono a definire ad ogni passo i nuovi valori dei $\Delta \bar{\varepsilon}$ da inserire nella 7).

3.3) Metodo AAEMM.

L'algebrizzazione delle 4) col metodo AAEMM consente di scrivere relazioni lineari fra la variazione delle deformazioni e delle tensioni che si manifesta nell'intero intervallo $t_0 - t$. In forma incrementale, (IV), risulta:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_x^j(x, y, t) &= (\Delta \sigma_x^j(x, y, t) - v \Delta \sigma_y^j(x, y, t)) \frac{(1 + \chi_j(t, t_0) \phi_j(t, t_0))}{E_j(t_0)} + \\ &+ \Delta \varepsilon_x^{oj}(x, y, t) + \Delta \varepsilon_x^{=j}(x, y, t) \\ \Delta \varepsilon_y^j(x, y, t) &= (\Delta \sigma_y^j(x, y, t) - v \Delta \sigma_x^j(x, y, t)) \frac{(1 + \chi_j(t, t_0) \phi_j(t, t_0))}{E_j(t_0)} + \\ &+ \Delta \varepsilon_y^{oj}(x, y, t) + \Delta \varepsilon_y^{=j}(x, y, t), \end{aligned} \quad 10)$$

essendo:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_x^{=j}(x, y, t) &= (\sigma_x^j(x, y, t_0) - v \sigma_y^j(x, y, t_0)) \cdot \frac{\phi_j(t, t_0)}{E_j(t_0)} \\ \Delta \varepsilon_y^{=j}(x, y, t) &= (\sigma_y^j(x, y, t_0) - v \sigma_x^j(x, y, t_0)) \cdot \frac{\phi_j(t, t_0)}{E_j(t_0)} \end{aligned} \quad 11)$$

$$\chi_j(t, t_0) = \frac{1}{1 - r_j(t, t_0)/E_j(t_0)} - \frac{1}{\phi_j(t, t_0)}, \quad 7)$$

con r_j , ϕ_j rispettivamente funzione di rilassamento e coefficiente di viscosità del conglomerato.

In virtù delle 10), delle 3) e delle 5), le 6) divengono:

$$\begin{aligned} \Delta z_m^i(t) a_{2m}^j \frac{(1 + \chi_j(t, t_0) \phi_j(t, t_0))}{E_j(t_0)} + \Delta z_m^{i+1}(t) (a_{1m}^j \frac{(1 + \chi_j(t, t_0) \phi_j(t, t_0))}{E_j(t_0)} - \\ - a_{4m}^{j+1} \frac{(1 + \chi_{j+1}(t, t_0) \phi_{j+1}(t, t_0))}{E_{j+1}(t_0)}) - \Delta z_m^{i+2}(t) a_{3m}^{j+1} \frac{(1 + \chi_{j+1}(t, t_0) \phi_{j+1}(t, t_0))}{E_{j+1}(t_0)} = \\ = \Delta \varepsilon_{2xm}^{j+1}(t) - \Delta \varepsilon_{1xm}^{oj}(t) + \Delta \varepsilon_{xm}^{=j+1}(t) - \Delta \varepsilon_{xm}^{=j}(t) \end{aligned} \quad 12)$$

essendo:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon_{xm}^{=j} &= z_m^i(t_0) a_{2m}^j \frac{\phi_j(t, t_0)}{E_j(t_0)} + z_m^{i+1}(t_0) a_{1m}^j \frac{\phi_j(t, t_0)}{E_j(t_0)} \\ \Delta \varepsilon_{xm}^{=j+1} &= z_m^{i+1}(t_0) a_{4m}^{j+1} \frac{\phi_{j+1}(t, t_0)}{E_{j+1}(t_0)} + z_m^{i+2}(t_0) a_{3m}^{j+1} \frac{\phi_{j+1}(t, t_0)}{E_{j+1}(t_0)} \end{aligned} \quad 13)$$

Le precedenti 12) costituiscono infiniti sistemi di equazioni algebriche lineari nelle incognite $\Delta z^m(t)$, la cui risoluzione fornisce al tempo t la variazione di tensione che si manifesta nell'intervallo t_0-t prodotta dalle z . Sommando ad essa lo stato tensionale iniziale prodotto dalle $z^m(t_0)$ e quello 1) dovuto alle $\bar{\epsilon}_x^j, \bar{\epsilon}_y^j$, si ottiene lo stato tensionale totale.

Quanto alle 1), esse possono porsi nella forma algebrica approssimata:

$$\sigma_x^{oj}(x,y,t) = (\sigma_{xe}^j(x,y,t) - \sigma_{xe}^j(x,y,t_0)\phi_j(t,t_0)(1-\chi_j(t,t_0)))/(1 + \chi_j(t,t_0)\phi_j(t,t_0))$$

$$\sigma_y^{oj}(x,y,t) = (\sigma_{ye}^j(x,y,t) - \sigma_{ye}^j(x,y,t_0)\phi_j(t,t_0)(1-\chi_j(t,t_0)))/(1 + \chi_j(t,t_0)\phi_j(t,t_0)) \quad 14)$$

$$\tau_{xy}^{oj}(x,y,t) = (\tau_{xye}^j(x,y,t) - \tau_{xye}^j(x,y,t_0)\phi_j(t,t_0)(1-\chi_j(t,t_0)))/(1 + \chi_j(t,t_0)\phi_j(t,t_0)),$$

evitando il calcolo degli integrali che compaiono nelle 1) stesse.

BIBLIOGRAFIA

- I) C.E.B.: Manual "Structural effects of time dependent deformations of Concrete", Bulletin d'Information n. 136, 1980.
- II) TIMOSHENKO S.P., GOODIER J.N: Theory of Elasticity, McGraw Hill, 1970.
- III) MOLA F.: Metodi di analisi di strutture in c.a. e c.a.p. a comportamento elasto-viscoso lineare. Studi e Ricerche, Vol. 3, 1981, Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in cemento armato F.lli Pesenti, Politecnico di Milano.
- IV) BAZANT Z.P.: Prediction of Concrete Creep Effects Using Age Adjusted Effective Modulus Method, ACI Journal n. 4, 1972.

LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO DEL REPARTO DEGENZE

DEL NUOVO OSPEDALE DI GEMONA DEL FRIULI

Franco MOLA,¹ Luigi CEDOLIN,² Tiziano GADDI³

¹Professore associato di Progetti di Strutture, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

²Professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

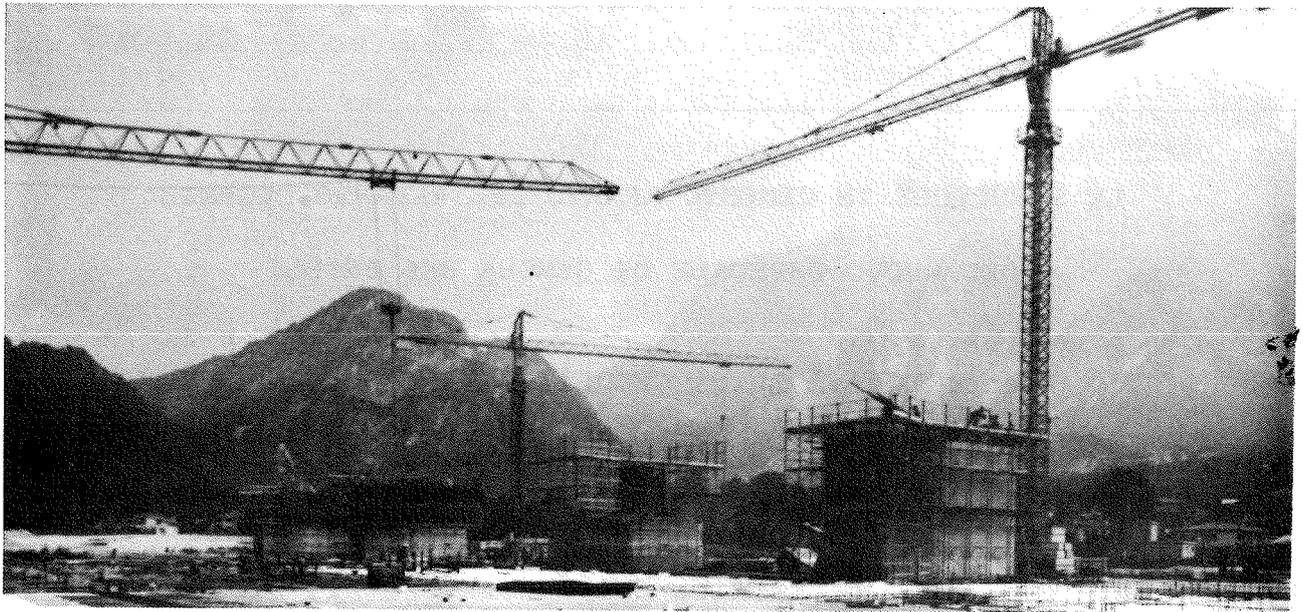
³Studio Tecnico INPRO, Milano

SOMMARIO

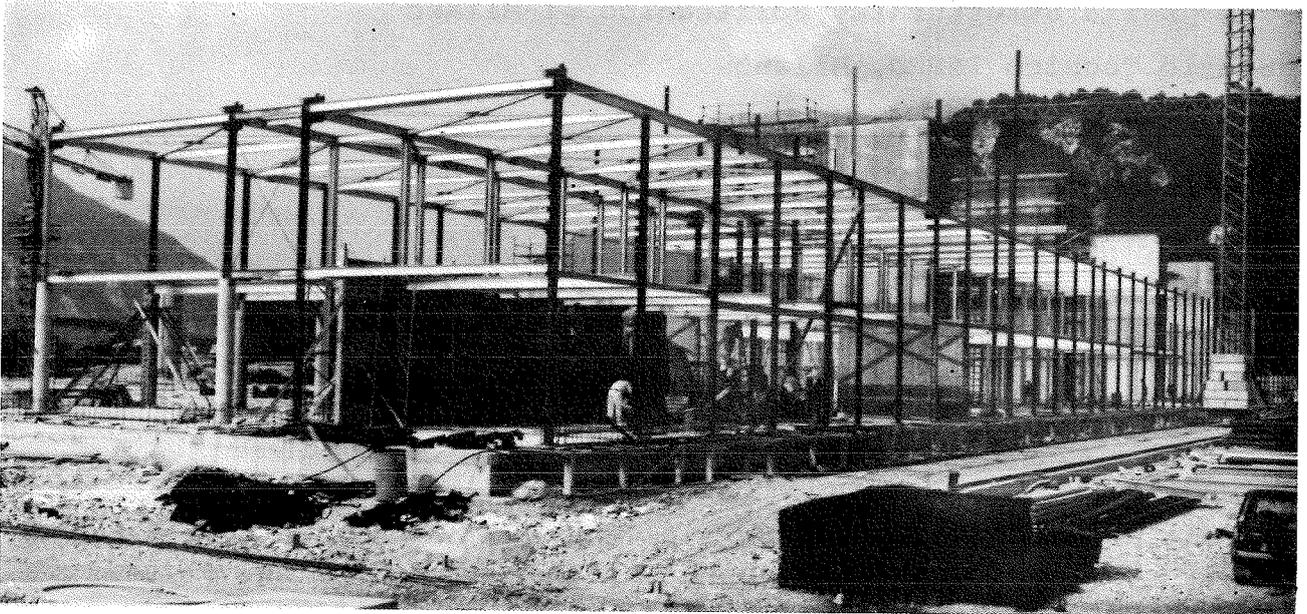
Vengono presentate le strutture di controventatura in cemento armato del reparto degenze del nuovo ospedale di Gemona del Friuli. Tali strutture sono costituite dalle pareti dei vani servizi, aventi comportamento a mensola, e dalle facciate poste sui lati maggiori degli edifici, aventi un comportamento prevalentemente bidimensionale. Il calcolo d'insieme delle strutture in presenza di sisma è effettuato schematizzando le facciate sia come telai a nodi opportunamente irrigiditi, sia come continui bidimensionali mediante elementi finiti. I risultati ottenuti e le loro caratteristiche salienti sono brevemente commentati.

