PER. [illegible]
3051

POLITECNICO DI TORINO
INVENTARIO N. 34653
BIBLIOTECA CENTRALE

POLITECNICO DI TORINO
BIBLIOTECA

ATTI E RASSEGNA TECNICA

DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI IN TORINO

RIVISTA FONDATA A TORINO NEL 1867

1973-74

Pol. 634

NUOVA SERIE . ANNO XXVII . N. 1-2 . GENNAIO-FEBBRAIO 1973

FIAT
TORINO

SOMMARIO

ATTI DELLA SOCIETÀ

S. Barbaro - *Il calcolo automatico nella progettazione delle opere di ingegneria civile - Automazione nella progettazione e nel disegno della carpenteria metallica* . . . pag. 1

Dibattito sulla tangenziale Est . . . . . » 5

BIBLIOTECA · DEL · POLITECNICO · DI · TORINO

RASSEGNA TECNICA

A. Russo Frattasi - *Considerazioni sulla mobilità nelle aree urbane* . . . . . » 12

C. E. Callari - *Distribuzione degli sforzi taglianti orizzontali di origine sismica lungo l'altezza delle strutture elastiche a telaio multipiano* . . . . . » 17

Dagli Atti del Convegno A.I.D.A.A. del giugno 1972:

A. Salvetti, A. Del Puglia, C. Casarosa - *Su alcuni fenomeni di fatica in strutture aeronautiche a guscio irrigidite* . . » 21

R. Barboni - O. Carlini - *Influenza della flessibilità delle pareti sulle oscillazioni delle masse liquide dei serbatoi* . . . » 29

SOCIETÀ PER AZIONI UNIONE CEMENTERIE

MARCHINO EMILIANE E DI AUGUSTA

UNI CEM

Direzione Generale:
Via C. Marenco 25
10126 TORINO

Direttore: Guido Bonicelli.

Comitato d'onore: Gaudenzio Bono, Mario Brunetti, Cesare Codegone, Federico Filippi, Rolando Rigamonti, Rinaldo Sartori, Paolo Verzone, Vittorio Zignoli.

Comitato di redazione: Anna E. Amour, Giuseppe Boffa, Dante Buelli, Francesco Dolza, Loris Garda, Carlo Mortarino, Mario Federico Roggero, Ugo Piero Rossetti.

Segretario di redazione: Oreste Gentile.

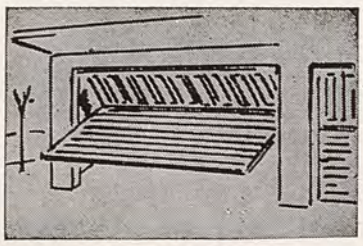
Redazione, segreteria, amministrazione: Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino, via Giolitti, 1 - Torino.

Pubblicazione mensile inviata gratuitamente ai Soci della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino. — Per i non Soci: abbonamento annuo L. 6.000. - Estero L. 8.000. Prezzo del presente fascicolo L. 1000.

La Rivista si trova in vendita: *a Torino* presso la Sede Sociale, via Giolitti, 1.

SPEDIZIONE IN ABBONAMENTO POSTALE — GRUPPO III/70

ELLO SCRIVERE AGLI INSERZIONISTI CITARE QUESTA RIVISTA



SERRANDE DI SICUREZZA **BENEDETTO PASTORE** S.p.A.

Capitale Sociale L. 425.000.000

ESPORTAZIONE

TUTTI I TIPI DI CHIUSURE DI SICUREZZA, AVVOLGIBILI "CORAZZATA" RIDUCIBILI, RIPIEGABILI, SCORREVOLI A BILICO PER ABITAZIONI, NEGOZI, GARAGES, STABILIMENTI

PASTORE SERRANDE DI SICUREZZA

SEDE E STABIL.: **10152 TORINO - C. NOVARA, 112 - TEL. 233.933** (5 linee)

IMPIANTI TERMICI
RADIAZIONE
CONDIZIONAMENTO
VENTILAZIONE
IDRAULICI SANITARI

BREVETTO ITALIANO 452325
STRAMAX
RADIAZIONE DIFFUSA - MINIMA INERZIA
RISCALDAMENTO - RAFFRESCAMENTO
PROTEZIONE ACUSTICA

g. SARTORIO e f.°

DI ING. LORENZO SARTORIO & C. S.A.S.

10139 - TORINO - VIA BARDONECCHIA, 5

TELEF. 37.78.37
(3 linee con ric. autom.)

CALCESTRUZZI TORINO S.p.A.

UFFICI E SEDE: VIA TIRRENO N. 45
TEL. 502.102 (ric. aut.) - **10134 TORINO**

INDUSTRIA DEL CALCESTRUZZO PRECONFEZIONATO

CENTRALI DI BETONAGGIO N. 9

TORINO	- Via Nallino, ang. C. Orbassano - tel. 393.996
	- Via Sandro Botticelli - tel. 267.010
	- Via Pietro Cossa - tel. 737.070
MONCALIERI	- Corso Trieste, 140 - tel. 667.786
	- Regione Bauducchi - Corso Savona, 76 - tel. 645.859
LA LOGGIA	- Str. Statale n. 20 - Ponte Chisola - tel. 645.983
VENARIA	- Strada Caselle - tel. 592.800
RIVOLI	- C.so IV Novembre - tel. 950.416
ORBASSANO	- Str. Beinasco

CALCESTRUZZI A DOSAGGIO, A RESISTENZA GARANTITA E SPECIALI - GETTI CON POMPA

ATTI DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI IN TORINO

Tavola rotonda del 24 febbraio 1972 sul tema:

«Il calcolo automatico nella progettazione delle opere di ingegneria civile»

La sera del 24 febbraio 1972, presso la sede dell'Unione Industriale, si è tenuta una Tavola Rotonda organizzata congiuntamente dall'Associazione Nazionale Italiana per l'Automazione (ANIPLA) e dalla nostra Società sul tema: « Il calcolo automatico nella progettazione delle opere di ingegneria civile ».

Relatori sono stati il prof. ing. Giuseppe Inghilleri, Direttore dell'Istituto di Topografia del Politecnico di Torino, che ha parlato sull'applicazione ai lavori topografici, l'ing. Serafino Barbaro, della Società SAE di Milano, sull'applicazione alla progettazione delle strutture metalliche, ed infine l'ing. Lionello Trischitta, Direttore Tecnico della Società Technital di Verona, sull'applicazione al calcolo delle strutture in cemento armato.

Facciamo seguito all'articolo di Francesco Ossola, comparso nel numero di marzo-aprile scorso, pubblicando la seguente memoria trasmessaci dall'ing. Serafino Barbaro:

Automazione nella progettazione e nel disegno della carpenteria metallica

SERAFINO BARBARO espone i programmi che normalmente sono utilizzati presso la Società Anonima di Elettrificazione (SAE) per il calcolo di strutture in acciaio. Illustra altresì il programma per il disegno delle strutture a traliccio per elettrodotti, realizzato da un plotter collegato al calcolatore.

Tratterò l'argomento della progettazione automatica e del disegno nella carpenteria metallica riferendomi a quanto è stato fatto in questo campo nella mia società.

La SAE oltre ad essere una società produttrice di carpenteria è anche una società di progettazione, in quanto oltre a fare il progetto delle strutture che costruisce, riceve spesso, specialmente dalle grosse società americane, commesse per la progettazione, disegno, costruzione e prove di prototipi di sostegni per elettrodotti di particolare importanza.

Il calcolatore elettronico è entrato nella nostra società nel 1959 principalmente per svolgere lavori di progettazione. È stato evidentemente utilizzato anche per lavori più classici come controllo degli stock, ordini di materiali, documenti di lavorazione, paghe, ecc.

Ho voluto parlare di quanto sopra perchè penso che sia uno dei primi esempi in cui lo scopo principale dell'installazione di un calcolatore è stato quello della progettazione tecnica.

Quando si vuole automatizzare una procedura di progettazione si possono seguire due strade:

1) fare svolgere dal calcolatore gli stessi passi che segue il progettista nella stesura manuale della progettazione;

2) impostare lo sviluppo del progetto utilizzando i metodi più sofisticati della scienza della costruzione, sfruttando così a pieno le possibilità che solo un calcolatore elettronico può consentire.

Nel primo caso il calcolatore segue in maniera più veloce e precisa quanto svolge l'uomo, però, proprio in quanto utilizza le stesse tecniche manuali che per forza di cose impongono spesso una semplificazione degli schemi strutturali per evitare il calcolo delle iperstatiche, il progetto finale non è perfetto; i risultati cioè hanno un certo grado di approssimazione.

Nel secondo caso il progetto finale non ha approssimazioni degne di nota però, tra l'altro, il tempo impiegato dal calcolatore è in genere molto superiore a quello occorrente nel primo caso; può succedere inoltre che si renda necessario un calcolatore più potente.

Mi riprometto di ritornare successivamente su quanto detto precedentemente illustrando le differenze che si hanno nel caso del progetto delle strutture per elettrodotti.

Noi abbiamo cominciato con l'automatizzare la procedura della progettazione delle strutture a traliccio per elettrodotti secondo i criteri di cui al punto 1).

La nostra scelta è dipesa dai seguenti motivi:

1) gli schemi strutturali dei sostegni a traliccio erano alla fine degli anni 50 e per i primi del 60 abbastanza semplici;

2) il metodo di calcolo manuale, in cui le iperstatiche venivano risolte con dei criteri di simmetria o con delle ipotesi semplificative di distribuzione degli sforzi, forniva dei risultati accettabili che tra l'altro erano suffragati dalle prove di

carico effettuate su un gran numero di strutture presso la nostra stazione di prova;

3) il metodo di calcolo approssimato era accettato universalmente;

4) il calcolatore disponibile, un Gamma E T a tamburo magnetico della Olivetti Bull, era di potenza media;

5) era nostra intenzione effettuare l'ottimizzazione delle strutture e quindi era necessario che il tempo occorrente per il calcolo di un sostegno fosse molto limitato (4 o 5 minuti).

6) il numero di progetti svolti ogni anno era di parecchie centinaia e quindi era giustificato il grosso onere che comportava la realizzazione del programma.

Nel programma che noi abbiamo sviluppato, i dati che il progettista deve fornire sono molto semplici e si riferiscono principalmente alle dimensioni geometriche che definiscono la silhouette del disegno, ai carichi trasmessi dai conduttori, al vento che agisce sul sostegno, al tipo di sostegno, ai codici delle tralicciature del fusto, ai codici della tabella dei profilati, della curva di pressoflessione e del tipo di bulloni che si possono adoperare nel progetto.

Queste ultime informazioni sono ricavate dalle norme alle quali deve attenersi la progettazione. I risultati forniti dal calcolatore per ogni membratura sono i seguenti:

a) sforzo massimo di compressione e trazione e numeri delle ipotesi di carico che l'hanno determinate;

b) lunghezza tra i collegamenti estremi;

c) lunghezza libera di flessione;

d) snellezza (cioè rapporto tra la lunghezza libera di flessione ed il raggio d'inerzia);

e) profilato adoperato (il profilato è scelto dal calcolatore in modo che pur rispettando i limiti di sollecitazione imposti risulti il più economico della serie a disposizione);

f) sollecitazione ammissibile e sollecitazione effettiva;

g) numero, tipo e disposizione dei bulloni che formano il collegamento con le altre membrature;

h) sollecitazione nei bulloni;

i) peso della membratura stessa.

Vengono inoltre forniti i pesi parziali delle varie parti che compongono il sostegno. Contemporaneamente vengono anche indicati i costi parziali delle varie parti e il costo totale del sostegno.

Essendo riusciti ad ottenere dei tempi molto ridotti, circa 3 minuti, per il calcolo di un sostegno, il successivo passo è stato quello di sviluppare un programma automatico di ottimizzazione. Il processo di ottimizzazione è sviluppato ricercando il costo minimo del sostegno attraverso lo studio delle linee di massima pendenza della funzione costo. È il cosiddetto metodo del gradiente, opportunamente modificato per tener conto della discontinuità della funzione costo originata dalla variazione non continua delle dimensioni dei profilati e dal numero discreto dei bulloni occorrenti al variare dei parametri, cioè delle grandezze geometriche fondamentali.

Il programma di ottimizzazione da noi sviluppato (vorrei ricordare che le prime applicazioni sono del 1960) costituì, a quanto ci consta, il primo caso di utilizzazione di un elaboratore elettronico nella ottimizzazione del progetto di strutture in acciaio.

Nel corso degli anni il programma originale di calcolo dei sostegni è stato modificato ed ampliato fino a comprendere oggi circa 200 routines di calcolo che si riferiscono alle diverse parti o forme geometriche dei sostegni o che comunque costituiscono sezioni di elaborazione.

Nella seconda metà degli anni 60 si è sviluppata specie all'estero una forte tendenza all'aumento della tensione di trasmissione dell'energia elettrica. Diventavano sempre più comuni le linee a 500 kV e cominciavano a comparire le linee a 750 kV. I nostri programmi di calcolo, che ricordo non facevano altro che seguire gli stessi criteri di quanto fatto manualmente, si dimostravano insufficienti sia perchè il carico non era più applicato solamente in punta alle mensole e quindi in maniera simmetrica o emisimmetrica, sia perchè cambiavano le forme geometriche e, soprattutto, perchè le approssimazioni accettabili per sostegni relativamente piccoli come erano quelli fino a 380 kV non lo erano del tutto per i nuovi tipi e per i nuovi carichi che agivano sui sostegni stessi. Anche perchè inoltre veniva a cadere uno dei presupposti principali sui quali si basava il nostro programma di calcolo dei sostegni; quello della simmetria sia geometrica che dei carichi applicati.

A titolo di esempio indicherò alcuni elementi relativi ad un tipico sostegno a 220 kV e di uno a 765 kV. I valori si riferiscono a sostegni con conduttori in piano.

Distanza tra l'estremità delle mensole 18 metri per il sostegno a 220 kV, 32 metri per il sostegno a 765 kV.

Altezza del piano mensole dal terreno 24 metri - 47 metri.

Larghezza alla base del sostegno 8 metri - 14 metri.

Carichi trasversali trasmessi dal conduttore 1700 kg - 10.100 kg.

Tiro del conduttore 3650 kg - 9100 kg.

Come si vede, le differenze sono notevoli, sia come dimensioni geometriche che come carichi agenti sulle strutture.

Nel 1966 il calcolatore Elea 6001 (calcolatore di cui era dotato il nostro centro elettronico in quel periodo) fu sostituito da un 360/30 IBM e nel 1967, avendo l'IBM messo a disposizione il programma STRESS per il 1130, iniziammo gli studi per la sua trasformazione sul 360/30.

Lo STRESS (Structural Engineering System Solver) sviluppa l'analisi elastica di una struttura reticolare spaziale (o piana) risolvendo un sistema di $M \times N$ equazioni lineari in $M \times N$ incognite dove M sono le deformazioni possibili ai nodi ed N il numero dei nodi.

Con un notevole lavoro di programmazione e di riorganizzazione siamo riusciti a ridurre in maniera drastica il tempo impiegato dal programma originale *IBM*, tanto che alla fine il tempo necessario per sviluppare un calcolo di un sostegno normale era al di sotto dell'ora.

Penso che sia il caso che mi soffermi un poco per illustrare come devono essere forniti i dati ad un programma generale di calcolo tipo STRESS e sotto quale forma vengono stampati i risultati (quanto dirò vale praticamente anche per tutti gli altri programmi di questo tipo che oggi mettono a disposizione le varie case costruttrici di calcolatori).

Essendo lo STRESS adatto a svolgere qualsiasi tipo di calcolo strutturale, i dati che gli devono essere forniti sono i più generali possibili e si possono raggruppare nei seguenti gruppi:

1° - Tipo della struttura da calcolare che può essere:

a) struttura piana con cerniere ai nodi;

b) struttura piana con incastri ai nodi;

c) struttura spaziale con cerniera ai nodi;

d) struttura spaziale con incastri ai nodi;

e) griglie piane.

2° - Coordinate di tutti i nodi e numerazione relativa.

3° - Individuazione delle aste e numerazione delle aste stesse mediante il numero dei 2 nodi di estremità.

4° - Caratteristiche delle aste (sezioni e momenti d'inerzia).

5° - Condizione di carico della struttura (i carichi possono essere applicati ai nodi e sulle aste).

6° - Modulo di elasticità del materiale.

Come si può facilmente intuire, appena la struttura, specie se spaziale, è un po' complessa, i dati da fornire sono molti ed è facile commettere degli errori; per es. mentre i dati necessari per il calcolo di un sostegno sono raccolti in circa 20 schede per il nostro programma normale di calcolo, ne occorrono circa 500 per lo STRESS.

Per semplificare il più possibile i dati abbiamo creato a monte dello STRESS dei programmi che permettono, nel caso delle strutture per elettrodotti, di sfruttare le simmetriche geometriche riducendo così al 25 % i dati che debbono essere forniti al calcolatore.

Abbiamo diminuito il numero delle coordinate da calcolare manualmente facendo svolgere il più possibile questa funzione al calcolatore stesso. Per permettere un facile controllo da parte del progettista, abbiamo messo a punto un programma che disegna in prospettiva, sfruttando i dati di ingresso dello STRESS, la struttura che deve essere calcolata. Abbiamo anche modificato lo STRESS in modo da fornire al progettista ulteriori elementi di controllo come:

a) numero di aste che convergono in ogni nodo ed indicazione delle aste stesse;

b) lunghezza di ogni asta e sua proiezione secondo i tre assi principali della struttura.

Malgrado tutti questi elementi di controllo può succedere che vi siano lo stesso degli errori che possono però essere notati solo in fase di analisi dei risultati. I risultati forniti dallo STRESS si possono dividere in due gruppi: sforzi nelle aste e spostamento dei nodi.

Nel caso delle strutture con nodi a cerniera si hanno gli sforzi di trazione e compressione alle due estremità delle aste.

Lo STRESS non dà per ogni asta lo sforzo massimo tra quelli indotti dalle varie condizioni di carico e deve essere cura del progettista di determinare questo sforzo.

Se teniamo conto che le condizioni di carico possono essere molto numerose e che le aste uguali, che cioè devono essere costruite con lo stesso profilo, sono almeno quattro, ci si rende conto che il progettista deve fare un notevole lavoro di ricerca prima di riuscire a determinare con quale sforzo deve essere verificata l'asta. Per ovviare a questo inconveniente abbiamo modificato lo STRESS assegnando ad ogni asta una sigla convenzionale che può essere comune a più aste ed abbiamo fatto in modo che venissero ristampati, in un tabulato riassuntivo, gli sforzi massimi di compressione e trazione e le ipotesi che li hanno generati, validi per tutte le aste della stessa sigla.

Non abbiamo eliminato le stampe degli sforzi così come sono fornite dallo STRESS perchè solamente da un'analisi di detti sforzi è possibile assicurarsi che i dati forniti all'elaboratore sono giusti. Infatti, per es., aste simmetriche devono avere in ogni ipotesi sforzi uguali. Questo controllo evidentemente non può essere effettuato sul tabulato riassuntivo in cui le varie aste vengono raggruppate sotto un solo nome.

Abbiamo inoltre completato lo STRESS con un programma che, come nel caso del programma normale dei sostegni, determina in base agli sforzi i profilati ed i bulloni da impiegare.

L'analisi degli spostamenti dei nodi è a nostro avviso fondamentale sia perchè occorre controllare che lo spostamento massimo sia nei limiti stabiliti sia perchè solamente dall'analisi della congruenza degli spostamenti si può essere sicuri che i dati forniti sono esatti ed il calcolo quindi corretto.

In conclusione risulta, a nostro avviso, che i programmi di analisi elastica sono di enorme aiuto al progettista, ma che occorre adoperarli con cautela perchè, data la facilità con cui si possono commettere errori nel fornire i dati, i risultati debbono essere sempre sottoposti ad una accurata analisi.

Voglio dire che il calcolatore non elimina o sostituisce il progettista, ma svolge solo dei calcoli ed anzi crea, almeno questo è successo nella nostra società, dei progettisti di livello superiore.

Per concludere questa breve relazione su quanto viene svolto da noi nel campo della progettazione dei sostegni per elettrodotti citerò alcuni dati

che reputo interessanti. I dati si riferiscono al 1971:

1) impiego del calcolatore per circa 2000 ore;

2) progetti eseguiti con il programma normale 325;

3) progetti eseguiti con il programma STRESS 57.

Un altro campo dove viene impiegato il calcolatore è quello della progettazione di capannoni e di edifici sia civili che industriali.

In questo caso, data la limitata ripetitività degli schemi strutturali, ci siamo, anche per schemi relativamente semplici, valsi dei programmi di calcolo generale tipo STRESS.

La prima applicazione è del 1964. Il programma adoperato è stato il SIGMA della Olivetti.

Si trattava di calcolare le strutture di controventatura dell'edificio della Torre Turati in Piazza della Repubblica a Milano. L'impiego del calcolatore si era reso necessario non tanto per calcolare gli sforzi delle aste (gli schemi strutturali erano relativamente semplici), ma per determinare la deformazione che subiva l'edificio sotto l'azione del vento.

Oggi lo STRESS è adoperato normalmente per il calcolo dei telai sia piani che spaziali, mentre per quanto riguarda i capannoni viene usato nel caso in cui la complessità della struttura o dei carichi applicati rende il calcolo manuale difficile o poco approssimato.

Lo STRESS viene sempre adoperato quando è necessario conoscere la deformazione della struttura.

Anche in questa applicazione lo STRESS è stato modificato sia per semplificare i dati in input sia per rendere agevole e sicura l'analisi ed i successivi calcoli che il progettista deve svolgere sui risultati dell'elaborazione. Per esempio è stata modificata la stampa dei risultati aggiungendo un pezzo di programma che permette, mediante informazioni riportate su una scheda, di combinare varie condizioni di carico in modo di fornire il valore di sollecitazione massima che si ha in ogni asta.

Vengono anche stampati, per ogni combinazione, i valori del momento, dello sforzo assiale e di quello di taglio.

L'utilità di questo programma nasce dal fatto che le sollecitazioni in ogni asta per una combinazione di carico, non sono la somma algebrica di quelle generate da tutte le singole condizioni di carico, ma la somma solamente di quelle che portano ad un incremento della sollecitazione.

L'inserimento di questo programma ha permesso di risparmiare per ogni progetto alcuni giorni di lavoro del progettista, diminuendo inoltre la possibilità di errori.

Vale anche per questa applicazione dello STRESS quanto ho già detto nel caso dei calcoli per i sostegni per elettrodotti circa il pericolo di errore nel fornire i dati al calcolatore e quindi della necessità di una accurata analisi dei risultati.

Per concludere sul calcolo automatico nella progettazione penso che si possa dire che i programmi generali sono di grande aiuto e spesso oggi indispensabili, ma che occorre modificare l'input e l'output per adattarli al particolare tipo di progetto che si vuole effettuare.

Parlerò adesso brevemente dell'automazione del disegno costruttivo delle strutture metalliche.

Il programma da noi sviluppato si riferisce al disegno delle strutture a traliccio per elettrodotti.

Abbiamo sviluppato questo programma perchè la grande ripetitività dei disegni di queste strutture (circa 5000 tavole all'anno) giustifica l'onere di programmazione ed analisi per la sua automazione. (Si sono resi necessari più di quattro anni-uomo di lavoro).

Nell'attuale procedura non automatica un disegnatore sulla base di uno schema di progetto della struttura, dopo aver eseguito alcuni calcoli geometrici preliminari, svolge i conteggi relativi agli sviluppi geometrici delle singole membrature, studia la forma e la geometria dei collegamenti e delle lavorazioni necessarie e procede al tracciamento del disegno quotato costruttivo delle varie parti della struttura.

Allo scopo di controllo un secondo disegnatore ripete, indipendentemente dal primo, tutti i calcoli.

Infine a partire da disegni così ottenuti, uno « schedatore » produce per ogni membratura alcune schede che ne descrivono tipo, geometria e lavorazioni occorrenti. Queste schede vengono poi elaborate dal calcolatore elettronico per produrre bande per macchine a controllo numerico, distinte di lavorazione, distinte di approvvigionamento di materiali, distinte di spedizione, ecc.

Il programma che abbiamo messo a punto ha lo scopo di rendere in gran parte automatica la procedura predetta ottenendo i seguenti vantaggi:

1) I disegni costruttivi potranno venire approntati in un tempo sensibilmente ridotto.

2) I carichi di lavoro anche improvvisi verranno facilmente affrontati in virtù del ridotto tempo di approntamento automatico dei disegni.

3) La possibilità di errori sarà confinata ai dati di input del programma automatico; pertanto il controllo sarà limitato solamente a questi dati.

4) Addirittura eliminato potrà essere il lavoro di schedatura per le elaborazioni successive, potendo le schede venire prodotte automaticamente (e senza possibili errori) dall'elaboratore elettronico sulla base dei dati stessi con i quali si ottiene il tracciamento dei disegni.

Il programma automatico dei disegni si articola su quattro fasi.

1ª fase: in essa a partire dai dati iniziali desunti dallo schema di progetto vengono ottenuti dai disegni di insieme (non ancora costruttivi) delle diverse parti della struttura progettata nei quali sono tracciati gli assi di collegamento e le quote di tutti gli sviluppi geometrici totali e parziali degli assi stessi.

2ª fase: in questa fase si provvede alla scelta del calcolo geometrico dei collegamenti e della lavorazione delle singole membrature.

I suoi dati di ingresso sono costituiti dai dati geometrici relativi allo sviluppo delle membrature e dalle altre informazioni disponibili al termine della 1ª fase, integrati da altri dati forniti dal disegnatore. L'entità di questi ultimi dati (che saranno prevalentemente indicazioni codificate relative alla scelta dei collegamenti) dipenderà in modo diretto dal grado di sviluppo di questa fase di programma. Questa fase è ancora oggi in continua evoluzione.

3ª fase: essa opera il tracciato dei disegni costruttivi definitivi nei quali le singole membrature complete di quote ed indicazioni delle lavorazioni sono disegnate una a fianco all'altra come in un catalogo.

4ª fase: essa permette di ottenere automaticamente la schedatura delle membrature ai fini delle lavorazioni successive.

Vi ho parlato dell'automazione del progetto e del disegno, ma voglio aggiungere che essa è una parte di un sistema integrato che, partendo proprio dalla progettazione, arriva fino al controllo dell'avanzamento della produzione ed alla spedizione del prodotto finito.

Serafino Barbaro

DIBATTITO SULLA TANGENZIALE EST

A seguito della pubblicazione nel n. 9-10/1972 dell'articolo del prof. Luigi Peretti sulla: « Proposta di nuovo tracciato funzionale per l'autostrada tangenziale est di Torino », abbiamo ricevuto le seguenti segnalazioni dagli ingegneri Luigi Ghelardoni e Pietro Bottero che pubblichiamo unitamente alla risposta del prof. Peretti.

Saremo lieti di ricevere altri interventi su questo problema e contribuire alla miglior soluzione tecnica dello stesso.

Pubblichiamo anche le relazioni tecniche sui tracciati proposti dagli stessi ingegneri Ghelardoni e Bottero.

L'ing. Ghelardoni ci scrive:

« Nel n. 9-10 di codesta Rivista del sett. ott. c.a. è riportato un interessantissimo articolo su una soluzione (essenzialmente in galleria) dell'Ing. Prof. Luigi Peretti, per la tangenziale est di Torino. Detto articolo però riporta due inesattezze relative alla soluzione (g) attraverso la valle di Reaglie (studiata dal sottoscritto nel 1970) e che per sommi capi è stata enunciata nel detto articolo e precisamente:

1) a pag. 160 viene dichiarato che la detta soluzione non ha la possibilità di raccordarsi alla città, mentre effettivamente è stato previsto un raccordo di circa 1800 m (per sole autovetture) per raggiungere dal viadotto di Reaglie, la piazza Hermada e quindi il ponte ed il corso Regina Margherita;

2) a pag. 162 nello specchio di raffronto delle varie soluzioni sono state indicate le pendenze *medie* per il tratto sud del versante e per quello nord (su Torino) di 4 % e 8 % (quest'ultima incompatibile per una autostrada) mentre nello studio fatto le pendenze *Massime* sono del 2,9 % e del 3,2 % il tutto come risulta dall'articolo pubblicato nel n. 5 dell'« Edilizia » del 15 marzo 1971 e dalla relazione tecnica, che entrambi ho il piacere di accludere.

Pregando di voler prendere buona nota di quanto sopra, tenendomi a disposizione per tutti i particolari sullo studio fatto, scusandomi per la libertà presami, distintamente saluto ».

LUIGI GHELARDONI

L'ing. Bottero ci ha inviato la seguente lettera:

« Trasmetto l'allegato studio, fatto da tempo, di relazione e tracciato su cartine al 150000 e 500000, di arteria autostradale (o superstrada) ubicata a est di Chieri ed innestantesi alle esistenti autostrade, a Nord fra il territorio di Volpiano e Settimo ed a Sud presso Carmagnola. In minuta il suddetto tracciato è già rappresentato sulla carta al 25000; come è constatabile sulle cartine allegate l'arteria attraversa zone attualmente in prevalenza libere, dove quindi è più facile ricavare raccordi e svincoli con altre strade senza interessare zone industriali già in forte sviluppo e dove il costo dei terreni è più basso.

Circa le caratteristiche plano-altimetriche, tenuto conto dei terreni su cui si sviluppa l'arteria, si può affermare che è possibile attenersi a quanto è previsto per le autostrade e specie in galleria, stante le quote raggiungibili agli imbocchi, potranno ricavarsi livellette idonee e favorevoli al transito.

Procrastinare la realizzazione del collegamento in questione significa certamente aumento di spesa e di difficoltà tecniche ».

PIETRO BOTTERO

Abbiamo comunicato il contenuto delle due lettere al prof. Peretti il quale così risponde:

« Vi ringrazio per la cortese segnalazione delle lettere degli ingegneri P. Bottero e L. Ghelardoni, inviate a codesta Rivista a proposito della mia nota:

" Proposta di nuovo tracciato funzionale per l'Autostrada Tangenziale Est di Torino ", pubblicato nel n. 9-10 del 1972 (n. s., a. XXVI).

Le aggiungo alle molte decine di lettere sul medesimo argomento che mi sono pervenute direttamente da parte dei lettori della Rivista: ingegneri e architetti, studiosi o progettisti o imprenditori, specificamente interessati ai problemi urbanistici della Metropoli Torinese ed alla loro realizzazione.

La maggior parte dei commenti — e non soltanto per ovvi motivi di personale benevolenza — esprime apprezzamenti positivi sul nuovo tracciato e sui criteri che l'informano. Mi sia consentito citare con deferente gratitudine, fra i consensi di colleghi del Politecnico di Torino, di dirigenti di Uffici Tecnici del Comune o delle principali aziende industriali cittadine, quelli particolarmente autorevoli di V. Zignoli e di D. Lora-Totino di Cervinia.

Per lo più, senza entrare nel merito della speciale soluzione tecnica prescelta (sviluppo in galleria sotto i rilievi collinari, a breve distanza dal corso del F. Po, del tronco autostradale nel suo tratto più impegnativo per difficili condizioni geomorfologiche e per vincoli urbanistici), gli interlocutori, caso per caso, ne riconsiderano e approvano, senza riserve sostanziali, le caratteristiche qualificanti:

— anzitutto la conservazione integrale, che esso consente in corrispondenza del lungo fondamentale tratto in galleria, dell'ambiente naturale e antropologico in tutti i suoi aspetti, che non ne verrebbero in alcun modo compromessi, neppure a distanza di tempo;

— gli ottimi requisiti intrinseci di funzionalità viabile, inerenti al suo andamento altimetrico e planimetrico;

— in via mediata, l'avvicinamento della tangenziale all'area urbana densamente edificata, che ne verrebbe contornata marginalmente, permettendo immediati collegamenti del traffico extraurbano con la rete stradale interna.

Non mi sembra sia il caso di ritornare sui temi attinenti all'ecologia, né alla viabilità torinese, pur così attuali, che potranno discutersi in altra sede. Ritengo invece opportuno rispondere succintamente agli interventi dei lettori della Rivista, nei quali si esprimono osservazioni critiche al testo della mia nota: interventi altrettanto graditi, in quanto testimoniano un'attenta disamina da parte di esperti della complessa questione.

Le due citate lettere dirette a codesta Redazione, che vengono pubblicate nella Rivista, in effetti si limitano a contestare alcuni dati di dettaglio riferiti nella mia nota al fine del confronto con altri tracciati di varianti.

Per la segnalazione dell'ing. Bottero: d'un altro tracciato della tangenziale decorrente ad Est di Chieri — e compreso fra le varianti indicate nella mia nota come gruppo di " tracciati transcollinari e) " — ripeto il giudizio negativo procedente, oltreché genericamente dallo scavalcamento della collina, con i relativi grossi inconvenienti dall'eccessivo suo allontanamento dalla città verso Est. Tale che la sua funzione si ridurrebbe a quella d'un tronco di collegamento locale, non regionale tenendo conto anche della situazione del traffico conseguente alla futura Autostrada dei Trafori.

Col tracciato previsto dall'ing. L. Ghelardoni s'identifica per buona parte il " tracciato g) " della mia nota, portato ad esempio di tracciato transcollinare ravvicinato: se ne discosta nel tratto iniziale (" da Sassi in piano a Madonna del Pilone, risalendo poi la Valle di Reaglie "). Secondo tale discostamento — una fra le tante varianti ventilate e possibili, non attribuite nella nota ad autori specificati — le pendenze del tracciato sul versante collinare torinese risultavano notevolmente maggiorate in confronto a quelle del progetto Ghelardoni, che pertanto riconosco sotto quest'aspetto ben più funzionale. Ma sussistono pur sempre le valutazioni negative su numerose caratteristiche generiche dei tracciati transcollinari. In particolare, non viene eliminata la difficoltà di allacciamento con il centro urbano di Torino (nella mia nota giudicato " non agevole " — non " impossibile " —): di fatto il progettato raccordo Nord-Est incontrerebbe rilevanti ostacoli nell'attraversamento di una zona edificata; né risolverebbe poi l'inserzione dell'Autostrada Tangenziale alla città dai lati Est e Sud-Est. Mi sembra inoltre inammissibile il preventivo dei costi, parziali e globale, troppo approssimato in difetto.

Insieme con la preoccupazione per la tutela del patrimonio ecologico collinare — per la quale da tempo appassionatamente e fattivamente opera — obiezioni critiche costruttive e pertinenti al tracciato proposto mi ha indirizzato l'arch. G. Vigliano; ritengo utile quantomeno accennare, fra le altre:

— il costo elevato delle grandi opere stradali in genere, che converrebbe posporre ad investimenti in altri settori di maggiore e prioritaria importanza sociale. Concordo in linea di massima, ma nel caso della Tangenziale Est si tratta di conchiudere e valorizzare tutto il complesso inscindibile dell'anello tangenziale metropolitano, ormai per quasi due terzi compiuto.

Soluzioni parziali che ridurrebbero fortemente i costi globali della Tangenziale Est, — quale il raddoppio della S.S. n. 10 per Pino Torinese, in variante del P.R.G.C., conservando per una carreggiata la sede attuale — non eliminerebbero le condizioni negative delle regioni attraversate: terreni accidentati e instabili, vicissitudini climatiche, percorsi virtuali onerosi;

— gl'inconvenienti per il traffico urbano provenienti dagli svincoli per l'accesso immediato al centro cittadino: sono incontrovertibili (ma altri interlocutori propongono, al contrario, di aumentare il numero degli svincoli). Per lo svincolo centrale previsto in Val Salice, ho accennato al tipo di variante stradale che ne aumenterebbe la scorrevolezza;

— l'eventuale destinazione a parco urbano attrezzato della zona di C. Vallere, in Comune di Moncalieri, dove ho previsto lo svincolo Sud dalla Tangenziale. Non penso tuttavia che lo sviluppo ivi della sede stradale stessa, con relativo svincolo,

abbia a menomare gravemente l'agibilità della futura area a verde pubblico.

Autorità politiche e amministrative hanno esse pure osservato che col nuovo tracciato ravvicinato a Torino, buon numero dei Comuni transcollinari nel settore orientale della prima e della seconda cintura metropolitana, fra cui più importante Chieri, continuerebbero a rimanere esclusi dalla rete autostradale. Sarà pur sempre possibile il miglioramento delle comunicazioni odierne mediante nuove superstrade o altrimenti.

Del resto, fin dalla presentazione del nuovo tracciato, ne ho chiarito il valore prevalentemente orientativo (soltanto per il tronco in galleria è stato redatto il progetto di massima, tuttora inedito), per il quale si auspicavano ulteriori studi e si prevedevano varianti e integrazioni in sede preesecutiva.

Il numero e l'alto livello tecnico degli interventi in merito, provocati dalla pubblicazione su codesta autorevole Rivista, hanno richiamato ancora una volta l'attenzione degli esperti competenti sull'urgenza indilazionabile di risolvere definitivamente il problema della Tangenziale Est e di realizzare la soluzione prescelta.

L'argomento è stato subito largamente ripreso dalla stampa quotidiana, a dimostrazione dell'interessamento da parte del grande pubblico torinese: ma problemi di questa entità risvegliano echi anche fuori dell'ambito locale: la nota in questione verrà infatti pubblicata, col consenso di codesta Rivista, da A. P. Ielmoni su « La Rivista della Strada ».

Con rinnovati ringraziamenti e cordiali saluti ».

LUIGI PERETTI

Relazione tecnica sul progetto di un nuovo tracciato per la tangenziale est di Torino

L. Ghelardoni

Da Torino, adagiata ai piedi delle Alpi, si dipartono attualmente varie autostrade e tutte dalla sua periferia come:

— da Santena la A21 « dei vini » che per Asti ed Alessandria arriva a Piacenza;

— dalla Rotta la A6 « del mare » che per Fossano e Ceva raggiunge Savona;

— dal Villaggio Snia la A4 per Milano e Venezia;

— dalla Cascina delle Rane la A5 « dei trafori » per la Valle d'Aosta, la T1 per il Bianco e la T2 per il S. Bernardo;

— e quanto prima da Rivoli quella che salirà al Frejus.

Però mancano di collegamenti tra loro. È evidente quindi la necessità di provvedere ad eseguire al più presto tali raccordi.

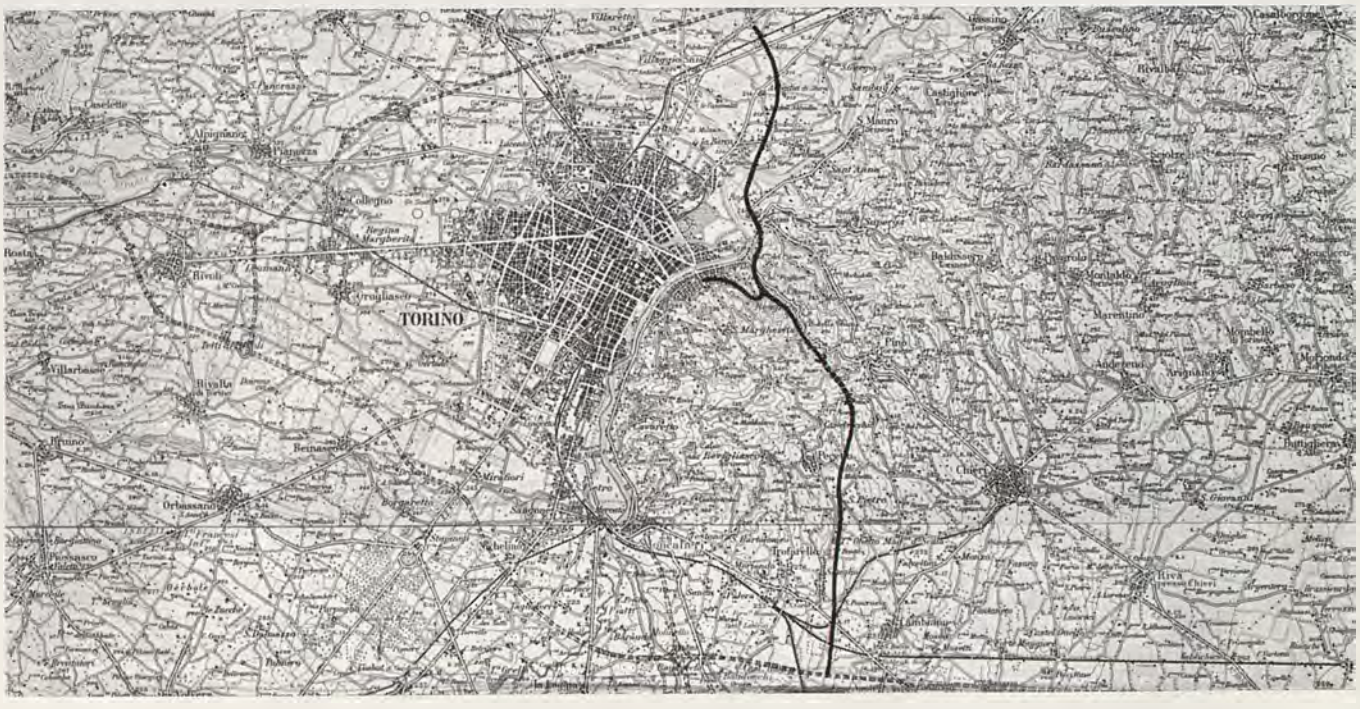
Si sta ora costruendo, in verità, la tangenziale sud per unire le prime due autostrade, la A21 e la A6, con Rivoli e quindi con la futura del Frejus, ed è in corso di esecuzione una strada di penetrazione per Moncalieri con un nuovo ponte sul Po.