SUMMARY

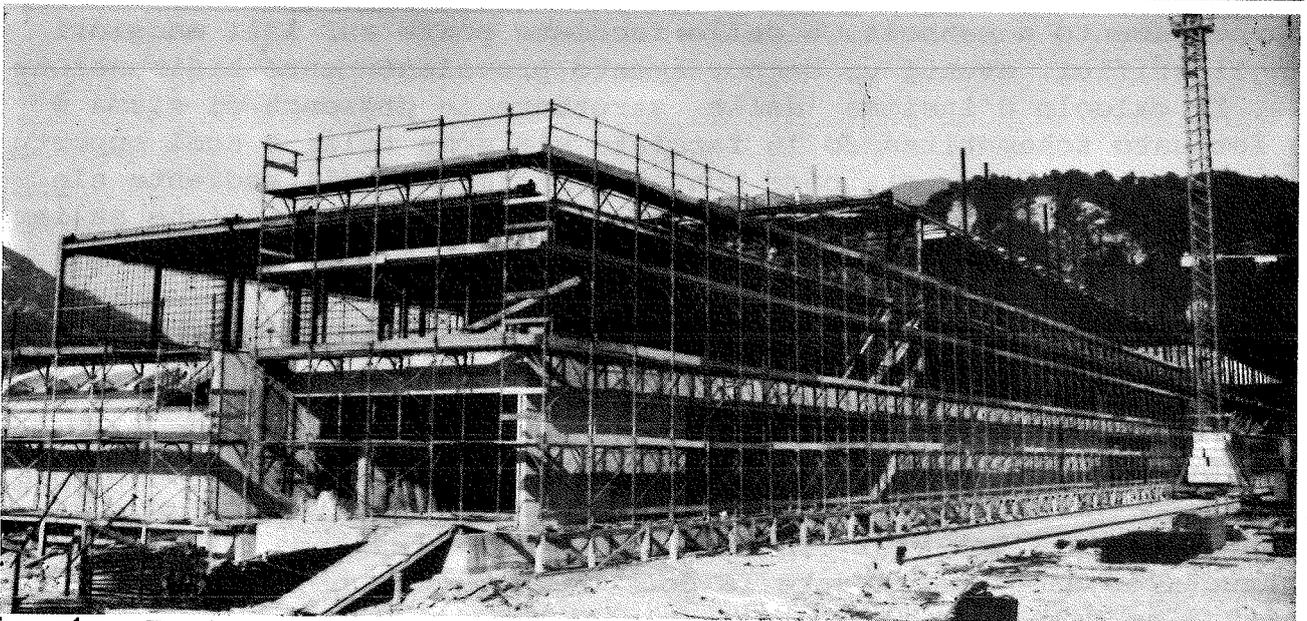
The earthquake-resistant reinforced concrete structures of the new Gemona del Friuli hospital are presented. These structures consist in corewalls, which have a cantilever behavior, and in peripheral walls on the longest sides of the buildings, which have a predominant biaxial behavior. The analysis of the response of these structures under earthquake is done modeling the peripheral walls either as frames or as two-dimensional finite elements. The results obtained are described, and their principal characteristics are briefly commented.



a)



b)



c)