Fra tutti i collegamenti in progetto ed in esecuzione, si ritiene che il più importante ed impellente sia quello che deve unire le autostrade a sud est della città con quelle a nord e precisamente quello che è sempre stato indicato come *tangenziale est*.

Questo collegamento deve attraversare necessariamente, la collina di Torino, che presenta notevoli difficoltà.

Tale splendida catena che sorge ad est della città ed arriva fino alla quota di 715 s.m. al Colle della Maddalena, è caratterizzata da pendii abbastanza dolci nella parte sud est, mentre ha ripide valli nella parte nord ovest.

Ciò impedisce di sorpassarla con una autostrada a cielo aperto, in quanto si dovrebbe raggiungere delle pendenze notevoli dell'ordine del 5 e 7 %, come del resto si riscontra nelle attuali strade che da Torino salgono a Chieri.



Per questo si impone l'attraversamento con una galleria.

Allo scopo di avere la minima lunghezza della stessa occorre individuare il punto di valico più basso. Dopo attento studio si è rilevato che il passo a q. 522 s.m. tra l'Eremo ed il colle dove sorge l'Osservatorio astronomico, subito ad est di « le Fontanine » è, dopo quello del Pino (q. 495) il più basso di tutta la Collina e presenta anche il vantaggio di essere raggiunto assai agevolmente sia da sud, attraverso le valli di S. Pietro e Canape, sia da nord con la valle di Reaglie.

Si ritiene quindi che il detto passo sia il più adatto per essere attraversato dalla galleria della tangenziale est. Inoltre la zona senza notevoli dirupi né scoscendimenti, si presta alla costruzione di una nuova arteria.

Poiché ci si è imposto di non superare la pendenza media del 3 %, per non rendere faticosa l'ascesa, ne risulta subito che la lunghezza della galleria di colmo deve essere dell'ordine di circa millecinquecento metri, il che non è esagerato data l'attuale tecnica di costruzione, di aerazione e di esercizio.

Dopo la scelta del valico si è passato allo studio dell'ubicazione dell'inzio e del termine della tangenziale est.

Per l'inizio si è creduto opportuno sceglierlo sulla tangenziale sud e precisamente a due chilometri ad ovest di Santena (Ponticelli) per due ragioni:

— per avvicinarsi al termine dell'autostrada di Fossano;

— per poter iniziare subito la salita al colle di « le Fontanine » usufruendo del costone che tra la valle di Sauglio e quella di S. Pietro scende dolcemente da Pecetto con le sue propaggini fino alla tangenziale sud nei pressi della località denominata Sabbioni.

Come punto di arrivo si è preso il quadrifoglio delle autostrade di Milano e della Valle d'Aosta alla Cascina delle Rane, quadrifoglio che si presta agevolmente all'innesto.

Per quanto riguarda il passaggio del Po, si è ritenuto logico usufruire del ponte, cosiddetto diga, alla località Barca che pur non raggiungendo i 22 m di larghezza (ne ha 17) può senz'altro, almeno in un primo tempo, essere adoperato per la tangenziale in oggetto.

Pertanto, dopo avere con diversi e successivi sopraluoghi verificato la possibilità di far passare la nuova arteria per i punti di cui sopra, si propone il seguente:

TRACCIATO

Dalla costruenda tangenziale sud a 2 km circa ad ovest di Santena (termine dell'autostrada Torino-Alessandria-Piacenza) parte in direzione nord con un rilevato, sorpassa con un primo viadotto di 280 m la F.S. Torino-Genova nei pressi dell'attuale ponticello a q. 239; lambisce la Fonderia Trofarello-sud e passando tra le località Sabbioni e S. Gian d'Arena, giunge ad un secondo viadotto lungo 100 m, per superare la F.S. Torino-Chieri e la S.S. n. 29 nei pressi dell'attuale passaggio a livello.

Successivamente sorpassa con un ponte il Rio di S. Pietro e proseguendo sul costone tra le valli di Sauglio e di S. Pietro prima in trincea e dopo in rilevato, mantenendosi ad est dell'attuale strada di Pecetto, raggiunge il bivio di S. Sebastiano a nord della C. Del Pilone.

Passa poi tra Pecetto e la località Madonna del Carmine e dopo aver valicato l'ampia valle del rio suddetto con un viadotto di 250 m monta sul costone che degrada dalla Cascina Albera raggiungendo in rilevato prima ed in trincea poi, la valle Canape che sorpassa con un ponte (sopra l'attuale) per raggiungere la località Tetti Rosero (q. 413) inizio della galleria di valico.

Questa, della lunghezza di 1400 m sottostante il poggio di « le Fontanine » ad est dell'Eremo, sbocca a q. 388 nell'alta valle di Reaglie e precisamente nei pressi della confluenza dei Rii dell'Inferno e della Bossola.

Da qui, mantenendosi sulle pendici del versante sinistro della suddetta valle, che si presentano migliori sia per la minore pendenza trasversale, sia per la vegetazione che per le scarse abitazioni, giunge, dopo un altro viadotto di 90 m, sotto la località Tetti Goffi, sorpassa poi con un ponte il Rio della Val dei Forni, lambisce le ville Bocchino e Heynak, dopo di che sottopassa con una galleria di 190 m il costone di quest'ultima ed in trincea altri due successivi, giungendo alla vallata della Villa De Gaudenzi che supera con un viadotto della lunghezza di 100 m.

Successivamente dopo altra galleria di 180 m sotto il costone della Villa Musy, giunge alla Madonna del Pilone dove sorpassa l'ampia valle con due viadotti, entrambi in curva, lunghi 130 e 450 m e di notevole altezza sul fondo valle.

Dopo aver attraversato con una galleria di 130 m il costone della villa d'Harcourt (per evitare le numerose abitazioni sorte sul versante) giunge alla Barriera di Casale dove col più grande viadotto del tracciato (1000 m e in curva) supera gli abitati della valle di Mongreno, la strada ed il Rio omonimo, la funicolare per Superga e la strada per il detto Santuario, fino alla collinetta della chiesa di Sassi che lambisce.

Successivamente, parte con un viadotto di 370 m e parte in rilevato raggiunge l'esistente ponte diga sul Po alla Barca dopo aver attraversato la strada provinciale per Chivasso e lambito la cascina Gai.

Dopo il ponte sul Po sorpassa con altro viadotto di 300 m gli abitati e le strade delle località Tetti Monti e Biasone, nonché la strada provinciale per S. Mauro e poi passando ad est del Molino dell'Abbadia di Stura e l'Abbadia stessa, dopo aver superato con un ponte la Bealera omonima e la strada provinciale per Settimo Torinese, prosegue con un rilevato abbastanza basso fino all'ultimo viadotto di 300 m per sorpassare la S.S. n. 11 nei pressi della cascina Venturina, la strada per Volpiano, e la F.S. Torino-Milano, per raggiungere il quadrifoglio delle autostrade di Milano e Aosta.

La lunghezza del percorso è di km 20,050 di cui:

rettifili (17 tratti da 130 a 1.580 m) per km 12,440;

curve (17 da 220 a 890 m) per km 7,610.

OPERE D'ARTE

Notevoli opere d'arte sono necessarie ed infatti oltre la galleria di valico si sono previste altre gallerie della lunghezza di 130, 180 e 190 m; per un totale di 500 m, per sottopassare i vari costoni della valle di Reaglie, nonché ben undici viadotti da un minimo di 90 ad un massimo di 1.000 m per complessivi 3.370 m per superare i numerosi valloni, le tre ferrovie e i nodi stradali nonché gli abitati come a Mongreno, ed inoltre diciassette tra ponti e ponticelli di luce variable per un totale di 230 m e ben venti cavalcavia per strade provinciali, comunali e vicinali.

In definitiva la tangenziale est presenta:

— 4 gallerie (doppie) per ml 1.900;

— 11 viadotti di varie altezze per ml 3.370;

— 17 ponti e ponticelli per ml 230;

— 20 cavalcavia.

SVINCOLI

Sono stati previsti, oltre al raccordo diretto alla città di cui a parte, *sei* allacciamenti alle strade principali e precisamente:

N. 1 alla S.S. n. 29 in località Sabbioni;

N. 2 al bivio di S. Sebastiano a Pecetto;

N. 3 alla provinciale di S. Mauro a Sassi;

N. 4 all'altra provinciale di S. Mauro alla Barca;

N. 5 alla provinciale di Settimo Torinese nei pressi dell'Abbadia di Stura;

N. 6 alla S.S. 11 nei pressi della Cascina Venturina.

RACCORDO ALLA CITTÀ DI TORINO

Per quanto riguarda il raccordo al centro di Torino, che è forse la caratteristica più interessante di questo progetto, ché con meno di due chilometri ci si immette nella viabilità cittadina, si è creduto logico iniziarlo dal viadotto della Madonna del Pilone della tangenziale e dopo un viadotto di svincolo di 160 m ed una galleria di 200 m e varie curve (queste di raggio 200 m) passando a mezza costa sui terreni a nord delle Ville Novara e Rey, si raggiunge, dopo un percorso di soli 1.870 m e con una pendenza uniforme del 3,2 %, la piazza Hermada all'altezza del costruendo raddoppio del ponte sul Po di Corso Regina Margherita. Presenta:

— una galleria (unica) larga 9,50 m per sottopassare il costone della villa Musy e della lunghezza di 200 m;

— un viadotto di innesto alla tangenziale per 160 m;

— cinque rettifili per 1.070 m;

— sei curve per 800 m.

CARATTERISTICHE TECNICHE TANGENZIALE

Due carreggiate di 10,50 m a tre corsie (corsa, sorpasso e sosta) con uno spartitraffico minimo e sicurvia centrale su un solo montante.

Gallerie, una per ogni carreggiata, della larghezza utile di 7,50 m più banchine di 1,00 m. Per quella di valico è prevista speciale aereazione con camini o forzata.

Viadotti della stessa larghezza del nastro su piloni (possibilmente centrali).

Per i tratti a mezza costa sono previste sia per il nastro che per i viadotti carreggiate sfalsate a quote diverse per limitare le opere d'arte come muri di sostegno ecc.

Pendenza massima del 3,2 % e per tratti di circa 2 km.

Curve con raggio minimo di 600 m.

Sopraelevazione delle curve dal 2 al 4 %.

RACCORDO ALLA CITTÀ

Una sola carreggiata, dato che dovrebbe essere adibito a sole autovetture, della larghezza di 14,50 m complessivamente a quattro corsie e sicurvia centrale;

PREVENTIVO DI SPESA

Lavori	Quantità	Costo unitario L.	Importo totale L.
4 gallerie (doppie) (Sez.=mq 90 una) 1.900×2=ml	3.800	900.000	3.420.000.000
5 viadotti h<10 m: per 1.070×22=mq	23.540	50.000	1.177.000.000
4 viadotti 10<h<30 m per 850×22=mq	18.700	60.000	1.122.000.000
2 viadotti h>30 m per 1.450×22=mq	31.900	70.000	2.233.000.000
5 ponti 10<l<30 m per 130×22=mq	2.860	50.000	143.000.000
12 ponticelli l<8 per 100×22=mq	2.200	40.000	88.000.000
Cavalc. e relative rampe n.	20	45.000.000	900.000.000
Rilev. e trincee con le relative opere d'arte (muri, tombini ecc.) per ml	14.550	250.000	3.637.500.000
Pavimentaz. bitum. 20.500×21=mq	430.500	2.000	861.000.000
Sicurvia per 3.600×4+14.550×2=ml	43.500	4.000	174.000.000
			13.755.500.000
Imprevisti 10 %			1.375.500.000
			15.131.000.000
Espropri 14.550×50+3.600×30=mq	835.500	900	752.000.000
			15.883.000.000
Spese generali 10 %			1.589.000.000
pari a $\frac{17.500}{20,050}$ = 870.000.000 L/km			17.472.000.000
Raccordo alla città ml	1.870		1.000.000.000
Totale			18.472.000.000

N.B. - In questo preventivo è escluso il ponte sul Po *già costruito*.

galleria unica della larghezza di 9,50 m;

viadotto per l'innesto alla tangenziale di larghezza variabile;

raggi minimi delle curve 200 m;

pendenza massima del 3,2 %.

SPESA PREVISTA

Come risulta dal preventivo di massima allegato è stata prevista una spesa:

per la tangenziale (pari a 870.000.000 km)	L. 17.500.000.000
per il raccordo alla città	» 1.000.000.000
con un totale di	L. 18.500.000.000

che date le difficoltà non si reputa eccessiva ed è più che giustificata per gli enormi ed indiscutibili vantaggi che apporterà alla città di Torino, nonché alle Società concessionarie delle autostrade interessate che subiranno un incremento di traffico.

Si ritiene pertanto che il presente studio possa portare un contributo alla soluzione del problema che da tanto tempo è dibattuto.

APPENDICE

Attualmente i traffici aerei vanno diffondendosi con grande sviluppo e la comunione strada-aereo è ognor più impellente, e pertanto ritengo che sarebbe molto interessante pensare ad un prolungamento della tangenziale est fino all'aeroporto di Caselle, attraverso l'ubertosa campagna ad oriente di Borgaro Torinese, superando la provinciale di Leini all'altezza della Cascina Merla e proseguendo poi per le località Tetto dell'Oleo e le cascine la Lunga e Gallo per giungere all'abitato di Caselle.

Sarebbero altri otto chilometri di autostrada pianeggiante e priva di opere d'arte notevoli, e per la quale non si dovrebbero superare i cinque miliardi di spesa per la sua costruzione, ricavando però l'enorme vantaggio di mettere l'aeroporto di Caselle in diretta comunicazione *autostradale* non solo con Torino, ma anche con Milano, Genova, Piacenza, Savona, la Valle d'Aosta ed in seguito il Frejus.

Riservandomi di presentare uno studio più completo, ho aggiunto alla corografia (in trattini) il prolungamento in oggetto che credo di somma importanza.

Infatti con ciò l'aeroporto intercontinentale di Caselle risulterebbe il primo aeroporto italiano che avrebbe la grande possibilità di far raggiungere, ai passeggeri provenienti da tutte le località del mondo sia per turismo che per affari, in un brevissimo tempo le principali città dell'Italia settentrionale.

Arteria autostradale o superstrada di alleggerimento del traffico urbano di Torino e della cintura

P. Bottero

L'esame delle carte geografiche del Piemonte ed in particolare della Provincia di Torino, pone in evidenza la mancanza di un collegamento stradale extraurbano ad est del Concentrico, adeguato, rapido e sicuro nella direzione Nord-Sud, che eviti percorsi dispendiosi sotto ogni aspetto.

Il tracciato di massima rappresentato nelle allegate carte geografiche dovrebbe soddisfare allo scopo.

Non si è ritenuto ubicare la partenza dell'arteria stradale, a Nord, presso gli attuali caselli delle autostrade ed a Sud nella zona di Moncalieri, per evidenti ragioni e prima di tutto per evitare un peggioramento del traffico in detti nodi che praticamente fanno già parte del tessuto della capitale piemontese ormai compenetrante con i Concentrici dei Comuni più vicini della cintura.

Innestarsi a conveniente distanza dai Concentrici vuol dire non soffocare gli stessi e rendere più facile il loro sviluppo e rendere più fluido e scorrevole il transito che non ha interesse ad attraversare o a lambire i Concentrici medesimi.

L'arteria rappresentata nelle allegate cartine, a Nord parte in zona fra Settimo e Brandizzo tra lo stabilimento Ceat e quello della Raffineria B.P., può quindi rendere un ottimo servizio a detti stabilimenti convogliando i mezzi pesanti nelle varie direzioni senza le difficoltà attuali, raccoglie il rilevante traffico delle autostrade Torino-Valle d'Aosta e Torino-Milano, delle Strade Statali: SS. 460, S.S. 11, S.S. 26 e S.S. 31 bis e di varie altre strade Provinciali e Comunali affluenti dal Nord.

Attraversa il fiume Po tra Settimo e Brandizzo dove andrà eseguito un adeguato ponte, tanto auspicato per risolvere finalmente il collegamento Est-Ovest della zona, utilissimo sotto ogni aspetto; basti pensare che da Chivasso a S. Mauro esiste un unico modesto manufatto d'attraversamento, che non si può considerare ponte, su pali Scac, in precarie condizioni di stabilità di cui quindi non andrebbe ulteriormente procrastinata la sostituzione per la sicurezza del transito; il costruendo ponte rappresenterebbe quindi un'ottima soluzione anche dal lato economico perché risolverebbe contemporaneamente il problema dell'arteria in questione e quello della suspecificata zona.

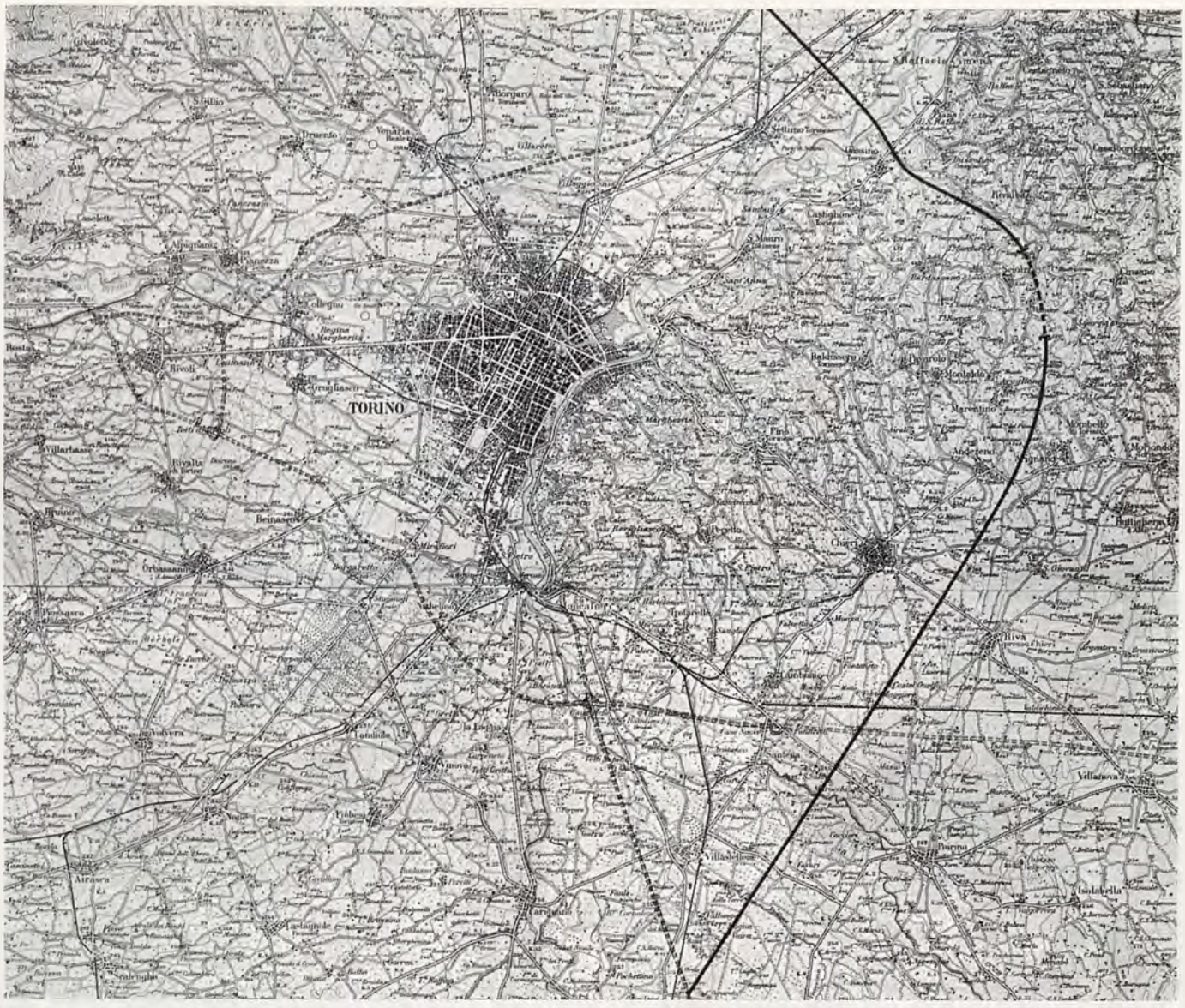
Sorpassato il Po l'arteria in questione si dirige attraverso Gassino, Sciolze, Vernone, Lago d'Arignano a Carmagnola innestandosi a qualche chilometro a Nord dell'autostrada Torino-Savona.

Come risulta nella cartina lambisce Gassino raccogliendo il traffico: della S.S. Torino-Casale, della S.S. 458 per Asti e di varie altre strade Provinciali e Comunali provenienti da Nord e Nord-Est.

Presso Sciolze e Vernone, dove il terreno è più accidentato, si rende necessaria una galleria di lunghezza sui due chilometri per attenuare la pendenza e rendere quindi la strada agevole a ogni tipo di automezzo. Imboccata, dopo la suddetta galleria, la valletta che porta al Lago d'Arignano, corre praticamente poi in pianura fino a Carmagnola, in terreno libero da ostacoli.

In detto ultimo tratto raccoglie il rilevante traffico della S.S. 10, dell'autostrada Torino-Piacenza, della S.S. 29 per Alba, dell'autostrada Torino-Savona e con gli esistenti raccordi presso Carmagnola, quello della S.S. 20 e della Provinciale per Bra-Mondovì e varie altre strade Comunali provenienti da Sud-Sud Ovest.

Il concetto base della scelta del tracciato oltre ad essere di passare in zone piane ancora sufficientemente libere e ridurre al minimo la lunghezza della galleria nella zona collinare, è stato però precipuamente quello di non chiudersi ad anello sul grande concentrico di Torino, Moncalieri, Settimo, già sovraccarichi, ma lasciare che il traffico sia a



Nord che a Sud, si selezioni liberamente molto prima, su un percorso sciolto, rapido e sicuro.

La zona percorsa dal tracciato è ben esposta, quindi anche nel periodo invernale sarà più agevole il transito.

Tenuto conto del rilevante numero di strade che convergono su detta arteria, si può affermare che non ha solo funzioni locali, ma interprovinciali ed interregionali. Chi da Sud è diretto in Valle d'Aosta, nelle Valli di Ceresole e Soana, a Biella, a Milano, a Casale ecc. e dal Nord percorre l'itinerario inverso, apprezzerà particolarmente detta arteria che sostituisce in modo pregevole la vecchia Provinciale Carmagnola-Chieri-Gassino, scorciatoia molto frequentata da chi è solito percorrere gli itinerari suindicati.

L'utente anche se dovrà pagare un giusto pedaggio, sarà invogliato a servirsene per le ragioni su esposte e se ne servirà ancora di più se sarà esente.

Premesso quanto sopra è da prevedersi un cospicuo alleggerimento del traffico su Torino, Moncalieri e Settimo ed altre zone della cintura, con conseguente beneficio non solo alla circolazione, ma anche agli effetti ecologici. Se realizzata in pochi anni, il costo potrà essere contenuto negli importi presunti.

La lunghezza del tronco stradale in questione non supera i quaranta chilometri, corre in prevalenza in pianura e per un breve tratto in zona collinare; i terreni attraversati, salvo quelli vicini ai concentrici, dovrebbero avere un prezzo abbastanza contenuto, e stante le caratteristiche geologiche idonei all'ubicazione.

Tenuto conto dell'andamento plano-altimetrico, delle varie opere d'arte e dei raccordi, si può ritenere che come autostrada a doppia carreggiata, non dovrebbe superare mediamente lire/chilometro 700.000.000, salvo la parte in galleria ed il ponte sul Po, da valutarsi approssimativamente su lire 6.000.000.000, quindi il costo totale, compresi gli espropri, dovrebbe essere inferiore a quaranta miliardi.

Si fa rilevare che la penetrazione attraverso Torino, per arrivare agli estremi del tronco in questione, anche se è leggermente più breve, è più costosa e non apporta tutti quei benefici su specificati.

Non resta che auspicare una sollecita scelta delle soluzioni che stanno a cuore a Torino: alleggerimento del transito che è diretto altrove e dell'inquinamento dallo stesso e dei rumori; la soluzione proposta oltre a soddisfare a dette richieste contribuisce sensibilmente a sviluppare le zone a: Est-Sudest-Nordest, di Torino, con beneficio non solo locale, ma Provinciale e Regionale.

P.S. - Al costo presunto suindicato per i vari raccordi e svincoli che saranno adottati, per impianti di sicurezza e di illuminazione va aggiunto un 30 % della spesa globale sopradetta cioè lire 12 miliardi.

RASSEGNA TECNICA

La Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino accoglie nella « Rassegna tecnica », in relazione ai suoi fini culturali istituzionali, articoli di Soci ed anche di non soci, invitati. La pubblicazione, implica e sollecita l'apertura di una discussione, per iscritto o in apposite riunioni di Società. Le opinioni ed i giudizi impegnano esclusivamente gli Autori e non la Società.

Considerazioni sulla mobilità nelle aree urbane

ALBERTO RUSSO FRATTASI illustra il diverso aspetto della congestione e della mobilità nei riguardi del possibile miglioramento della circolazione nei centri urbani. Evidenzia altresì come tutte le forme indiscriminate di repressione adottate nel controllo del traffico non hanno dato i risultati sperati.

Uno dei problemi fondamentali dell'urbanistica di questi ultimi anni è la dialettica tra la forma della città e la mobilità dei suoi abitanti.

Nel concetto di forma è contenuta l'idea di definito e di concluso: nel concetto di mobilità è implicita la mutevolezza della forma stessa nel tempo.

La città medioevale, definita nello spazio, rimane tale nel tempo: nell'arco della sua vita l'uomo poteva assistere solo a lievissimi mutamenti quantitativi e formali nel disegno della città.

La città moderna — nel secolo scorso — per effetto della rivoluzione industriale e dei nuovi rapporti sociali instauratisi in conseguenza di essa, rompe la sua originaria monocentricità e si riversa nel territorio (1).

Le Corbusier, per primo, nel piano di Algeri (1930) si era posto il problema della contraddizione esistente tra la misura dell'uomo, la grande scala urbana e la mobilità dei rapporti che le nuove tecniche dei trasporti consentono (2).

Solo riuscendo ad equilibrare perfettamente la forma alla mobilità, nella differenziazione tra la mobilità della macchina e quella del pedone, si può raggiungere un valido obiettivo architettonico ed urbanistico: « È ovvio che la strada più valida è quella che punta sui valori umani e pone la macchina al servizio dell'uomo ».

La mobilità della popolazione urbana si rappresenta mediante il rapporto fra il numero degli spostamenti (S) eseguiti in totale nell'anno dagli abitanti e l'entità della popolazione cittadina (A) $\left(\frac{S}{A}\right)$; esso esprime quindi il numero di viaggi compiuti nell'anno da ogni abitante nell'area urbana sia su mezzi pubblici che privati: come tale viene assunto ad indice della mobilità.

L'aumento dell'indice di mobilità dipende principalmente dalla popolazione e dal reddito medio individuale e pertanto — anche in tempo di recessione, poichè l'accrescersi della popolazione urbana non si arresta — detto indice tende ad aumentare.

Infatti la mobilità sui mezzi privati è cresciuta enormemente mentre quella sui mezzi pubblici si è notevolmente ridotta; questo fenomeno è apparso negli USA fin dal 1930 ed in Italia ha dato le prime avvisaglie intorno al 1956/60.

Ad esempio nella città di Torino l'indice di mobilità sui mezzi privati è passato da 120 nel 1955 a circa 400 (stima 430/360) nel 1972 mentre, nello stesso periodo, quello sui mezzi pubblici è sceso da 410 a 204.

In tutta Italia, solo dal 1969 al 1971, i passeggeri che hanno usufruito del trasporto pubblico urbano sono scesi da 3,1 a 2,7 miliardi: il deficit globale è passato da 135,7 a 207,3 miliardi (3).

Per la popolazione urbanizzata la mobilità è un bene essenziale e, per assicurarsela, ogni individuo è disposto ad impegnare una considerevole quota del proprio reddito: non si può quindi accettare che essa divenga una specie di privilegio sociale. Tanto più che la sopravvivenza stessa dei centri urbani, con tutta la loro irripetibile ricchezza, dipende dalla loro accessibilità e quindi dalla funzionalità del complesso sistema di infrastrutture e di mezzi per il trasporto che possono garantirla (4).

I concetti più ripetuti, gli sforzi più intensi negli studi sui trasporti e sulla congestione, sono

(1) Se le tendenze in atto nel nostro paese perdurassero incontrastate, nel giro di 10 anni la popolazione italiana sarebbe per quasi il 40 % concentrata nelle 8 maggiori aree metropolitane che rappresentano il 4 % del territorio nazionale.

(2) L. Kahn negli USA ha tentato di arrivare in alcune sue opere ad una sintesi tra la realtà di rapporti dinamici delle città e la storia ed ha creato il motto « Ordine nel movimento ». È il dramma dell'uomo americano che ha fatto della mobilità il suo mito (100 anni solo tra le carovane dei pionieri e quelle delle roulottes).

(3) Le cifre che riguardano il trasporto pubblico urbano nell'intero paese non superano il 10 % di quelle che si riferiscono all'automobile privata. Queste ultime hanno fatto ascendere nel 1970 le spese degli italiani per i trasporti al 9,6 % di tutti i consumi privati. Nello stesso periodo su circa 125 miliardi di viaggiatori/km nelle zone urbane circa l'85 % si è servito di mezzi privati.

(4) Esiste poi una dimensione territoriale della mobilità metropolitana (specie per quel che riguarda gli spostamenti dei pendolari) che esorbita sovente dai confini comunali. Al servizio di questa mobilità metropolitana, laddove non giunga la competenza dei comuni devono porsi i sistemi di trasporto a gestione nazionale o regionale, siano essi stradali o ferroviari nonchè le relative infrastrutture la cui realizzazione deve essere impostata al servizio di una ben definita politica della mobilità.

indirizzati essenzialmente ad accrescere tre beni tipici della nostra epoca: lo sviluppo, l'accessibilità e la mobilità: non possono esservi dubbi sulla bontà intrinseca dei suddetti beni, purchè giustamente motivati ed equilibrati.

Tale equilibrio è tutto il contrario del costante ricorso a soluzioni immediate sotto l'incalzare di problemi specifici.

Questa precisazione serva un po' a contemperare l'eccessiva enfasi da alcuni posta su mobilità ed accessibilità, enfasi che finisce per confondere le idee; basti pensare che alla mobilità della macchina corrisponde la più completa immobilità dell'uomo rinchiuso nel suo abitacolo; è ovvio che quanto più si riesce a liberare l'uomo da questo vincolo tanto più gli si restituisce la sua vera mobilità e cioè l'uso delle proprie gambe.

Quanto all'accessibilità, l'insistenza con cui si tenta di collegarne la necessità alla minaccia di una mummificazione dei centri storici, fa dimenticare la struttura unitaria degli stessi con il resto della città mediante legami culturali, certo meno visibili, ma molto più profondi delle vie di accesso veicolari ([5]).

Il livello di accessibilità veicolare che una città può avere dipende, se si vuol conservare un ambiente urbano civile, dalla sua prontezza ad accettare di pagare per i cambiamenti di natura fisica richiesti: la scelta dipende dalla Società stessa. Comunque è insensato e non sostenibile a lungo termine, continuare ad investire somme cospicue nell'acquisto e nell'esercizio dei veicoli senza investire somma equivalente ai fini della sistemazione del traffico che ne risulta ([6]).

« La città che non sia fatta per le persone, e quindi per i pedoni, non può dirsi assolutamente una città civile » ([7]).

« Le città americane sono fatte per le auto. Invece, l'esempio migliore esistente al mondo (!) di città per l'uomo è la città italiana, soprattutto Milano e Bologna; se poi la realtà attuale tradisce le intenzioni originarie, ciò è colpa ancora più grave » ([8]).

« Mondo Economico » in un suo recente numero riportava i « 23 principî per salvare la civiltà » dell'alto magistrato svizzero R. Kehl-Zeller, tra cui fanno spicco i seguenti:

1) limitazione radicale del numero delle automobili e delle motociclette in circolazione;

2) liberazione delle città dalle automobili. Razionamento della benzina;

3) sostituzione immediata e completa degli autobus, nelle città, con filovie;

5) immissione di mezzi a propulsione elettrica per i trasporti di merci nelle città;

12) divieto dei voli notturni;

13) divieto dell'impiego notturno di auto e motocicli, salvo in casi d'urgenza;

14) divieto ai motocicli, quando superino il limite di rumorosità.

È ovvio che si tratta di considerazioni limite o meglio di reazioni ad uno stato di fatto per il quale non è facile vedere una soluzione.

Far ricadere le colpe sull'automobile, quasi fosse un fenomeno ineluttabile nelle sue conseguenze negative, rappresenta un alibi infantile che semmai conferma una povertà culturale nel confronto dei mezzi che il progresso tecnologico pone a nostra disposizione. Il problema non è di scoraggiare la mobilità e nemmeno l'uso del mezzo di trasporto privato: lo sviluppo della mobilità è indice e fattore di progresso economico, sociale e culturale. È chiaro quindi che si deve non tanto combattere la mobilità privata in città, quanto, piuttosto, trovare un'alternativa globale alla congestione.

È bene sgombrare il campo da aspettative miracolistiche di questo genere, in quanto il garantire la mobilità senza sfociare nella congestione è un problema generale che è confermato dagli indirizzi presi nei diversi stati: si tratta di provvedimenti per la maggior parte a carattere repressivo che cercano di affrontare simultaneamente tutti gli aspetti del problema (ved. Appendice).

Oggi le nostre grandi città presentano tutte sia pure in grado diverso, quella seria malattia — che del resto non riguarda solo il traffico ed i trasporti — che va sotto il nome di congestione; l'aspetto più evidente di questo male nel campo dei trasporti è rappresentato dall'irrazionale e sempre crescente uso dell'autoveicolo privato nel trasporto urbano: ma ovviamente non si può confondere il sintomo con la causa del male. Esiste un fenomeno positivo che è quello della mobilità ed un altro negativo che è la congestione.

Se si vuole combattere e tentare di vincere la congestione con l'impiego esclusivo delle possibilità di repressione che sono alla portata degli amministratori pubblici, si gioca ad ignorare il problema e si cerca rifugio nel rimedio più ingenuo e più facilone che vi sia.

A questa stregua qualsiasi intervento sulla circolazione, semafori, zone disco, corsie riservate, viali pedonali, ecc., diventano strumenti finalizzati ad un solo illusorio scopo e cioè quello di combattere la manifestazione anzichè le cause di un fenomeno.

Le onde verdi, ad esempio, rientrano in una precisa scelta politica volta a favorire alcune correnti di traffico, generalmente a lunga percorrenza, a discapito dei movimenti a carattere locale: sembra quindi giusto considerare queste applicazioni come caratterizzanti di una politica di facilitazione del traffico di scorrimento. La logica evoluzione

([5]) È un tipo di logica analoga a quella con cui la società industriale edonizza (ossia distrugge) interi continenti conservandone frammenti (riserve) per l'esposizione turistica o la fornitura di materiale di studio a generazioni di naturalisti.

([6]) Un dato significativo, tratto da una ricerca compiuta a Washington, è che ogni auto in più che si immette nella zona del centro cittadino nelle ore di punta richiede investimenti addizionali in strade e spazio per parcheggi pari a circa 25.000 dollari ». (Prof. William Vichrey della Columbia University).

([7]) H. Dollinger, *Die totale Autogesellschaft* (Monaco, 1972).

([8]) B. Rudofsky, *Streets for people* (New York, 1969).

di una politica di tal genere avrebbe dovuto portare alla realizzazione degli attraversamenti più importanti su piani sfalsati per non inficiare, con l'aumento dei volumi e con l'accentuarsi del traffico indotto trasversale, la validità dello schema base. Ciò non è avvenuto ed i risultati sono stati poco soddisfacenti.

Per contro si continua a favorire una politica di scorrimento nei centri storici dove tale politica è la più controproducente. Infatti l'agevole scorrimento è un incentivo per il traffico di attraversamento mentre nei centri storici è necessario — prima di qualsiasi altro intervento — far sì che in essi circolino solo i veicoli che nel centro hanno l'origine o la destinazione dei loro spostamenti.

Lunghe arterie unidirezionali che attraversino il centro rappresentano un invito per chi deve recarsi da una parte all'altra della città.

Ed il centro è gravato di una altissima aliquota di traffico che non gli compete.

Proprio nei casi in cui la rete viaria sia fatta con maglie regolari, per evitare l'attraversamento del centro occorre non lasciare sulla stessa strada la continuità del senso di marcia ai veicoli privati, riservandola solo ai mezzi pubblici. In tal modo non si combatte la mobilità, perchè qualsiasi automobilista potrà recarsi con le dovute deviazioni ecc. — dove il suo viaggio deve avere origine e destinazione, ma nessuno penserà di attraversare il centro con la propria vettura se si deve recare da una parte all'altra della città.

Anche con il recupero degli spazi per il movimento dei veicoli attraverso il reperimento di nuove aree di sosta all'interno dei fabbricati e con la costruzione di adeguati impianti di parcheggio, la pianificazione del traffico finalizzata alla facilitazione delle soste, non ha dato che scarsi frutti ed in alcuni paesi è ormai sostanzialmente abbandonata. Essa è stata sempre contrastata in Italia da due indirizzi: uno di carattere urbanistico (il parcheggio, nelle zone centrali, è un attrattore di traffico non equilibrabile con la rete viaria esistente e non si giustifica ad alcuna analisi costi benefici specie nel caso debba essere a carico della collettività) e l'altro di carattere legislativo (inaffittabilità della sede stradale per un uso di tipo privato, — circolare del 1967 del Ministero dei LL.PP.) per cui non si vedono ancora chiare vie di soluzione, se non il palliativo connesso all'uso di parchimetri come strumento meccanico di esazione della tariffa di custodia del veicolo.

La finalità che potrebbe attribuirsi alla realizzazione delle zone disco, è quella del riordino dello stazionamento dei veicoli, in rapporto alla distribuzione della domanda di sosta.

Le modalità con cui è stato posto in esecuzione questo provvedimento fanno però pensare che l'obiettivo che si intendeva perseguire fosse di altra natura. Tale convinzione deriva dall'osservazione di una serie di incoerenze nell'attuazione della disciplina: infatti, non si è provveduto ad individuare oculatamente le zone in cui la disciplina doveva essere messa in atto;

— per la definizione della durata delle soste, si è fatto sempre riferimento ad un periodo rigidamente definito, indipendentemente dalla qualità delle soste che si devono effettuare;

— considerato che la disciplina imposta portava ad una centrifugazione delle soste lunghe, occorreva provvedere alla delimitazione di aree ben definite per tali soste, data l'estensione eccessiva della zona vincolata al disco;

— non si devono poi trascurare le esigenze di alcune categorie di utenti per le quali era praticamente impossibile rispettare la disciplina imposta, specialmente nel caso di zone disco di dimensioni molto ampie (addetti-residenti).