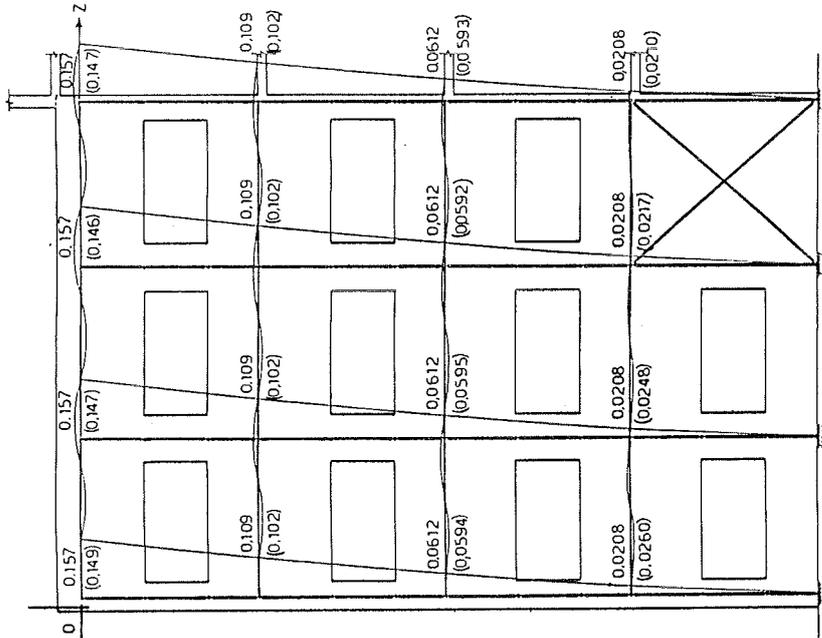
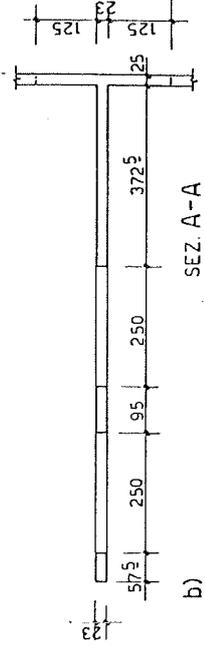
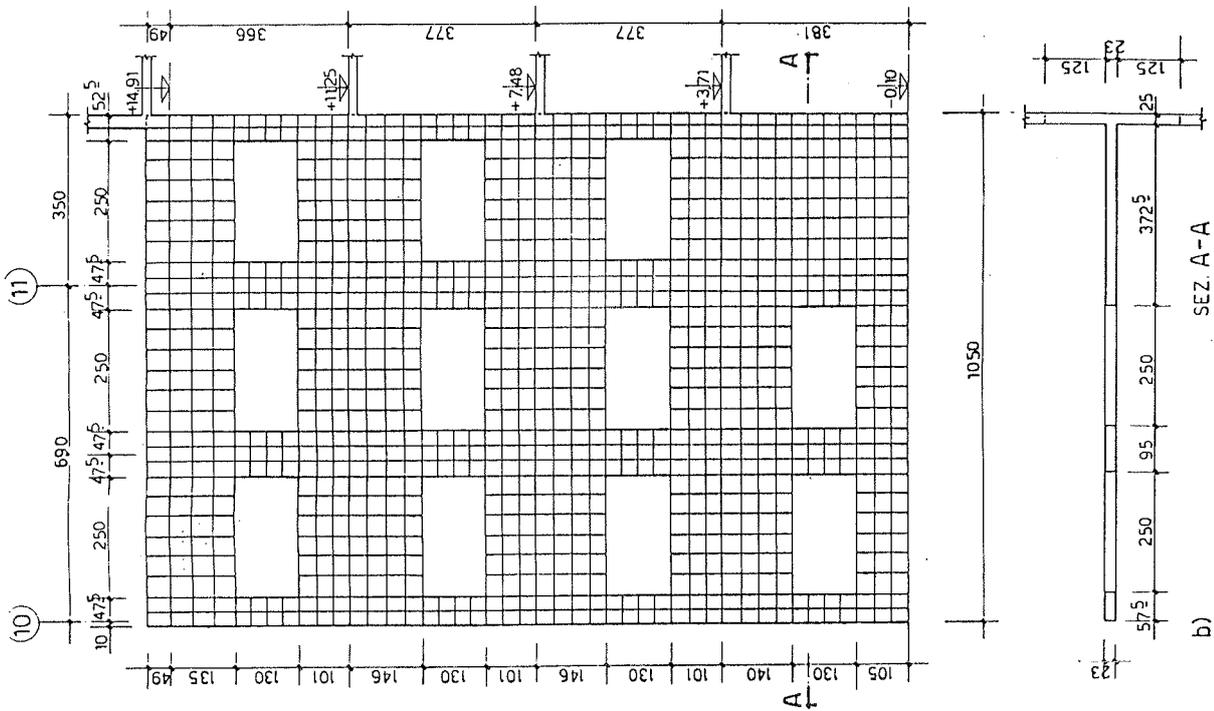
Fig. 1 - Fasi di esecuzione: (a) costruzione dei vani servizi; (b) montaggio delle strutture metalliche; (c) costruzione delle pareti in c.a..

1. DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO STRUTTURALE

Il nuovo ospedale è stato progettato sulla stessa area ove sorgeva il precedente, distrutto dal sisma del 1976. Il complesso consta di diversi edifici, fra i quali spiccano, per i particolari problemi di progettazione e di esecuzione cui hanno dato luogo, quelli del reparto degenze. Tale reparto è costituito da sei corpi di fabbrica a pianta rettangolare, aventi tre piani fuori terra ed altezza totale 15 m, separati mediante giunti sismici. Le strutture sono parzialmente metalliche e parzialmente in cemento armato. Precisamente: le strutture portanti verticali e orizzontali (colonne e travi) sono metalliche; i solai sono a struttura mista acciaio - c.a., composti da una lamiera grecata e da una soletta in conglomerato collaborante; le facciate, disposte sui lati maggiori, sono costituite da pareti finestrate in c.a., come pure in c.a. sono le strutture contenenti i vani servizi e montacarichi.

Il criterio fondamentale che ha presieduto alla progettazione è stato, da un lato, quello di realizzare un impianto strutturale di peso contenuto, dall'altro, quello di poter costruire tale impianto in tempi relativamente brevi. Queste necessità sono state soddisfatte ricorrendo all'impiego di strutture ad ossatura metallica, con nodi a cerniera, aventi il compito di far fronte alle sole azioni verticali, demandando ad idonee strutture in conglomerato armato il compito di resistere alle azioni orizzontali di esercizio (vento, eccentricità dei carichi verticali, azioni orizzontali prodotte da effetti $P-\Delta$), nonché a quelle eccezionali (sisma di progetto). Tale soluzione progettuale è peraltro stata suggerita dalla disposizione planimetrica degli edifici, ove le facciate, costituite da pareti finestrate disposte lungo i lati maggiori, potevano essere assunte quali elementi controventanti insieme alle pareti dei vani servizi. Dal punto di vista esecutivo, l'adozione di tale schema strutturale ha permesso una notevole flessibilità nella costruzione, cui sono conseguiti tempi di esecuzione sufficientemente contenuti. Si è dapprima proceduto alla esecuzione dei vani servizi mediante apposite casseforme; indi si è passati al montaggio delle strutture metalliche nella loro interezza, assicurandone la stabilità mediante controventature provvisorie; infine sono state realizzate le facciate in cemento armato e le solette collaboranti dei solai. Le fasi di esecuzione sono evidenziate nella Fig. 1a, b, c. Una conseguenza di questo modo di operare è stata, da un lato, la necessità di inglobare nelle facciate le colonne metalliche di perimetro, dall'altro, quella di disporre le travi maestre in direzione trasversale, onde rendere minimo il numero di connessioni tra gli elementi metallici di impalcato e le facciate in cemento armato. Una connessione diffusa tra le facciate e le solette collaboranti dei solai è stata peraltro realizzata mediante opportune barre di collegamento atte a trasferire le azioni orizzontali fra le due strutture. Analogo provvedimento è stato adottato per le pareti dei vani servizi.