Per questi motivi si deve ritenere che il tentativo di eliminare le soste lunghe, cioè essenzialmente quelle generate dagli spostamenti del tipo casa-posto di lavoro, rientri nelle prime linee di azione di una politica di rilancio del trasporto pubblico.

Se questo è l'obiettivo la politica attuata è stata assolutamente carente sotto due aspetti fondamentali:

— la mancata propaganda delle finalità della disciplina « a disco » con conseguente difficoltà di assimilazione e quindi di rispetto della norma da parte degli automobilisti;

— la dimenticanza della limitatissima azione di vigilanza che possono esplicare i corpi dei vigili urbani.

Questo stato dei fatti testimonia ancora una volta una confusione tra obiettivi e strumenti; in questo caso, anzi, sembrerebbe addirittura che la semplicità dello strumento individuato (il disco orario) e la constatazione che nessun onere ne deriva per le amministrazioni abbiano fatto completamente dimenticare l'obiettivo di fondo, cioè il rilancio del trasporto pubblico. Non si spiegherebbe altrimenti il fallimento delle zone disco. Che si sia dimenticato il rilancio del trasporto pubblico lo dimostra il fatto che proprio nel periodo in cui in molte città italiane entravano in funzione le zone disco (1964-1965), in molte di esse le varie aziende di trasporto pubblico aumentavano il prezzo del biglietto.

In definitiva da questi provvedimenti non si è avuto alcun miglioramento per la mobilità dei cittadini mentre è aumentato il costo del trasporto pubblico e gli utenti dei mezzi privati sono stati assoggettati al costo delle multe per infrazione alla durata delle soste.

Un altro degli interventi miracolistici è stato quello delle corsie riservate per i mezzi pubblici: quali dovevano essere i vantaggi di questa nuova politica del traffico? Soprattutto un aumento della velocità dei mezzi pubblici e quindi, a parità del parco circolante, un incremento della potenzialità di trasporto, di questo tipo di mezzi. Per i mezzi privati invece, a causa della diminuita disponibilità di spazio, è stato ottenuto l'effetto opposto.

Ne consegue che la portata di una strada con corsie riservate può aumentare solo se il numero di corse effettuato dai mezzi pubblici può compensare e superare la perdita di capacità dovuta alla riduzione del traffico privato. La capacità totale di trasporto, nel caso più favorevole, non può che tornare ai livelli di una velocità commerciale

dei mezzi pubblici tale da rispettare scrupolosamente gli orari fissati.

Poichè però gli attraversamenti rimangono gli stessi e le fermate pure, la incidenza dei tempi di sosta o di rallentamento è tale che l'incremento di velocità che le corsie riservate consentono ai mezzi pubblici è molto modesto.

Nel complesso anzi, poichè le corsie a disposizione per il traffico privato sono diminuite, non è illusorio ritenere che la capacità globale del sistema possa essere diminuita.

Dal punto di vista qualitativo il livello medio del servizio è anche esso diminuito per la diminuita capacità di trasporto sia per il contemporaneo passaggio di un'aliquota di utenza da un mezzo ad elevato indice di comfort (autovettura) ad un altro con indice notevolmente più basso (mezzo pubblico).

È chiara quindi l'incoerenza di fondo di questa improvvisata politica di priorità del trasporto pubblico, alla quale non ha fatto riscontro un altrettanto efficiente incremento della potenzialità del sistema, sia in termini di riduzione degli intervalli tra due veicoli successivi sulle linee esistenti, sia in realizzazione di nuove linee, sia infine come diversa strutturazione del servizio. La situazione, anzi, era ed è tale da consigliare la fornitura di un servizio esuberante, rispetto alle domande di spostamento, in modo da raggiungere quel livello di comfort che consenta di perseguire una politica realisticamente promozionale a favore del mezzo pubblico.

Nel parco automobilistico italiano la quota dei veicoli destinati al trasporto pubblico è estremamente bassa. Nel parco autotrasporti passeggeri, composto da circa 40.000 veicoli, solo 9108 autobus sono destinati al servizio urbano. Degli altri 10 milioni di vetture private solo 15.000 circa sono adibite al servizio di piazza. Si tenga conto che in media in una grande città industrializzata secondo le valutazioni internazionali un buon servizio di trasporto pubblico urbano dovrebbe poter disporre di un autobus ogni 1.000 abitanti: per raggiungere tale quota il nostro parco dovrebbe essere più che doppio.

Di fronte all'altro intervento tipico, di cui tanto si discute in questo periodo, e cioè le isole pedonali, i tecnici del traffico si sono sempre posti una serie di interrogativi ai quali non riuscivano a dare una chiara risposta, in quanto ancora non erano chiaramente indicati tutti i termini del problema. Le finalità promozionali sono state in genere dai politici dichiarate più o meno tutte (sviluppo commercio, difesa dei valori ambientali, sociali, turistici, di sicurezza dei pedoni, ecc.), ma i provvedimenti non sono mai stati accompagnati da interventi specifici atti a completare le funzioni dell'isola pedonale.

Ultimamente è stato pubblicamente dichiarato che « le isole pedonali sono uno dei mezzi con i quali si può scoraggiare l'uso dell'automobile e rendere, in definitiva, più scorrevole il traffico ».

Si tratta ancora una volta della negazione di un problema, in quanto si vuole risolvere il traffico eliminandolo. E per fare ciò si gioca sul significato di isola pedonale; la stessa definizione infatti ne precisa i limiti e le dimensioni: quelle percorribili a piedi da persone anche anziane, da donne, bambini, ecc. Di conseguenza dimensioni ridotte corrispondenti all'incirca alla distanza di due fermate tramviarie, zona completamente chiusa a qualsiasi tipo di traffico. Tutto il resto non è isola pedonale ma zona nella quale si vuol evitare la circolazione alle vetture private.

La mancanza di « piani-quadro del traffico » ha poi, in particolare, accentuato la non coordinazione dei vari interventi ed ha portato in generale ad una visione errata del problema, sintetizzata il più delle volte dall'espressione « il traffico strangola la città », invece di riconoscere che « la città — non modernamente pianificata — comprime lo sviluppo della mobilità » e quindi lo sviluppo ed il progresso dell'economia urbana.

Si continuano a propinare avveniristici progetti di sopraelevate e di metropolitane, di marciapiedi mobili e di monorotaie, a farneticare di immensi parcheggi sotterranei mentre quello in cui abbiamo bisogno è di far funzionare meglio od — in alcuni casi — di far semplicemente funzionare i sistemi esistenti.

Alberto Russo Frattasi

APPENDICE

In Belgio tali misure possono essere riassunte come segue:

— Miglioramento del trasporto pubblico mediante la costruzione di sotterranee nelle maggiori città.

— Costruzione di strade di circonvallazione che consentono di evitare il transito attraverso numerose città.

— Aumento del numero delle aree riservate alla sosta nei centri cittadini, purchè vengano realizzati parcheggi da ditte private.

— Costruzione di sottopassaggi alle principali intersezioni delle più importanti arterie cittadine.

— Limitazione della velocità a km/h 60 in cinque delle maggiori zone abitate. Tale limite di velocità sarà esteso a tutti i centri abitati nel prossimo futuro.

— Trasformazione di molte strade in strade a senso unico.

— Generalizzazione del limite del tempo della sosta mediante la creazione di « zone blu ».

— Nessun divieto di transito in nessuna strada del centro urbano, tranne che in alcune città di medie dimensioni e comunque su base sperimentale.

In Danimarca l'opinione prevalente presso le autorità centrali proposte alla pianificazione è che bisogna dare precedenza al trasporto collettivo nelle città, anche perchè l'astensione del trasporto collettivo (sotterranea, autobus, ecc.) risulta meno onerosa dello sviluppo del sistema stradale per renderlo atto a ricevere il traffico automobilistico in continuo aumento.

La collettivizzazione del traffico cui si tende, soffre ancora del fatto che le autorità non sono riuscite finora a trasferire alcuna frazione del traffico individuale nel sistema collettivo: anche lo sviluppo di attrezzature per la sosta presso le stazioni ferroviarie e i terminali delle linee tramviarie non è riuscito ad attrarre verso il mezzo pubblico un gran numero di quelle persone che si recano al lavoro in automobile.

La politica francese in materia di trasporti urbani trova espressione nel piano quinquennale (1971-75) che fornisce per le grandi città i seguenti indirizzi operativi:

— Miglioramento delle strutture del trasporto.

— Priorità all'utilizzazione del trasporto pubblico.

— Regolamentazione dell'uso dei motoveicoli all'interno delle zone abitate della città.

— Miglioramento delle condizioni di accesso nelle città di veicoli e merci.

È interessante ricordare un esperimento avvviato nell'agosto del 1971 nella città di Montpellier (200.000 abitanti) con le automobili a gettone, esperimento volto a sostituire l'uso personale del veicolo con l'uso collettivo dello stesso, consentendo a vari conducenti di servirsi della stessa automobile (1).

I veicoli non possono superare il confine della città e devono sempre essere parcheggiati nelle speciali aree loro riservate, aree scelte in modo da essere ubicate entro trecento metri di qualsiasi zona della città (2).

Nel complesso l'esperimento ha dato finora risultati positivi in quanto l'indice di utilizzazione delle autovetture ha superato le più ottimistiche previsioni ed i veicoli sono stati trattati con cura dagli utenti e non sono stati notati nè danni nè furti.

È stata accertata la vitalità del sistema dal punto di vista economico e le Autorità, sia locali che governative, hanno assicurato la loro assistenza di modo che si possa sviluppare nelle più soddisfacenti condizioni (sussidi, concessioni di aree per il parcheggio, ecc. (3).

In Gran Bretagna si è dell'avviso che una decisa politica della sosta non è il metodo migliore, a lungo termine, per combattere la congestione, almeno nelle maggiori città. Si cercano pertanto altri metodi restrittivi, compresi quelli relativi ad un eventuale pagamento per l'uso delle strade.

Mentre un tempo si richiedeva che fossero forniti spazi adeguati per la sosta in tutti i nuovi insediamenti dei centri urbani, la politica ufficiale ora limita gli spazi riservati a parcheggio di modo che la domanda di trasporto non superi la capacità del sistema stradale.

Numerose misure sperimentali vengono attualmente predisposte dal Governo in collaborazione con le Autorità locali al fine di dare la precedenza al mezzo pubblico:

— corsie riservate agli autobus (alcune delle quali sono di « contro-flusso »);

— accesso prioritario sulle strade principali riservando agli autobus alcune strade e servendosi dei semafori per ritardare il traffico privato su altre strade;

— possibilità per gli autobus di penetrare nelle zone riservate ai pedoni.

Attualmente solo il 10% delle persone che si spostano per andare a lavorare nella zona centrale di Londra si serve del trasporto privato e l'indirizzo politico è quello di cercare di mantenere questo equilibrio fra l'uso del trasporto pubblico e privato anche negli anni a venire (4).

Nelle grandi città della Repubblica Federale Tedesca lo sviluppo dei sistemi di trasporto pubblico avrà in futuro la precedenza sulla costruzione e ricostruzione delle strade.

Contrariamente alla politica adottata nel passato, l'offerta di spazi per il parcheggio nelle grandi città non dovrà essere incrementata ma, nei limiti del possibile, ridotta. Sono state già presentate delle mozioni miranti ad una modifica della vigente legislazione che richiede la creazione di spazi adeguati per la sosta ed il parcheggio in relazione alla costruzione di nuovi edifici.

Un drastico aumento delle tasse di parcheggio per quelle aree per la sosta controllate da parchimetri, potrebbe contribuire a ridurre l'uso dell'autovettura nelle grandi città (5).

Lo sviluppo della rete stradale urbana dovrebbe essere considerevolmente rallentato e, in taluni casi, interrotto del tutto.

A Zurigo (6), allo scopo di migliorare la situazione, il trasporto pubblico deve essere migliorato per incoraggiare i conducenti a lasciare le automobili fuori del centro cittadino in apposite aree di sosta da costruire, strade di circonvallazione devono essere costruite per il traffico di transito.

Non si tratta pertanto di rendere le strade più adatte al traffico quanto di adattare il traffico alle città creando, ad esempio, deviazioni per il traffico di transito, migliorando il trasporto pubblico e rendendolo addirittura gratuito.

Per contro la possibilità di ridurre la densità del traffico mediante oneri ulteriori imposti sulla sosta (parchimetri, tasse sul parcheggio) è ritenuta una misura impopolare in quanto la guida di un'autovettura diventerebbe questione di possibilità economiche.

Negli USA il problema è già più evoluto e si cominciano a vedere le conseguenze della congestione urbana.

Nel periodo 1960-1973, il Governo Federale ha impegnato più di 160 miliardi di dollari nelle aree urbane. Attualmente, questo flusso di aiuti — per scuole, strade di scorrimento, trasporti, polizia, assistenze, sanità, abitazione e una serie di altri bisogni, — è giunto ad un livello di più di 27 miliardi di dollari all'anno. Ma secondo George Romney, Ministro per le abitazioni e lo sviluppo urbano, non si è riusciti a risolvere i problemi globali delle città (7).

Alcune grandi città perdono popolazione: in parecchie di esse centinaia di case abbandonate e saccheggiate attendono il bulldozer.

Cresce il costo dei servizi e le amministrazioni cittadine incontrano difficoltà crescenti a farvi fronte. La qualità dei servizi, sotto molti aspetti, peggiora continuamente.

George Sternlieb, direttore del « Center for urban policy research », della Rutgers University afferma: « Non è lo sfruttamento intenso che i centri della città devono temere, ma l'indifferenza e l'abbandono (8): il maggior problema dei nostri centri è semplicemente la caduta del loro valore economico » (9). Salvo le compagnie di assicurazione, le banche e altre istituzioni trattenute da ragioni legali, i servizi del mondo degli affari hanno praticamente abbandonato i centri della città, così come i grandi magazzini.

Albert Walsh, Commissario della città di New York per le abitazioni e lo sviluppo, aggiunge: « La nostra nuova Società è basata sull'automobile e sugli aeroplani, non sui treni e sui fiumi mentre le nostre città sono state impostate sulle comunicazioni ferroviarie e fluviali: ne consegue che molte città sono obsolete ».

Nonostante numerosi e rilevanti progetti di sistemazione urbana, nessuno sembra aver trovato un metodo infallibile per invertire l'esodo verso i sobborghi cittadini. Gli studi più recenti rivelano che le grandi città non hanno più attrattive nemmeno per la gente più povera, che, ormai, tende anch'essa a spostarsi verso le zone suburbane (10).

A St. Louis, un complesso di 43 edifici, comprendente 2.800 abitazioni, fu costruito nel 1954 al costo di 36 miliardi di dollari. Oggi, solo 600 unità di abitazione sono occupate; circa 39 milioni di dollari sono stati spesi per buttare giù edifici e ristrutturare l'intero complesso, dotandolo di maggiori parchi, attrezzature ricreative, un teatro, negozi ed impianti industriali che danno lavoro.

Il direttore esecutivo della St. Louis Housing Authority, Thomas Costello, ha definito il progetto iniziale « un disastro ».

(1) Per i membri della cooperativa con un gettone da 10 FF. è possibile percorrere 10 km.

(2) Sono state messe in servizio trentadue autovetture per un periodo sperimentale di alcuni mesi; i primi risultati registrati dalla Società sono stati incoraggianti ed il numero di autovetture verrà in breve portato a 150. L'obiettivo finale per la città di Montpellier è 600 veicoli.

(3) Il trasporto pubblico ed i taxi che all'inizio si erano mostrati ostili hanno modificato un po' la loro opinione considerando che da un lato il loro lavoro sarà facilitato da un migliore flusso di traffico urbano e che, dall'altro lato, il nuovo sistema interessa una utenza diversa dalla loro. Il principio ha anche il grande vantaggio di essere adattabile a tutti i tipi di veicoli, qualunque sia la fonte di energia, elettrica o termica.

(4) Ad esempio, nel caso di Leeds i piani intendono assicurare un 20 % di spostamenti per lavoro verso la periferia della zona centrale fatti con autovetture private e un 80 % fatti con mezzo pubblico. A Cardiff i piani prevedono un 40 % per l'uso del trasporto individuale e un 60 % per quello del trasporto collettivo. Nel caso della costruzione di una città interamente nuova — Milton Keynes — piani estremamente progressisti prevedono invece un 80 % di utenti del mezzo privato e solo un 20 % per il mezzo pubblico.

(5) Il prezzo attuale di 0,10 marchi per 30 minuti dovrebbe essere portato a 0,50 marchi.

(6) Il 40 % degli automobilisti è costituito da persone che vanno a caccia di un posto per parcheggiare e che preferirebbero fare a meno di guidare nel centro cittadino se fosse disponibile un altro percorso.

(7) Lo stesso Ministro, in occasione di incontri con i rappresentanti di varie aree metropolitane, come Wilmington, S. Louis, Detroit, Boston, Philadelfia, ha detto: « Sarebbe pazzesco dire che solo se potessimo spendere ancora un po' di soldi avremo risolto le difficoltà ».

(8) Si stima che a New York vi siano 100 mila abitazioni abbandonate, circa 20 mila a Philadelfia, 10 mila a S. Louis e 5 mila a Chicago e Detroit.

(9) La comunità di Woodlawn nella parte Sud di Chicago offre un esempio caratteristico: solido quartiere operaio per più di 70 anni, diventa un quartiere in maggioranza nero nella metà degli anni '50. Dal 1960, le famiglie nere con reddito medio cominciano ad abbandonarlo; la popolazione scende in un decennio da 80 mila a 32 mila abitanti; il declino si sta poi accelerando, a causa della solida violenza delle gangs ed il vandalismo.

(10) Lo ha affermato Harold B. Finger, Segretario aggiunto per la ricerca e la tecnologia dell'H.U.D. (Dipartimento per l'abitazione e lo sviluppo urbano).

Distribuzione degli sforzi taglianti orizzontali di origine sismica lungo l'altezza delle strutture elastiche a telaio multipiano

CARLO EMANUELE CALLARI analizza la distribuzione sull'altezza degli sforzi orizzontali che sorgono in strutture riconducibili alla mensola equivalente, deformabile per flessione o per taglio, sotto l'azione sismica corrispondente a diverse schematizzazioni dello spettro di risposta. Si desume, dall'esame di tali casi, che prendono in considerazione strutture di diverso comportamento deformativo e di diverso periodo di vibrazione naturale, che il rapporto fra lo sforzo orizzontale ai vari livelli e il valore massimo di base presenta sensibilmente un medesimo valore per tutti i casi esaminati, a parità di livello relativo.

1. Premessa

In una precedente nota [1] si è indicato come sia possibile una determinazione sufficientemente approssimata degli sforzi taglianti di origine sismica agenti su strutture intelaiate, assimilando queste ultime a mensole dotate di opportuna rigidezza e massa uniformemente distribuita, e incastrate al suolo e libere in sommità; queste strutture ideali di riferimento si prestano ad una soluzione rapida del problema della determinazione della risposta dinamica della struttura agli effetti delle sollecitazioni orizzontali taglianti.

Nella presente nota, tenendo presente che tale procedimento estende a casi assai generali la validità della soluzione del problema delle sollecitazioni indotte dai moti sismici nella mensola a massa ed elasticità distribuite, si è determinata la distribuzione sull'altezza di tale mensola equivalente degli sforzi di taglio, conseguenti a diversi spettri di risposta, con riferimento, per ciascuno di essi, al corrispondente valore massimo di base.

2. Spettri di risposta considerati nell'analisi

Sono stati presi in considerazione i seguenti spettri schematizzati di risposta, definiti con riferimento al coefficiente sismico C, rapporto fra l'accelerazione orizzontale del moto indotto nella struttura e l'accelerazione di gravità, ed in funzione del periodo proprio T, espresso in secondi:

I. Spettro schematizzato del terremoto di El Centro:

per $T \geq 2{,}54$ sec: $C = 0{,}85/T^2$
per $0{,}5 \leq T \leq 2{,}54$ sec: $C = 0{,}333/T$
per $T \leq 0{,}5$ sec: $C = 0{,}666$

II. Spettro ideale del regolamento messicano (terreni fortemente compressibili):

per $T \leq 1$ sec: $C = 0{,}5\ (1 + T)$
per $1 \leq T \leq 2{,}5$ sec: $C = 1$
per $T \geq 2{,}5$ sec: $C = 2{,}5/T$

III. Spettro ideale del regolamento russo (zone di massima intensità):

per $T \leq 0{,}3$ sec: $C = 0{,}30$
per $0{,}3 \leq T \leq 1{,}5$ sec: $C = 0{,}09/T$
per $T \geq 1{,}5$ sec: $C = 0{,}06$

IV. Spettro ideale del regolamento russo (zone di minima intensità):

per $T \leq 0{,}3$ sec: $C = 0{,}075$
per $0{,}3 \leq T \leq 1{,}5$ sec: $C = 0{,}0225/T$
per $T \geq 1{,}5$ sec: $C = 0{,}015$

V. Spettro ideale del Joint Commitee A.S.C.E.:

per $T \leq 0{,}25$ sec: $C = 0{,}06$
per $0{,}25 \leq T \leq 0{,}75$ sec: $C = 0{,}015/T$
per $T \geq 0{,}75$ sec: $C = 0{,}02$

VI. Spettro ideale S.E.A.O.C.:

$C = 0{,}05/\sqrt[3]{T}$

3. Caratteristiche di vibrazione e coefficienti sismici corrispondenti

Si sono prese in esame la mensola con massa uniformemente distribuita e dotata di sola rigidezza flessionale, e la mensola con massa uniformemente distribuita e dotata di sola rigidezza a taglio; di ciascuna di tali categorie sono state considerate quattro strutture, dotate di diversi periodi base T_1, e pari precisamente ai valori:

a) $T_1 = 0{,}5$ sec
b) $T_1 = 1$ sec
c) $T_1 = 2$ sec
d) $T_1 = 3$ sec;

l'analisi è stata estesa ai primi cinque modi di vibrazione ($n = 1, 2, 3, 4, 5$); ne risultano i corrispondenti valori dei periodi di vibrazione del modo fondamentale e dei quattro successivi [1]:

Trave a rigidezza flessionale pura $\left(\frac{T_{nf}}{T_1} = 1;\ 0{,}16;\ 0{,}057;\ 0{,}0291;\ 0{,}0176\right)$:

n	1	2	3	4	5
T_{nf}	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
caso *a*)	0,5	0,0800	0,0285	0,0145	0,0088
caso *b*)	1	0,1600	0,0570	0,0291	0,0176
caso *c*)	2	0,3200	0,1140	0,0582	0,0352
caso *d*)	3	0,4800	0,1710	0,0879	0,0528

Trave a rigidezza di taglio pura ($T_{nt}/T_1 = 1;\ 0{,}333;\ 0{,}20;\ 0{,}143;\ 0{,}111$):

n	1	2	3	4	5
T_{nt}	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
caso *a*)	0,5	0,1666	0,1	0,0714	0,0555
caso *b*)	1	0,3333	0,2	0,1428	0,1111
caso *c*)	2	0,6660	0,4	0,2856	0,2222
caso *d*)	3	1	0,6	0,4284	0,3333

I valori dei coefficienti sismici corrispondenti, secondo gli spettri di risposta indicati nel paragrafo 2, sono riportati nelle due tabelle seguenti, rispettivamente per la trave a rigidezza flessionale pura, e per la trave a rigidezza di taglio pura. Il coefficiente sismico C è affetto dal doppio indice, che si riferisce ai vari spettri considerati ed ai vari casi di vibrazione, in funzione dei quattro periodi fondamentali considerati.

Trave a rigidezza flessionale pura.

	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
C_{Ia}	0,6666	0,6666	0,6666	0,6666	0,6666
C_{Ib}	0,3333	0,6666	0,6666	0,6666	0,6666
C_{Ic}	0,1665	0,6666	0,6666	0,6666	0,6666
C_{Id}	0,0944	0,6666	0,6666	0,6666	0,6666
C_{IIa}	0,7500	0,5400	0,5142	0,5073	0,5044
C_{IIb}	1	0,5800	0,5285	0,5145	0,5088
C_{IIc}	1	0,6600	0,5570	0,5291	0,5176
C_{IId}	0,8333	0,7400	0,5855	0,5436	0,5264
C_{IIIa}	0,18	0,3000	0,3	0,3	0,3
C_{IIIb}	0,09	0,3000	0,3	0,3	0,3
C_{IIIc}	0,06	0,2812	0,3	0,3	0,3
C_{IIId}	0,06	0,1875	0,3	0,3	0,3
C_{IVa}	0,0450	0,0750	0,075	0,075	0,075
C_{IVb}	0,0225	0,0750	0,075	0,075	0,075
C_{IVc}	0,0150	0,0703	0,075	0,075	0,075
C_{IVd}	0,0150	0,0469	0,075	0,075	0,075
C_{Va}	0,03	0,0600	0,06	0,06	0,06
C_{Vb}	0,02	0,0600	0,06	0,06	0,06
C_{Vc}	0,02	0,0469	0,06	0,06	0,06
C_{Vd}	0,02	0,0312	0,06	0,06	0,06
C_{VIa}	0,06299	0,11604	0,16369	0,20481	0,24218
C_{VIb}	0,05000	0,09210	0,12992	0,16256	0,19222
C_{VIc}	0,03968	0,07310	0,10312	0,12902	0,15257
C_{VId}	0,03467	0,06386	0,09008	0,11271	0,13328

Trave a rigidezza di taglio pura.

	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
C_{Ia}	0,6660	0,6666	0,6666	0,6666	0,6666
C_{Ib}	0,3330	0,6666	0,6666	0,6666	0,6666
C_{Ic}	0,1665	0,5000	0,6666	0,6666	0,6666
C_{Id}	0,0944	0,3333	0,5555	0,6666	0,6666
C_{IIa}	0,7500	0,5833	0,5500	0,5357	0,5277
C_{IIb}	1	0,6666	0,6000	0,5714	0,5555
C_{IIc}	1	0,8333	0,7000	0,6428	0,6111
C_{IId}	0,8333	0,1	0,8000	0,7142	0,6666
C_{IIIa}	0,1800	0,3000	0,3000	0,3000	0,3000
C_{IIIb}	0,0900	0,2700	0,3000	0,3000	0,3000
C_{IIIc}	0,0600	0,1350	0,2250	0,3000	0,3000
C_{IIId}	0,0600	0,0900	0,1500	0,2101	0,2700
C_{IVa}	0,0450	0,0750	0,0750	0,0750	0,0750
C_{IVb}	0,0225	0,0675	0,0750	0,0750	0,0750
C_{IVc}	0,0150	0,0337	0,0562	0,0750	0,0750
C_{IVd}	0,0150	0,0225	0,0375	0,0525	0,0675
C_{Va}	0,0300	0,0600	0,0600	0,0600	0,0600
C_{Vb}	0,0200	0,0450	0,0600	0,0600	0,0600
C_{Vc}	0,0200	0,0225	0,0375	0,0525	0,0600
C_{Vd}	0,0200	0,0200	0,0250	0,0350	0,0450
C_{VIa}	0,0630	0,0909	0,1077	0,1205	0,1311
C_{VIb}	0,0500	0,0721	0,0855	0,0957	0,1040
C_{VIc}	0,0397	0,0572	0,0679	0,0759	0,0825
C_{VId}	0,0347	0,0500	0,0593	0,0663	0,0721

4. Determinazione delle sollecitazioni di taglio ai vari livelli della mensola verticale

4.1. *Mensola dotata di sola rigidezza flessionale.*

Lo sforzo di taglio massimo in valore assoluto, al livello generico x della mensola verticale di altezza H, incastrata al piede e dotata di rigidezza B e massa m uniformemente distribuita, risulta, in corrispondenza della vibrazione secondo il generico modo n [1]:

$$V_{nf}(x) = B\gamma_{nf} d_n \left(\sqrt[4]{\frac{4\pi^2 m}{T_{nf}^2 B}}\right)^3 \phi_n^{III}(x), \qquad (1)$$

con $\phi_n^{III}(x) = \left(\sqrt[4]{\frac{T_{nf}^2 B}{4\pi^2 m}}\right)^3 \frac{d^3\phi_n(x)}{dx^3}$, secondo il simbolo delle tabelle [2]; nella (1), d_n è lo spostamento massimo corrispondente allo spettro di risposta; esprimendo quest'ultima quantità in funzione di C_n e T_{nf}, e ponendo $\xi = x/H$, la (1) diviene,

essendo $\beta_n = H \sqrt[4]{\frac{4\pi^2 m}{T_{nf}^2 B}}$ e $d_n = C_n g \frac{T_{nf}^2}{4\pi^2}$:

$$V_{nf}(\xi) = B\gamma_{nf} d_n \frac{\beta_n^3}{H^3} \phi_n^{III}(\xi) =$$

$$B\gamma_{nf} C_n g \frac{T_{nf}^2}{4\pi^2} \frac{\beta_n^3}{H^3} \phi_n^{III}(\xi); \qquad (2)$$

dalla (2) si può ottenere una espressione funzione soltanto delle caratteristiche di vibrazione, e non di quelle geometriche ed elastiche, che risulta proporzionale allo sforzo tagliente:

$$K_f V_{nf} = \gamma_{nf} \phi_n^{III}(\xi) \beta_n^3 T_{nf}^2 C_n, \qquad (3)$$

dove $K_f = \frac{H^3}{B} \frac{4\pi^2}{g}$ risulta una costante dipendente solo dalle caratteristiche geometriche ed elastiche della mensola.

I coefficienti β_n, ed i fattori di partecipazione γ_n risultano dalla seguente tabella, per i primi cinque modi di vibrazione (con riferimento alla nota [1]):

n	1	2	3	4	5
γ_{nf}	0,783	0,434	0,255	0,182	0,142
β_n	1,875	4,694	7,855	10,995	14,137

Analogamente, le funzioni $\phi_n^{III}(\xi)$ assumono i seguenti valori (con riferimento alle tabelle [2]):

ξ	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
ϕ_1^{III}	1,4682	1,4518	1,3468	1,0907	0,6469	0
ϕ_2^{III}	2,0369	1,8268	0,8604	0,4309	0,9902	0
ϕ_3^{III}	1,9984	1,2057	0,9653	1,0337	0,7939	0
ϕ_4^{III}	2	0,3323	1,2464	1,2737	0,1102	0
ϕ_5^{III}	2	0,5829	0,2245	0,2179	0,7012	0

Lo sforzo tagliante totale, ai vari livelli della mensola, $\bar{V}_f(\xi) = \sum_{n=1}^{5} V_{nf}(\xi)$, risulta pertanto fornito dall'espressione:

$$\sum_{n=1}^{5} K_f V_{nf}(\xi) = K_f \left[\sum_{n=1}^{5} V_{nf}(\xi)\right] = K_f \bar{V}_f(\xi) =$$

$$= \sum_{n=1}^{5} \gamma_{nf} \phi_n^{III}(\xi) \beta_n^3 T_{nf}^2 C_n. \qquad (4)$$

I termini a secondo membro della (4), proporzionali allo sforzo tagliante a meno della costante

K_f, sono stati calcolati mediante elaboratore, per i sei spettri (I-VI) ed i quattro periodi base (*a-b-c-d*), indicati al paragrafo 3; ne sono risultati 24 diagrammi della distribuzione del valore della sollecitazione tagliante sull'altezza della mensola; riferendo poi il valore del taglio all'altezza relativa generica dall'incastro di base $\xi = x/H$, al valore del taglio alla base (e cioè per $\xi = 0$), si sono dedotti i valori del rapporto adimensionale

$$\nu_f(\xi) = \frac{\sum_{n=1}^{5} K_{fn}\, V_{nf}(\xi)}{\sum_{n=1}^{5} K_{fn}\, V_{nf}(0)} = \frac{\bar{V}_f(\xi)}{\bar{V}_f(0)}, \qquad (5)$$

che esprime appunto il diagramma dello sforzo tagliante relativo al valore massimo di base, sull'altezza della struttura.

I valori medi di $\nu_f(\xi)$, ottenuti dai risultati dei 24 diagrammi calcolati, sono riportati in figura 1; lo scarto massimo percentuale riscontrato fra i 24 valori calcolati, rispetto al valore medio riportato per ogni altezza relativa ξ, è pari al 24% circa sui valori $\nu_f(0{,}4)$ e $\nu_f(0{,}6)$, e pari all'8,5% sui restanti valori di ν_f.

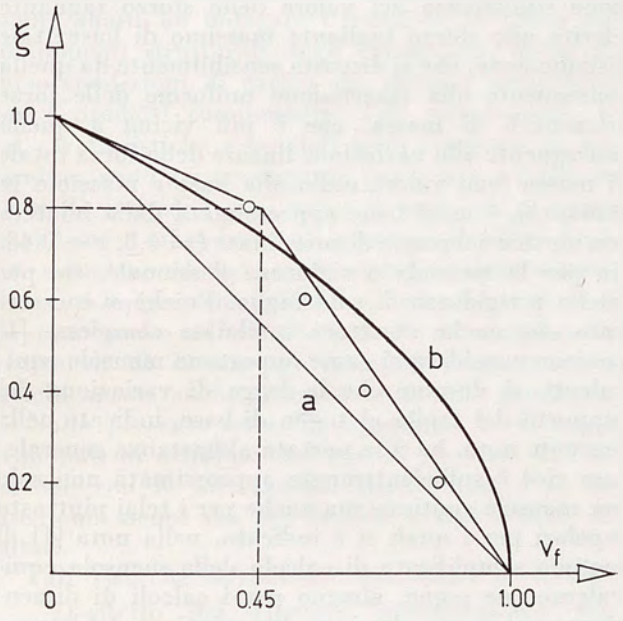


Fig. 1

Si osserva come l'andamento dei valori riportati è rappresentato con sufficiente approssimazione da una bilatera, con vertice nel punto di coordinate $\xi = 0{,}8$; $\nu_f = 0{,}45$; rispetto a tale diagramma, la distribuzione del taglio corrispondente ad una distribuzione delle forze di massa costanti sull'altezza (retta *a* del diagramma) presenta valori costantemente inferiori; la curva *b*, corrispondente alla distribuzione lineare (con valore massimo in sommità e nullo alla base) della forza globale di massa, segue meglio i risultati del calcolo, con però una sensibile sovraestimazione dei valori del taglio verso la base, ed una lieve sottoestimazione dei medesimi nella zona di altezza relativa superiore a 0,66.

Considerando i valori della sollecitazione tagliante calcolati per una struttura reale più com-

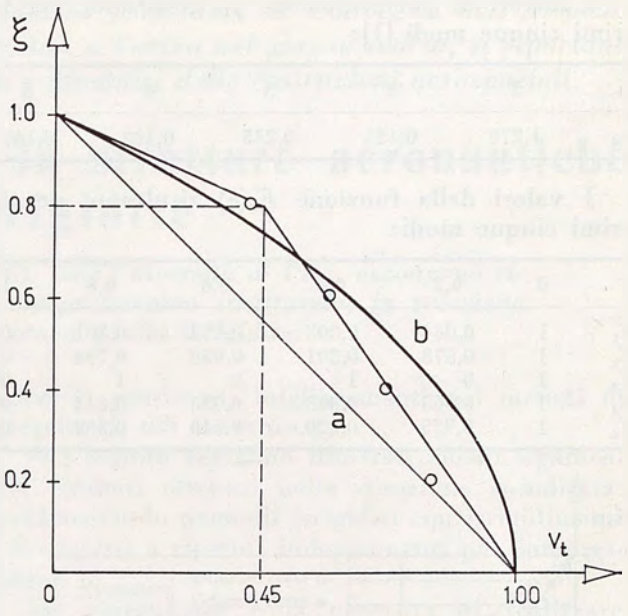


Fig. 2

plessa, e precisamente il telaio multipiano analizzato rigorosamente nel lavoro [3] e col metodo semplificato della mensola equivalente nel lavoro [1], si osserva, anche in tale caso, la buona approssimazione della bilatera sopra indicata per rappresentare l'andamento degli sforzi taglianti ai vari piani dell'edificio; essa risulta infatti maggiormente approssimata per i valori corrispondenti ai piani al di sotto della metà altezza del telaio che non la curva della distribuzione triangolare delle forze di massa (del tipo SEAOC); la figura 3, ripresa dai risultati della nota [1], riporta appunto la bilatera sopraindicata ed i valori del taglio ai vari piani del telaio, calcolati secondo [1] e [3], sia per i valori massimi che per quelli probabili.

4.2. *Mensola dotata di sola rigidezza a taglio.*

Consideriamo la stessa mensola di cui al paragrafo 4.1., con uguali notazioni, salvo che la trave presenta soltanto rigidezza a taglio, costante sulla lunghezza e pari a k.

Per tale struttura lo sforzo di taglio, al livello relativo ξ, risulta, per il generico modo n [1]:

$$V_{nt}(\xi) = k d_n \gamma_{nt} \frac{(2n-1)\pi}{H} \left[\cos \frac{(2n-1)\pi}{2} \xi\right]; \qquad (6)$$

dalla (6) ricaviamo una espressione analoga alla (3), funzione solo delle caratteristiche di vibrazione, e proporzionale allo sforzo tagliante $V_{nt}(\xi)$:

$$K_t\, V_{nt}(\xi) = \gamma_{nt}\,(2n-1)\, F_n(\xi)\, T_{nt}^2\, C_n, \qquad (7)$$

dove $K_t = \dfrac{H}{k}\,\dfrac{4\pi}{g}$ risulta una costante dipendente solo dalle caratteristiche geometriche ed elastiche della mensola, e

$$F_n(\xi) = \cos \frac{(2n-1)\,\pi}{2} \xi.$$

I fattori di partecipazione γ_{nt} risultano, per i primi cinque modi [1]:

n	1	2	3	4	5
γ_{nt}	1,270	0,425	0,255	0,182	0,142

I valori della funzione $F_n(\xi)$ risultano, per i primi cinque modi:

ξ	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
F_1	1	0,944	0,803	0,573	0,301	0
F_2	1	0,578	0,301	0,959	0,794	0
F_3	1	0	1	0	1	0
F_4	1	0,665	0,305	0,938	0,814	0
F_5	1	0,975	0,820	0,610	0,360	0

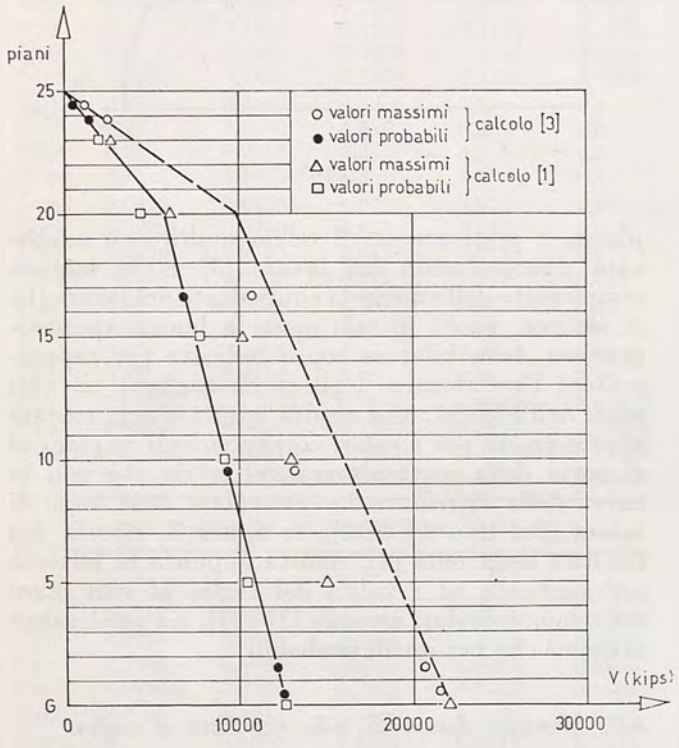


Fig. 3

Lo sforzo tagliante totale, ai vari livelli della mensola, $\bar{V}_t(\xi) = \sum_{n=1}^{5} V_{nt}(\xi)$, risulta pertanto fornito dall'espressione:

$$\sum_{n=1}^{5} K_t V_{nt}(\xi) = K_t [\sum_{n=1}^{5} V_{nt}(\xi)] = \\ = \sum_{n=1}^{5} \gamma_{nt} (2n-1) F_n(\xi) T_{nt}^2 C_n. \qquad (8)$$

I termini a secondo membro della (8), proporzionali allo sforzo tagliante, a meno della costante K_t, sono stati calcolati in modo analogo a quello seguito per la mensola dotata di rigidezza flessionale (par. 4.1.) per gli spettri ed i periodi indicati nel paragrafo 3; come già per la mensola dotata di sola rigidezza flessionale, ne sono risultati 24 diagrammi della distribuzione sull'altezza relativa $\xi = x/H$ del rapporto:

$$\nu_t(\xi) = \frac{\sum_{n=1}^{5} K_{tn} V_{nt}(\xi)}{\sum_{n=1}^{5} K_{tn} V_{nt}(0)} = \frac{\bar{V}_t(\xi)}{\bar{V}_t(0)},$$

fra il taglio al livello ξ e il taglio massimo alla base della mensola.