Particolare importanza ha assunto l'esecuzione delle opere di fondazione. Infatti, nell'area occupata dai nuovi edifici, erano presenti



SPOSTAMENTI IN cm.
 C)
 NUMERI IN PARENTESI = SOLUZIONE CON ELEMENTI FINITI
 NUMERI SENZA PARENTESI = SOLUZIONE A TELAIO

Fig. 2 - (a) Pianta delle strutture; (b) suddivisione della parete in elementi finiti; (c) spostamenti trasversali.

le fondazioni del vecchio complesso ospedaliero. In particolare, il piano di posa delle fondazioni del fabbricato degenze si trova ad una quota sopraelevata di 4.20 m rispetto a quella delle precedenti fondazioni, ad esclusione della zona relativa al vano servizi. L'innalzamento del piano di posa è stato conseguito mediante la costruzione di un rilevato avente caratteristiche del tutto simili a quelle del terreno in sito, lasciando presenti le vecchie fondazioni, che, data la notevole altezza del rilevato, non hanno una apprezzabile interazione con le nuove. Nelle zone interrato si è invece proceduto alla demolizione delle vecchie fondazioni, ponendo le nuove sul terreno in sito. Poichè tale terreno presenta una situazione di marcato consolidamento, tale da risultare pressochè incomprimibile, il rilevato ha dovuto essere realizzato con particolare cura, utilizzando tecniche e materiali tali da garantire una deformabilità assai contenuta, controllata in fase esecutiva mediante prove opportunamente predisposte. Questa necessità si è resa indispensabile onde rendere praticamente trascurabili i cedimenti differenziali nelle fondazioni delle facciate in c.a. che, data la loro notevole rigidità, risultano particolarmente sensibili a tali cedimenti.

2. METODOLOGIA DI CALCOLO DELLE STRUTTURE DI CONTROVENTATURA

Nella Fig. 2a sono riportate in pianta le strutture in c.a. di controventatura di un corpo di fabbrica del reparto degenze. Tali strutture sono formate dalle tre facciate longitudinali 9 - 10 - 11, nonché dalle pareti 1 ÷ 8 del vano servizi. La distribuzione planimetrica delle strutture permette di fare le seguenti considerazioni. In presenza di azioni orizzontali in direzione x risulta prevalente la rigidità delle facciate longitudinali, cosicchè lo schema di controventatura può essere in prima approssimazione considerato isstatico, formato cioè dalle sole facciate che, essendo collocate sui lati dell'edificio, sono in grado di sopportare con relativa facilità anche le azioni torcenti. In presenza di azioni in direzione y, le strutture resistenti sono costituite essenzialmente dalle pareti 1 ÷ 4 del vano servizi le quali, avendo distanza relativa in direzione x piuttosto modesta, non sono atte a far fronte in modo soddisfacente alle sollecitazioni torcenti, che vengono quindi assorbite nella loro quasi totalità dalle facciate longitudinali. Si può pertanto affermare che per azioni in direzione y avviene un'automatica divisione dei compiti tra le strutture di controventatura e precisamente le pareti 1 ÷ 4 fanno fronte alle azioni aventi direzione y mentre le facciate equilibrano i momenti torcenti. Quanto ora detto costituisce una illustrazione semplificata del comportamento strutturale, la quale tuttavia permette una immediata ripartizione delle azioni orizzontali fra le strutture di controventatura che risulta identica ad ogni piano. Tale semplificazione, seppure utile per la comprensione del funzionamento del complesso delle strutture di controventatura e per una loro progettazione preliminare, non può comunque essere utilizzata per il calcolo e la

verifica definitiva delle sollecitazioni e degli spostamenti in quanto, da un lato, porterebbe in generale a sovrastimare le sollecitazioni nelle strutture assunte come resistenti, impedendone la valutazione in quelle non prese in considerazione, dall'altro, sovrastimerebbe gli spostamenti dei piani e valuterebbe in difetto l'efficienza del sistema di controventatura. E' quindi necessario considerare la totalità delle strutture resistenti, risolvendo uno schema iperstatico secondo le modalità brevemente indicate nel prosieguo.

3. RIPARTIZIONE DELLE AZIONI ORIZZONTALI

Ritenendo valida l'ipotesi di impalcati infinitamente rigidi nel proprio piano, lo stato di spostamento di ogni orizzontamento è descritto da un moto rigido piano. Si indichino pertanto con η_{xk} , η_{yk} , η_{zk} , i parametri di tale moto per il piano k-esimo, dei quali i primi due individuano gli spostamenti dell'origine O di due assi cartesiani ortogonali x, y, contenuti nel piano, nella direzione degli assi stessi ed il terzo individua la rotazione del piano intorno all'asse z, passante per O ed ortogonale agli assi x e y. Detto n il numero di piani dell'edificio, lo stato di deformazione è individuato dai 3n spostamenti rigidi dei piani che vengono assunti quali incognite del problema. Organizzati tali spostamenti nel vettore $\underline{\eta}^T = [\eta_{xk} \ \eta_{yk} \ \eta_{zk}]$ e le azioni esterne di piano F_{xk} , F_{yk} ed il momento torcente F_{zk} nel vettore $\underline{F}^T = [F_{xk} \ F_{yk} \ F_{zk}]$, il sistema di equazioni di equilibrio si scrive, (I):

$$\underline{D} \underline{\eta} = \underline{F} \quad , \quad 1)$$

essendo \underline{D} la matrice di rigidezza del complesso strutturale espressa dalla relazione:

$$\underline{D} = \sum_j (\underline{T} \underline{R}_j^T \underline{D}_j \underline{R}_j \underline{T}_j) \quad 2)$$