I valori medi di $\nu_t(\xi)$ così ottenuti sono riportati nella figura 2; lo scarto massimo percentuale è risultato pari al 24% per $\nu_t(0,8)$ e pari al 12% per tutti gli altri valori di ν_t.

Si osserva come la distribuzione dei valori calcolati sia ancora in buon accordo con la bilatera indicata al paragrafo 4.1., in figura 1; risultano ancora valide le considerazioni svolte al paragrafo 4.1. per la trave dotata di sola rigidezza flessionale a proposito della distribuzione effettiva del taglio sull'altezza della mensola secondo il criterio della distribuzione uniforme e della distribuzione lineare della forza orizzontale di massa.

5. Conclusioni

Dai risultati del calcolo svolto per 24 combinazioni diverse di caratteristiche di sollecitazione dinamica e di periodo di vibrazione principale variabile da 0,5 a 3 sec, sia per la mensola a rigidezza flessionale pura sia per quella a rigidezza di taglio pura, appare sensibilmente costante la distribuzione sull'altezza del valore dello sforzo tagliante riferito allo sforzo tagliante massimo di base; tale distribuzione, che si discosta sensibilmente da quella conseguente alla ripartizione uniforme delle forze orizzontali di massa, che è più vicina a quella conseguente alla variazione lineare della forza totale di massa (con valore nullo alla base e massimo in sommità), è assai bene approssimata dalla bilatera con vertice nel punto di coordinate $\xi = 0,8$, $\nu = 0,45$, sia per la mensola a rigidezza flessionale, sia per quella a rigidezza di solo taglio. Poichè si è osservato che anche strutture intelaiate complesse [1] possono considerarsi come opportune mensole equivalenti, si desume che la legge di variazione del rapporto del taglio al taglio di base, indicato nella presente nota, ha una portata abbastanza generale: essa cioè è sufficientemente approssimata non solo per mensole continue ma anche per i telai piuttosto regolari per i quali si è indicato, nella nota [1], il metodo semplificato di calcolo della mensola equivalente; ne segue, almeno per i calcoli di dimensionamento, una ulteriore abbreviazione del lavoro, in quanto risulta sufficiente determinare il taglio alla base, per poi ottenere rapidamente i valori alle varie altezze.

Carlo Emanuele Callari

BIBLIOGRAFIA

[1] C. E. Callari, *Sul calcolo delle sollecitazioni indotte dai moti sismici nelle strutture elastiche a telaio multipiano*, Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Torino. Pubbl. n. 5, luglio 1968.

[2] R. E. D. Bishop, D. C. Johnson, *The mechanics of vibration*, Cambridge 1960.

[3] J. A. Blume, N. M. Newmark, L. H. Corning, *Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions*, Portland Cement Association, 1961.

Proseguendo nella pubblicazione delle principali relazioni presentate al Convegno dell'Associazione di Aeronautica ed Astronautica (AIDAA) tenutosi a Torino nel giugno scorso, si riportano due memorie illustrative di problemi strutturali e dinamici delle costruzioni aerospaziali.

Su alcuni fenomeni di fatica in strutture aeronautiche a guscio irrigidite

A. SALVETTI, A. DEL PUGLIA, C. CASAROSA, dell'Università di Pisa, espongono risultati di ricerche teoriche e sperimentali sul comportamento strutturale, in relazione a fenomeni di fatica, di strutture a guscio irrigidite.

I. Introduzione.

L'Istituto di Aeronautica dell'Università di Pisa, ha da tempo intrapreso ricerche sui fenomeni di fatica di tipiche strutture aeronautiche. L'obiettivo basilare di tali ricerche è una più approfondita conoscenza delle interconnessioni fra fenomeni di fatica e metodi di proporzionamento che consenta di ottenere soluzioni strutturali più efficienti e sicure. Coerentemente con questo obiettivo di base, è stato realizzato un complesso di attrezzature, di progettazione originale, particolarmente adatte ad indagare i fenomeni di fatica nei componenti strutturali degli aeromobili, nelle diverse condizioni di carico che devono ammettersi per i predetti componenti. Tali attrezzature, le cui caratteristiche essenziali sono riportate in appendice, sono già predisposte per prove a fatica su pannelli irrigiditi che, come è noto, si prestano assai bene a riprodurre gli aspetti salienti di basilari soluzioni adottate nelle costruzioni aeronautiche. Con opportune modifiche, tali attrezzature si prestano anche ad effettuare prove su componenti strutturali di forma più complessa, sottoposti a carichi agenti anche secondo molteplici direzioni.

Nella presente nota, si espongono le direttive principali di sviluppo di ricerche in corso di esecuzione con le attrezzature suaccennate e se ne discutono alcuni dei più recenti e significativi risultati.

Tali ricerche affrontano i seguenti problemi:

1) effetto del ripetuto imbozzamento per compressione sulla resistenza a fatica di pannelli irrigiditi;

2) proporzionamento « fail-safe » di pannelli irrigiditi soggetti prevalentemente a carichi di trazione.

Strutture a guscio irrigidite, sottoposte a ripetuti fenomeni d'imbozzamento, possono andar soggette a rotture per fatica, a causa delle sostanziali modifiche che intervengono nello stato di tensione per effetto dei fenomeni d'imbozzamento. L'impiego negli aeromobili di strutture, prevalentemente compresse, che si instabilizzano in corrispondenza di carichi inferiori ai massimi ammissibili, giustifica la ricerca di cui al punto 1). Una approfondita conoscenza dei suddetti possibili fenomeni di fatica e dei parametri da cui essi principalmente dipendono, può consentire l'introduzione di consistenti miglioramenti nei metodi di progetto di tali strutture.

Nel seguito verranno illustrati alcuni significativi risultati ottenuti nella direzione suindicata, sperimentando pannelli irrigiditi con irrigidimenti a Ω soggetti a ripetuti imbozzamenti per compressione.

La convenienza e la necessità di realizzare strutture « fail-safe », deriva, come è noto, principalmente dalle stringenti esigenze di sicurezza con assegnati valori di efficienza operativa che è necessario garantire ai moderni aeromobili, anche in relazione alle sempre più severe condizioni operative imposte.

Un metodo di proporzionamento, basato sui criteri « fail-safe », può ritenersi tanto più adeguato alle esigenze della avanzata progettazione aeronautica quanto più consegua, nell'ambito di una assegnata dimensione economica, gli obiettivi di sicurezza summenzionati attraverso strutture ponderalmente efficienti ed in ogni caso adeguate ai pressanti requisiti di carico utile connessi con le prestazioni richieste a moderni e competitivi aeromobili.

I pannelli centrali dei cassoni alari, sono certamente zone dove è assai probabile lo sviluppo di lesioni per fatica; per queste strutture, l'impiego di tecniche di proporzionamento « fail-safe », è una esigenza assai sentita. A questo riguardo assumono particolare importanza ricerche sul comportamento di pannelli irrigiditi fessurati sia sotto l'azione di carichi variabili (al fine di determinare la velocità di avanzamento per fatica della fessura), che sotto l'azione di carichi costanti (per valutare la resistenza statica residua della struttura fessurata). In particolare, poichè gli irrigidimenti migliorano sensibilmente il comportamento sia a carico statico che a fatica della struttura fessurata, rivestono notevole interesse, nell'ambito delle direttive innanzi prospettate, ricerche intese a sviluppare strutture ponderalmente ottime basate sul criterio di scegliere la forma geometrica del pannello, non soltanto in base a considerazioni derivanti dalla presenza di fenomeni d'instabilità dell'equilibrio elasto-plastico della struttura, ma anche tenendo conto della funzione di « crack-stopper » che può essere svolta dai correnti.

L'ottimizzazione nel senso innanzi precisato, richiede preliminarmente la conoscenza della velo-

cità di avanzamento della fessura per fatica dl/dn e della massima lunghezza di fessura ammissibile l_a in presenza di un dato carico, in funzione, oltre che del tipo di sollecitazione, delle dimensioni geometriche della struttura.

Estese ricerche teoriche e sperimentali (parte delle quali condotte presso l'Istituto di Aeronautica dell'Università di Pisa, [1], [2], [3], [4]) sembrano avvalorare l'ipotesi che, in ogni caso, il fattore d'intensità degli sforzi K, sia il parametro basilare da cui dipendono sia dl/dn *che* l_a. Mentre da un lato è necessario sviluppare una approfondita sperimentazione, sia per controllare l'attendibilità della succitata ipotesi che per stabilire affidabili legami funzionali fra dl/dn e K e fra l_a e K, è necessario, dall'altro, sviluppare metodi di calcolo capaci di valutare con precisione adeguata agli scopi della progettazione fail-safe il fattore d'intensità degli sforzi in funzione della geometria della struttura, per le possibili condizioni di carico di pratico interesse. Oltre a dl/dn e l_a è poi necessario poter determinare la resistenza, sia statica che a fatica, degli irrigidimenti sovraccaricati per la fessurazione del rivestimento [4]. Ciò richiede, non solo la determinazione delle forze che attraverso la giunzione lamiera ed irrigidimenti si scambiano tra di loro, ma anche il fattore di concentrazione delle tensioni conseguente al tipo di giunzione; in particolare, nel caso di giunzioni rivettate, il fattore predetto dipende dalla presenza dei fori dei rivetti e dal modo in cui i rivetti introducono le forze attraverso i fori.

Sul complesso problema innanzi prospettato è in corso una vasta attività di ricerca sia sperimentale che teorica presso l'Istituto di Aeronautica dell'Università di Pisa [4] [7] [14] [15]. Nel seguito verranno riportati alcuni risultati con particolare riferimento al problema della determinazione teorica del fattore d'intensità degli sforzi K per le lamiere e del sovraccarico dei correnti con particolare riferimento al problema di pannelli irrigiditi rivettati.

II. Fenomeni di fatica dovuti a ripetuti imbozzamenti in pannelli con irrigidimenti a Ω.

Presso l'Istituto di Aeronautica è da tempo in corso un programma di ricerca sul comportamento a fatica di pannelli piani con irrigidimenti a Ω, compressi oltre il carico critico di imbozzamento locale del pannello [1], [2], [3], [4], [5].

In questa situazione di carico, nella quasi totalità dei pannelli sperimentati, la superficie di imbozzamento della lamiera è risultata praticamente simmetrica rispetto alle linee di rivettatura lamiere-correnti ed i massimi di tali superfici, i punti cioè più distanti dal piano dei baricentri dei correnti, si trovano allineati su alcune rette, in numero dipendente dalla lunghezza d'onda longitudinale, tra loro parallele e perpendicolari alla direzione di applicazione del carico.

Una superficie di imbozzamento di questo tipo produce forze di trazione nei rivetti di diversa entità, a seconda della posizione dei rivetti rispetto alle bozze: tali forze sono massime quando i rivetti si trovano sulla congiungente due massimi delle bozze; esse inducono, principalmente nella parte superiore dei correnti a contatto con la lamiera, tensioni di trazione tipo piastra che sono in grado di massimo sul contorno dei fori che alloggiano i rivetti più sollecitati.

Una serie di esperienze, effettuate nell'ambito del programma di ricerca summenzionato, ha mostrato che, qualora si abbiano ripetuti superamenti del carico critico, lo stato di tensione nel corrente precedentemente descritto, provoca lo insorgere di molteplici fessure per fatica in corrispondenza dei fori di alloggiamento dei rivetti più caricati. Queste fessure si propagano poi rapidamente lungo l'asse di chiodatura del pannello fino a dimensioni dell'ordine di una semilunghezza d'onda λ distruggendo così il vincolo lamiera-corrente; a causa di ciò, il pannello non è più in grado di soddisfare i requisiti di progetto di forma o di resistenza. Attraverso tali esperienze è stato possibile evidenziare che la massima tensione di trazione nei correnti, provocata dalla predetta azione dei rivetti, risulta un parametro assai promettente per lo studio del comportamento a fatica dei pannelli in esame [2]. Ciò è indicato dalla curva di Wöhler, ottenuta sperimentando pannelli di dimensioni diverse, che fornisce la durata a fatica del pannello in funzione del valore σ_{ME} della tensione massima predetta, ottenuta sperimentalmente.

Per durata a fatica del pannello, si è assunto convenzionalmente, il numero di cicli di carico necessario perchè si origini, sul pannello stesso, in modo visibile, la prima fessura per fatica; ciò in accordo con il fatto che i potenziali punti di innesco sono assai numerosi e che generalmente diverse fessure si sviluppano approssimativamente per lo stesso numero di cicli.

Uno degli obiettivi principali di questa ricerca, oltre naturalmente alla determinazione delle suddette curve di Wöhler per pannelli costruiti con diversi tipi di leghe di alluminio, è determinare, per pannelli di diverse caratteristiche geometriche, il valore di σ_{ME} in funzione del rapporto fra carico applicato e carico critico P/P_b. Da numerose misure di σ_{ME}, effettuate con la tecnica descritta in [2], si è constatato che l'andamento della tensione σ_{ME} in funzione di P/P_b, nel campo di proporzionamenti e superamenti di P_b normalmente adottati, può essere rappresentato, con sufficiente precisione, mediante una funzione del tipo $\sigma_{ME}/\sigma_o = A\ (P/P_b)^k$, dove σ_o è la tensione critica di una piastra semplicemente appoggiata di larghezza pari al passo degli irrigidimenti e di lunghezza infinita, A e K sono costanti che dipendono dalla geometria del pannello [4].

Un recente sviluppo di questa ricerca (1) è

(1) Questa ricerca è finanziata dall'European Research Office dell'United States Army.

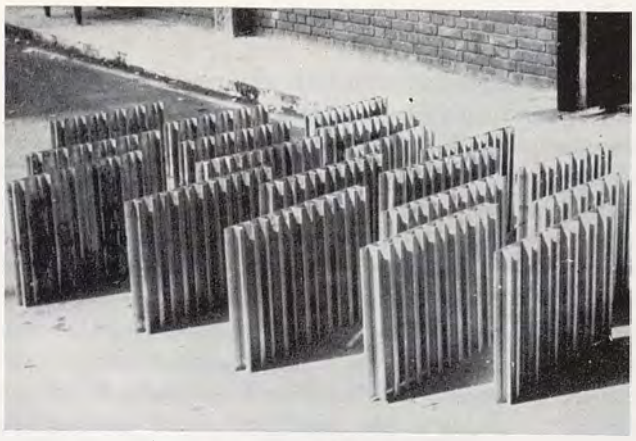


Fig. 1 - Alcuni dei pannelli provati.

stato quello di effettuare le prove statiche ed a fatica su una serie di 40 pannelli (fig. 1) di diverse caratteristiche geometriche costruiti in lega di alluminio 7075 T6 e 2024 T3 allo scopo di determinare i valori di A e K mediante misure su gruppi di pannelli di eguali dimensioni geometriche, e la curva di Wöhler per i pannelli costruiti con i suddetti tipi di materiale [5].

Dall'esame dei risultati ottenuti, si è constatato che i valori di A e K, e quindi della tensione σ_{ME} per i valori di P/P_b considerati, sono fortemente influenzati da alcuni parametri collegati all'usuale procedimento tecnologico adottato per la costruzione dei pannelli. Tra questi parametri, i più significativi sono la non perfetta planarità della lamiera di copertura, il grado di interferenza raggiunto durante la formazione del rivetto e le imperfezioni locali prodotte dalla rivettatura. Questi parametri assumono chiaramente valori variabili da pannello a pannello a causa di circostanze non precisabili se non statisticamente; la loro influenza sul valore di σ_{ME} è notevole e dello stesso ordine di grandezza delle influenze derivanti da possibili diversi proporzionamenti.

A causa di queste influenze le curve $\sigma_{ME}/\sigma_o = f\ (P/P_b)$ relative a punti diversi di un medesimo pannello, riportate in scala doppiamente logaritmica, si trasformano in un fascio di rette comprese all'interno di una banda di dispersione abbastanza ristretta. Una analoga banda di dispersione si ottiene poi quando si riportino i risultati relativi a pannelli diversi. Sulla base di questa osservazione, si è ritenuto conveniente, almeno per pannelli aventi caratteristiche geometriche non eccessivamente diverse da quelle dei vari gruppi di pannelli provati, ritenere il rapporto σ_{ME}/σ_o che si misura sui vari pannelli, per un dato valore di P/P_b, come variabile casuale. Si è presentata quindi la necessità di effettuare una indagine statistica

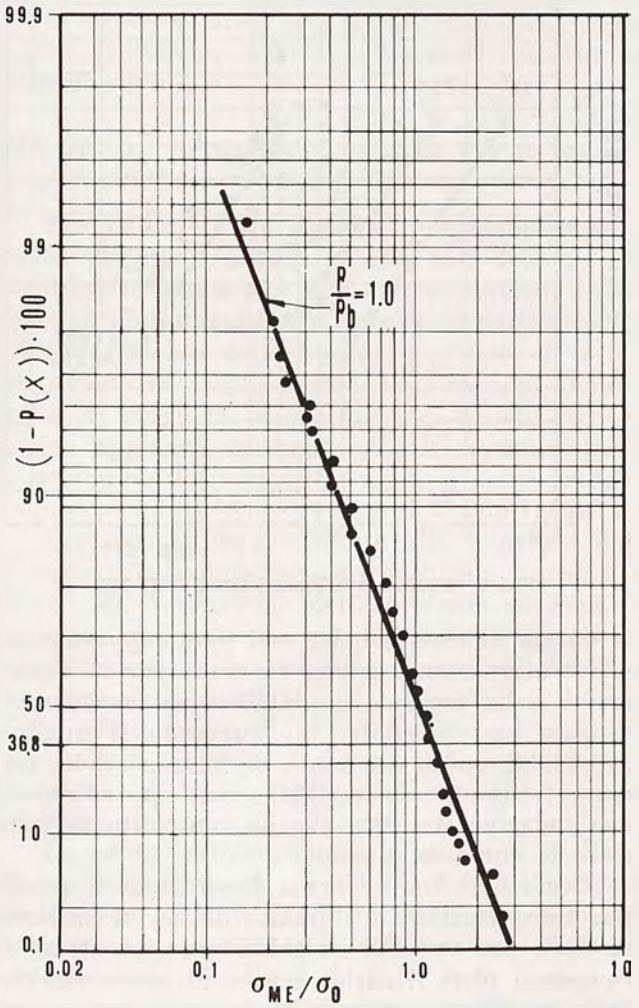


Fig. 2*a* - Distribuzione di σ_{ME}/σ_0 su carta di probabilità (valore estremo) per tutti i pannelli provati.