Nella 2) la somma è estesa a tutte le strutture di controvento, \underline{D}_j rappresenta la matrice di rigidezza della j-esima struttura valutata nel sistema di riferimento locale relativo a tale struttura, \underline{T} ed \underline{R} sono due matrici geometriche che tengono conto della ubicazione e della direzione di giacitura della j-esima struttura di controvento rispetto al sistema di assi xyz. Indicati infine con

$$\begin{aligned} \underline{\eta}_j^T &= [\eta_{xjk} \ \eta_{yjk} \ \eta_{zjk}] \\ \underline{F}_j^T &= [F_{xjk} \ F_{yjk} \ F_{zjk}] \end{aligned} \quad 3)$$

i vettori spostamento e forze relativi alla j-esima struttura di controvento, valutati nel sistema di riferimento locale ad essa relativo si ha:

$$\underline{n}_j = \underline{R}_j \underline{T}_j \underline{n} \quad 4)$$

$$\underline{D}_j \underline{n}_j = \underline{F}_j , \quad 5)$$

cosicchè in virtù delle 1) e 4) le 5) forniscono:

$$\underline{F}_j = \underline{D}_j \underline{R}_j \underline{T}_j \underline{D}^{-1} \underline{F} \quad 6)$$

La determinazione delle azioni \underline{F}_j agenti sulla j -esima struttura di controvento risulta pertanto possibile per mezzo della 6) non appena siano definite le matrici \underline{D}_j delle singole strutture, i cui elementi assumono valori differenti in relazione alla schematizzazione assunta per descrivere il comportamento delle strutture stesse. Nel caso in esame si hanno due distinti tipi di strutture di controvento: le pareti di facciata contenenti le aperture per le finestre e le pareti del vano servizi. Per queste ultime la determinazione della matrice di rigidezza è semplice in quanto esse sono assimilabili a mensole a parete piena, mentre per le pareti di facciata la schematizzazione risulta più complessa ed è stata effettuata seguendo due procedimenti aventi differente ordine di approssimazione. Nel primo procedimento le pareti di facciata sono state assimilate a telai con nodi opportunamente irrigiditi, nel secondo le pareti sono state schematizzate come continui bidimensionali facendo ricorso al metodo degli elementi finiti. La necessità di questa seconda schematizzazione è stata dettata dalla forma e dalle dimensioni geometriche delle pareti nelle quali, stanti i rapporti di snellezza dei ritte e degli architravi, lo stato tensionale differisce anche sensibilmente da quello calcolabile facendo riferimento alla teoria delle travi. Nondimeno si è voluta ugualmente effettuare una schematizzazione a telaio, sia perchè essa conduce a calcolazioni più semplici, sia per verificarne l'attendibilità e la possibilità di utilizzarla, se non altro per una valutazione preliminare del comportamento strutturale. L'analisi per elementi finiti può essere eseguita mediante programmi di calcolo di tipo generale. Essi richiedono generalmente un lungo lavoro preparatorio per la suddivisione della struttura e la descrizione dei carichi e dei vincoli ed inoltre i risultati che ne conseguono non sono di immediata lettura e valutazione. E' parso quindi opportuno modificare un programma di ricerca (II), dotandolo di una generazione automatica dei dati, nonchè di un'analisi pure automatica dei risultati. Il programma utilizza elementi finiti rettangolari composti da quattro elementi triangolari a stato di deformazione costante. I valori calcolati dello stato di tensione sono ottenuti come valori medi di quelli esistenti nei quattro triangoli. Le azioni interne sono calcolate sulla base delle forze nodali che, a differenza delle tensioni, soddisfano rigorosamente l'equilibrio nel modello per elementi finiti. Nel caso in esame, ove non si è resa necessaria una suddivisione in elementi eccessivamente spinta, Fig. 2b, i risultati così ot

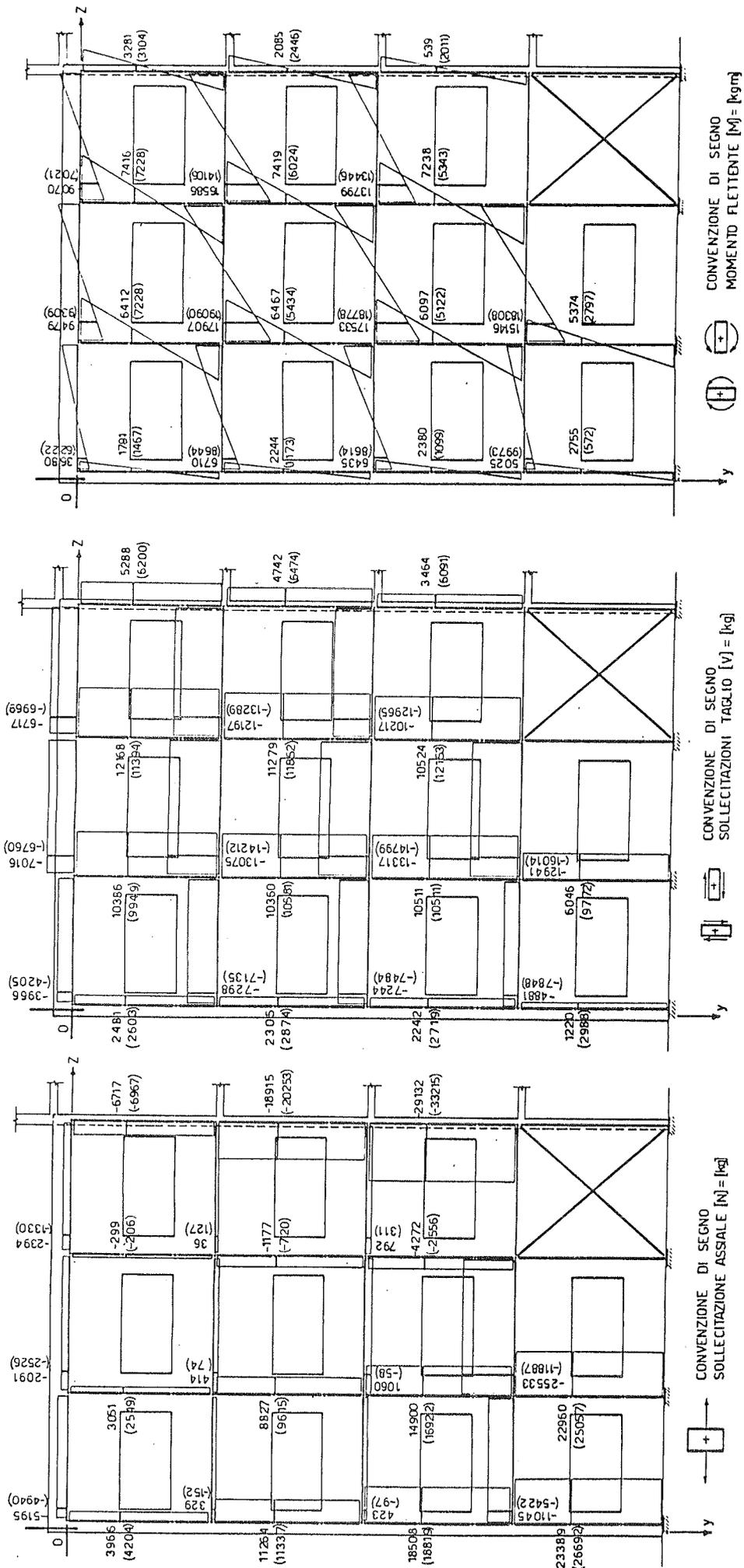
tenuti risultano più precisi. L'impiego del programma così strutturato si è dimostrato molto economico ed ha richiesto per il calcolo di ogni parete mediamente due minuti di CPU del calcolatore UNIVAC 1100/80. La schematizzazione a telaio è stata effettuata mediante un programma di normale routine e si è tenuto conto dell'incremento di rigidità nelle aste in corrispondenza ai nodi facendo riferimento ad una sezione maggiorata ottenuta considerando una variabilità lineare dell'altezza delle aste con inclinazione $\beta = 30^\circ$. Nelle zone ove sono assenti le aperture si è individuato un traliccio resistente composto da aste diagonali aventi opportuna sezione trasversale (III).

4. RISULTATI E COMMENTI

L'analisi delle strutture di controvento è stata effettuata considerando un comportamento elastico lineare in presenza delle azioni sismiche di progetto agenti in direzione x o y. Le azioni sismiche orizzontali sono state determinate mediante un'analisi statica equivalente, secondo le indicazioni contenute in (IV) per le zone sismiche di prima categoria. Con riferimento alla parete 9, (Fig. 2a), adiacente al vano servizi, nella Tab. 1 sono riportate per le due schematizzazioni assunte le azioni orizzontali agenti ai vari piani per sisma avente direzione x o y.

PIANO	SISMA IN DIREZIONE x		SISMA IN DIREZIONE y	
	SOLUZIONE A TELAIO (Kg)	SOLUZIONE CON ELEM. FINITI (Kg)	SOLUZIONE A TELAIO (Kg)	SOLUZIONE CON ELEM. FINITI (Kg)
Quarto	30729	30180	16191	16054
Terzo	-2043	1707	-3738	-1905
Secondo	-1944	-224	-3768	-2231
Primo	40089	22768	22238	11138

Tab. 1 - Ripartizione delle forze orizzontali sul controvento n. 9.



a) NUMERI IN PARENTESI = SOLUZIONE CON ELEMENTI FINITI
 NUMERI SENZA PARENTESI = SOLUZIONE A TELAI

Fig. 3 - Diagrammi delle azioni interne.

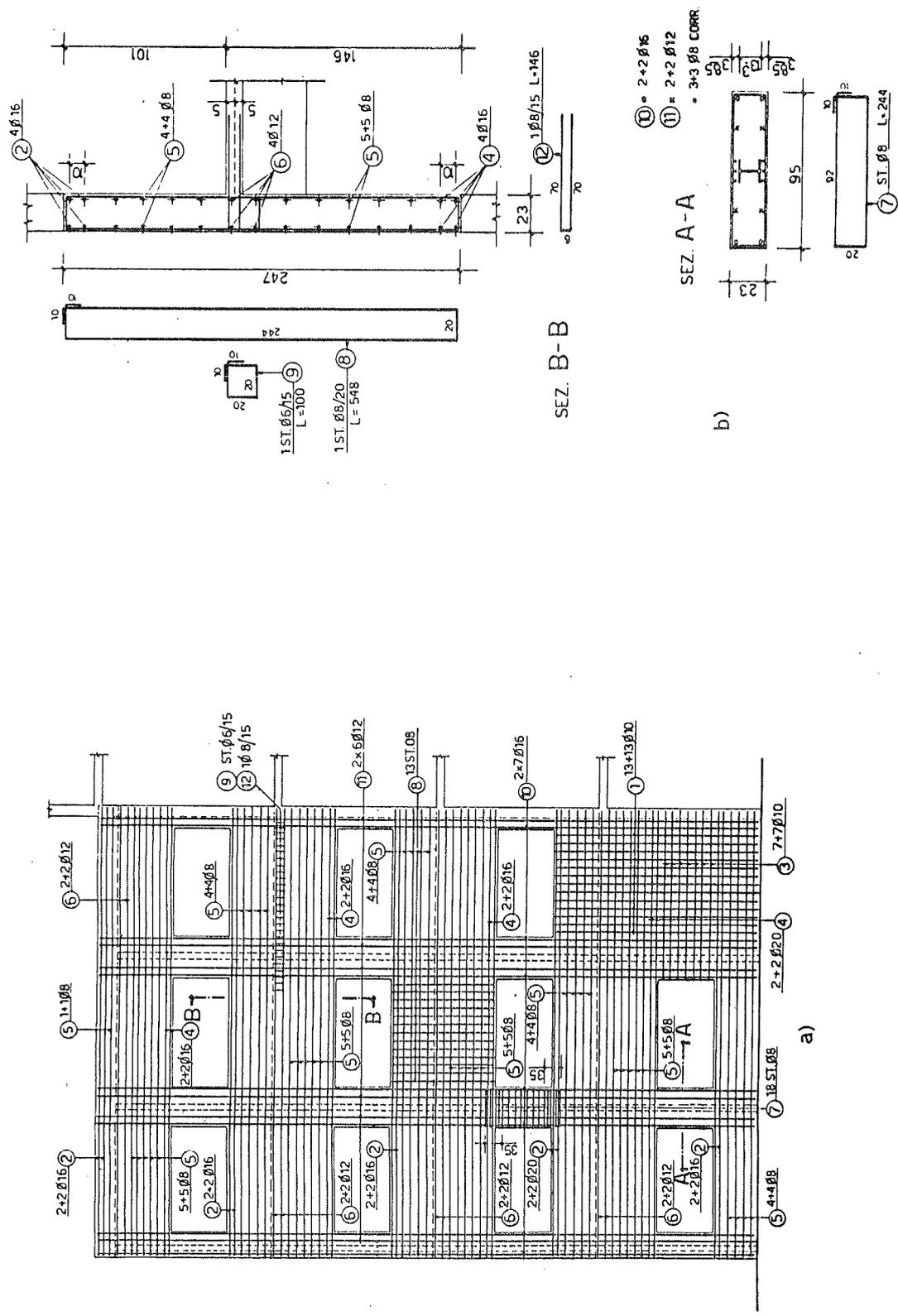


Fig. 4 - (a) Disposizione delle armature nelle facciate; (b) dettagli di armatura.

A causa della eterogeneità di comportamento delle strutture di controvento, della differente quota del piano di posa delle loro fondazioni e al fatto che la parete 10 non è presente all'ultimo interpiano, le azioni orizzontali mostrano una marcata variabilità lungo l'altezza dell'edificio ed in particolare assumono valori elevati al primo ed all'ultimo piano mentre sono molto contenute ai piani intermedi. Tale carattere è ovviamente presente in entrambe le schematizzazioni. Le differenze fra le azioni orizzontali che si manifestano adottando la schematizzazione a telaio o quella per elementi finiti, sono sensibili al primo piano e praticamente nulle all'ultimo. Ciò è dovuto essenzialmente al fatto che la presenza delle aste diagonali nelle zone prive di aperture conferisce alla schematizzazione a telaio una rigidità notevolmente elevata nel primo interpiano. Ai piani superiori, ove la dislocazione delle aperture è uniforme, le due schematizzazioni sono pressochè coincidenti in termini di rigidità il che attenua fino a farle quasi scomparire le differenze presenti al primo piano. Ciò è del resto confermato dall'analisi degli spostamenti trasversali riportati in Fig. 2c, ove si nota una sempre migliore concordanza al crescere dell'altezza. In particolare si osservi che tale concordanza si manifesta anche al primo piano malgrado le differenti rigidità che si hanno nelle due schematizzazioni, ma questa concordanza in realtà è solo apparente in quanto, come appare in Tab. 1, le forze orizzontali applicate a tale piano differiscono sensibilmente nelle due schematizzazioni. Le sollecitazioni sono riportate in Fig. 3a, b, c ove a tratto continuo sono indicate quelle della schematizzazione a telaio, mentre di quelle della schematizzazione per elementi finiti sono riportati in parentesi i valori numerici calcolati in alcune sezioni significative. Le differenze più sensibili si manifestano anche in questo caso nel primo interpiano per poi gradatamente ridursi ai piani superiori. Sulla base di tali sollecitazioni sono state progettate le armature metalliche, la cui verifica è stata condotta secondo il criterio delle tensioni ammissibili. Nella Fig. 4a, b sono mostrati alcuni dettagli di tali armature, in particolare si noti l'infittimento delle staffe alle estremità dei ritti, particolarmente utile per conferire un confinamento trasversale al conglomerato onde permetterne deformazioni ultime elevate cui consegue una migliore duttilità della struttura sotto sisma.

DATI CONCERNENTI LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE

La coordinazione generale della progettazione e dell'esecuzione del complesso ospedaliero è stata curata, in regime di concessione, dalla Soc. SVEI, s.p.a., del gruppo IRI-ITALSTAT, che si è avvalsa per la costruzione di una associazione temporanea di imprese costituita dalla:

IPISYSTEM s.p.a., Milano per le strutture metalliche;

ASTER s.p.a., Milano per gli impianti;

VENTURINI s.p.a., Gemona del Friuli per le opere civili.

La progettazione delle strutture in c.a. è stata affidata all'ing.

Fernando Fuccaro con la consulenza degli scriventi. I lavori sono iniziati il 5 maggio 1982 ed attualmente le strutture sono state completate.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia la SVEI s.p.a. per il materiale fotografico fornito e la collaborazione prestata nella redazione della presente memoria e l'ing. M.G. Mulas per la preparazione dei dati per il programma per elementi finiti.

BIBLIOGRAFIA

- I) MOLA, F., CASTELLI, M., "Problemi di controventatura degli edifici", Atti del Congresso CTE 1982, Verona, nov. 1982.
- II) CEDOLIN, L., DEI POLI, S., "Finite Element Studies of Shear Critical R/C Beams", J. of the Eng. Mech. Div., ASCE, giugno 1977.
- III) TONIOLO, G., MALERBA, P.G., "Metodi di discretizzazione dell'analisi strutturale", Masson Italia, Milano, 1981.
- IV) Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche, D.M. 3 marzo 1975.