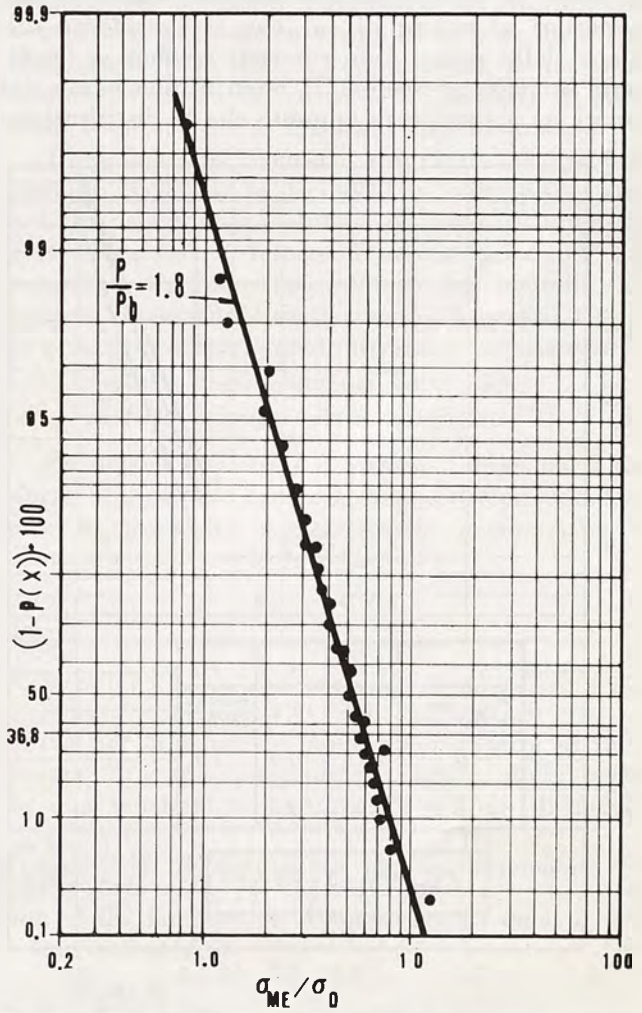


Fig. 2*b* - Distribuzione di σ_{ME}/σ_0 su carta di probabilità (valore estremo) per tutti i pannelli provati.

per determinare, per vari valori di P/P_b, la funzione di distribuzione di σ_{ME}, e costruire così, per punti, curve $\sigma_{ME}/\sigma_o = f(P/P_b)$ a diversi valori di probabilità, definita come la percentuale di valori che superano il valore di σ_{ME} definito dalla curva stessa. Poichè le curve in esame dipendono dai due parametri A e K, è stato sufficiente determinare i diversi livelli di probabilità di σ_{ME} per $P/P_b=1$ e $P/P_b=1.8$. Dalle curve così ottenute, tracciate utilizzando scale doppiamente logaritmiche, è possibile ricavare i valori della costante A, che si legge nell'asse delle ordinate in corrispondenza di $P/P_b=1$ e della costante K che è la pendenza della retta stessa. Di conseguenza è possibile determinare, anche analiticamente, il valore di σ_{ME}/σ_o per ogni valore di P/P_b con il livello di probabilità desiderato.

L'indagine statistica è stata effettuata sulla base del metodo proposto in [6]. Sono state esaminate sia una distribuzione normale della variabile σ_{ME}, sia una distribuzione di valore estremo, e si è constatato che quest'ultima è la più soddisfacente.

In fig. 2a e 2b sono riportate le funzioni di distribuzione cumulative di σ_{ME} per $P/P_b = 1$ e $P/P_b=1.8$ riportate su carta di probabilità le cui scale sono relative ad una distribuzione di probabilità di valore estremo. Sull'asse delle ordinate si legge la probalilità che esistano valori di σ_{ME} superiori al valore di σ_{ME} che si considera: sull'asse delle ascisse sono riportati i valori σ_{ME} ordinati in senso crescente. Il buon allineamento dei punti sta a significare appunto che la distribuzione della variabile σ_{ME} si approssima al tipo considerato.

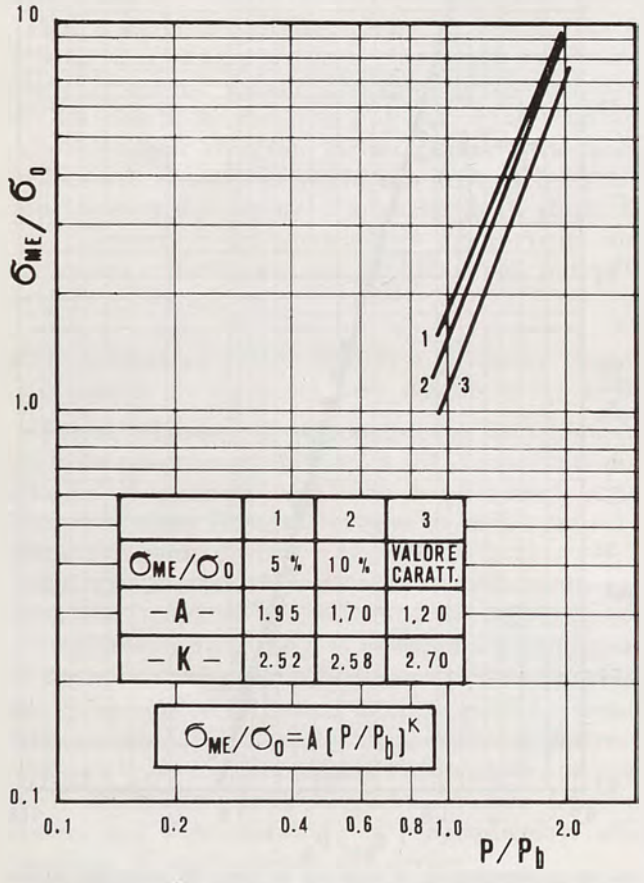


Fig. 3 - σ_{ME}/σ_0 in funzione di P/P_b per vari valori di probabilità.

In fig. 3 sono riportate alcune curve $\sigma_{ME}/\sigma_o = f(P/P_b)$ tracciate come precedentemente indicato. La curva n. 1, che fra le tre è la più conservativa, è il luogo dei valori di σ_{ME} che, per ogni valore di P/P_b, hanno il 95% di probabilità di avere tutti i valori di σ_{ME} al di sotto di essi: la curva n. 2 è invece il luogo dei valori di σ_{ME} che, per ogni valore di P/P_b ne hanno il 90% di probabilità: la curva n. 3 infine, è il luogo dei valori di σ_{ME} che, per vari valori di P/P_b rappresentano il valore caratteristico della distribuzione del gruppo di misure. Curve con altri valori di probabilità possono essere tracciate sulla base delle distribuzioni statistiche riportate in fig. 2a e 2b.

Nella stessa figura sono riportati i valori delle costanti A e K relativi alle tre curve caratteristiche.

I risultati delle prove a fatica effettuate sul gruppo di pannelli costruiti in lega di alluminio 7075 T6, sono riportati, come curva di Wöhler, in fig. 4. Le curve a vari livelli di probabilità che sono riportate nella figura sono state determinate supponendo, in prima approssimazione, che

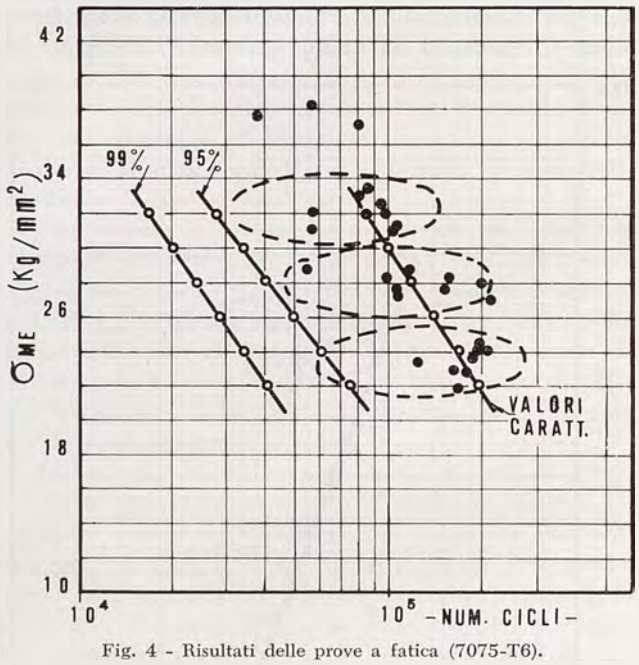


Fig. 4 - Risultati delle prove a fatica (7075-T6).

la durata di ciascuno dei vari punti appartenenti alle tre aree tratteggiate, sia associata al valore medio della tensione σ_{ME} nella zona considerata. È stato così possibile, interpretando il numero di cicli di carico necessario al formarsi della minima fessura come variabile random, effettuare una indagine statistica che ha consentito di tracciare le curve in esame.

Con i dati fino ad ora a disposizione è quindi possibile determinare il valore di σ_{ME} in funzione di P/P_b per pannelli irrigiditi con correnti ad Ω compressi oltre il carico critico di imbozzamento della lamina e predirne la durata a fatica, nel senso precedentemente indicato.

Per una corretta valutazione di σ_{ME} sembra corretto usare curve con alti livelli di probabilità. Infatti, poichè in un pannello generalmente esiste un certo numero di rivetti sollecitati nel modo innanzi descritto, è molto probabile che sui correnti in corrispondenza dei fori di alloggiamento di alcuni di essi, la tensione σ_{ME} si trovi in grado di massimo.

La scelta della curva di Wöhler da impiegare per la determinazione della durata a fatica del pannello, è invece legata al grado di affidabilità che si vuole ottenere.

Il programma di ricerca fino ad ora sviluppato ha consentito di verificare non solo che nei pannelli irrigiditi ripetutamente compressi si sviluppano lesioni per fatica che comportano un deterioramento delle caratteristiche strutturali del pannello, ma ha anche consentito di sviluppare un metodo che permetta di prevedere, già in sede di progetto, in modo sufficientemente preciso, la durata a fatica del pannello stesso.

Il programma futuro di ricerca consiste nella verifica sperimentale dell'espressione impiegata per la determinazione di σ_{ME} e nella effettuazione di ulteriori prove a fatica a valori costanti di σ_{ME} in modo da giungere alla definizione dei vari livelli di probabilità delle curve di fatica con un maggiore livello di confidenza. Sono inoltre in corso prove a fatica per la determinazione delle curve di Wöhler relative a pannelli costruiti in lega di alluminio 2024-T3.

III. Su alcuni metodi di calcolo per il proporzionamento di pannelli irrigiditi fessurati.

Per effettuare un corretto proporzionamento, nella direzione indicata nella Introduzione, di strutture irrigidite che soddisfino ai requisiti « fail-safe » è importante la conoscenza sia della velocità di avanzamento delle fessure per ciclo di carico affaticante (dl/dn), sia delle combinazioni ammissibili di lunghezze di fessure e di carichi staticamente applicati, in funzione delle caratteristiche geometriche del pannello fessurato, delle configurazioni dei carichi e dei materiali impiegati.

Per portare un contributo alla soluzione dell'importante summenzionato problema presso l'Istituto di Aeronautica dell'Università di Pisa, è stata programmata una ricerca teorica e sperimentale attualmente in fase di avanzato svolgimento. La ricerca sperimentale [3], [4], [7] è basata sulla effettuazione di prove statiche ed a fatica su pannelli irrigiditi fessurati, utilizzando le attrezzature di carico e di misura descritte in appendice.

Le prove statiche hanno lo scopo di studiare il comportamento di pannelli irrigiditi fessurati da fessure passanti, perpendicolari agli assi dei correnti, sottoposti a carichi di trazione di intensità crescente; in particolare le prove hanno lo scopo di definire, per ciascun pannello provato, il carico per cui ha inizio la propagazione della fessura, quello per cui ha inizio la propagazione rapida, la fase di propagazione lenta ed infine l'evoluzione della fessura durante la propagazione rapida. Si studia inoltre il comportamento degli irrigidimenti in relazione a possibili fenomeni di snervamento e di collasso in conseguenza del sovraccarico dovuto alla fessurazione della lamiera [4].

Le prove a fatica hanno lo scopo di studiare, per ciascun pannello, la propagazione per fatica di fessure innescate mediante opportuni intagli nel rivestimento e la loro eventuale propagazione negli irrigidimenti; in particolare, si determinano la velocità di avanzamento della fessura dl/dn, e la durata a fatica degli irrigidimenti più sollecitati, in funzione della lunghezza delle fessure.

La generalizzazione dei risultati delle prove statiche ed a fatica sul comportamento delle lamiere fessurate di pannelli irrigiditi, può essere tentata utilizzando, come già indicato nella Introduzione, il fattore d'intensità dello sforzo K come parametro fondamentale di similitudine strutturale; esso infatti tiene conto sia del carico applicato che della geometria della struttura fessurata. Per generalizzare poi i risultati sperimentali sul comportamento statico ed a fatica dei correnti, risulta di notevole interesse, al fine di definire un adeguato parametro di similitudine strutturale, il coefficiente di sovraccarico degli irrigidimenti [4], cioè il rapporto tra le massime tensioni nominali sul corrente in presenza di pannello fessurato e non fessurato rispettivamente.

L'impiego dei concetti suindicati al caso di pannelli irrigiditi ha richiesto lo sviluppo di metodi di calcolo per valutare il fattore d'intensità degli sforzi ed il fattore di sovraccarico per gli irrigidimenti. Sono stati adottati due metodi, che saranno di seguito sinteticamente illustrati, basati su princìpi completamente diversi e precisamente:

— metodo degli elementi finiti [8];

— metodo del potenziale complesso [9].

La determinazione del fattore d'intensità dello sforzo K_{irr} per la struttura irrigidita con una fessura di assegnate caratteristiche geometriche è effettuata utilizzando la relazione:

$$K_{irr} = C\,K_o$$

dove

$K_o = \sigma_o \sqrt{1}\, f\left(\frac{1}{w}, \frac{1}{L}\right)$ è il fattore di intensità dello sforzo per la semplice lamiera con fessura di lunghezza $2l$ e tesa perpendicolarmente alla fessura da una tensione σ_o applicata a grande distanza;

$f\left(\frac{1}{W}, \frac{1}{L}\right)$ è la correzione per la dimensione finita delle lamiere di dimensione trasversale W, e longitudinale L;

$C = \frac{K_{irr}}{K_o} = \lim_{P \to P_a} \frac{\sigma_{irr}\,(P)}{\sigma_o\,(P)}$ è il fattore di corre-

zione definito come il limite del rapporto di trazione esistente nel punto P posto in prossimità dell'apice della fessura P_a nella struttura irrigidita e nella semplice lamiera, al tendere a zero della distanza dall'apice stesso.

Essendo K_o noto [10], si tratta di determinare il valore del fattore di correzione C con i due metodi suaccennati.

a) Metodi degli elementi finiti.

Si consideri la struttura irrigidita costituita da una lamiera e irrigidimenti, collegati tra loro con unioni rigide in determinati punti che simulano i rivetti. La lamiera costituente la struttura e quella semplice di riferimento sono discretizzate secondo lo stesso schema geometrico.

Il valore del fattore di correzione C è ottenuto effettuando, col metodo matriciale degli spostamenti, il calcolo dello stato di tensione nella struttura irrigidita fessurata e nella semplice lamiera fessurata e ottenendo C come rapporto tra tensioni di direzione perpendicolare alla fessura calcolate nell'apice della fessura nei due casi rispettivamente. Il valore così determinato di C rappresenta quindi solo approssimativamente la quantità precedentemente definita ma il confronto dei risultati ottenuti col metodo degli elementi finiti con quelli ottenuti per altra via [11] ha dimostrato la attendibilità del metodo di valutazione del fattore di correzione C in quasi tutto il campo di lunghezze di fessure di interesse pratico.

La caratteristica più interessante del metodo basato sul calcolo mediante elementi finiti, sta nella grandissima flessibilità che permette di rappresentare facilmente diverse condizioni geometriche di vincolo e di carico.

Il metodo si presta inoltre ad essere migliorato sia diminuendo le dimensioni degli elementi strutturali nelle zone di maggior interesse (in vicinanza dell'apice della fessura) sia modificandone la forma, sia introducendo elementi particolari che contengono la singolarità corrispondente all'apice della fessura [12].

b) Metodo del potenziale complesso.

Il fattore di correzione C è ottenuto con un procedimento analogo a quello usato nel metodo degli elementi finiti una volta determinati gli stati di tensione nella semplice lamiera e nella struttura irrigidita [9].

Lo stato di tensione nella semplice lamiera fessurata tesa perpendicolarmente alla fessura, con tensione costante σ_o, all'infinito è facilmente ricavabile secondo il metodo del potenziale complesso [13], quando siano note le funzioni $\Phi(z)$ e $\Psi(z)$ [2] della variabile complessa $z = x + iy$ definita nel piano complesso con origine nel punto centrale della fessura e asse reale perpendicolare alla fessura stessa di lunghezza 21. Tali funzioni, per il caso predetto, sono date da:

$$\phi(z) = \frac{\sigma_0}{2}\left(-\frac{z}{2} + \sqrt{z^2 + 1^2}\right)$$

$$\psi(z) = \frac{\sigma_0}{2}\left(z + \frac{1^2}{\sqrt{z^2 + 1^2}}\right)$$

Lo stato di tensione nella lamiera fessurata, costituente insieme agli irrigidimenti ad essa rivettati la struttura in esame, può ottenersi come sovrapposizione di quello relativo alla semplice lamiera prima considerata e di quelli derivanti dall'azione delle forze introdotte nella lamiera da ciascun rivetto di collegamento (schematizzato come un inserto rigido di diametro d) ricavabili dalla funzione $\Phi_i(\zeta)$ e $\Psi_i(\zeta)$. Queste funzioni sono definite nel campo della variabile complessa ζ legata alla variabile z mediante la trasformazione conforme $z = \frac{1}{2}\left(\zeta - \frac{1}{\zeta}\right)$, che trasforma la fessura rettilinea di lunghezza 21 in un cerchio di raggio unitario e centro nell'origine. Con riferimento ad una forza unitaria agente nel punto $(z)_i$ in direzione opposta all'asse reale x, tali funzioni sono espresse da:

$$\phi_i^*(\zeta) = \Gamma \lg(\zeta - \zeta_0) + \phi_i^*(\zeta)$$

$$\psi_i(\zeta) = \Gamma\left\{K \lg(\zeta - \zeta_0) + \frac{\zeta\,\zeta_0\,(\bar{\zeta}_0 - 1/\bar{\zeta}_1)}{(1 + \zeta\,\zeta_0)(\zeta - \zeta_0)} + \left(\frac{d}{2b}\right)^2 \frac{4\,\zeta^2\,\zeta^2{}_0}{(\zeta - \zeta_0)^2(1 - \zeta\,\zeta_0)^2}\right\} + \psi_i^*(\zeta)$$

essendo $\phi_i^*(\zeta) = \Gamma\left\{\lg\left(\frac{1}{\zeta} - \bar{\zeta}_0\right) + \frac{\bar{\zeta}_0\,(\bar{S} + \bar{S})}{\bar{R}\,(1 - \zeta\,\bar{\zeta}_0)} + \left(\frac{d}{2b}\right)^2 \frac{\zeta^2{}_0}{R^2\,(1 - \zeta\,\bar{\zeta}_0)}\left[\frac{4}{1 - \zeta\,\zeta_0} - \frac{8\,\bar{\zeta}_0}{R\,\zeta}\right]\right\}$

$$\psi_i^* = -\Gamma\left\{\lg\left(\frac{1}{\zeta} - \bar{\zeta}_0\right) - \frac{2\zeta\,(\zeta_0 + \zeta)}{R\,(1 + \zeta^2)} + \frac{\zeta\,(1 - \zeta^2)}{(1 + \zeta^2)}\,\frac{d\,\phi_1^*(\zeta)}{d\,\zeta}\right\}$$

dove $\Gamma = \dfrac{1}{2\pi\,(1 + K)\,t}$

$$K = \frac{3 - \nu}{1 + \nu}$$

$$R = \zeta_0 + 1$$

$$S = \zeta_0 - \frac{1}{\zeta_0}$$

d è il diametro dei rivetti
b è il passo dei rivetti
ν è il rapporto di Poisson
t è lo spessore della lamiera
il soprassegno indica complesso coniugato.

(2) La funzione di Airy U del problema è infatti espressa da $u = \frac{1}{2}\left[(\bar{z}\,\phi(z) + z\,\overline{\phi(z)} + \int \psi(z)\,dz)\right] + \int \overline{\psi(z)\,dz}$ dove il soprassegno sta ad indicare la grandezza complessa coniugata.

La determinazione del valore di ciascuna forza f_i introdotta dal generico rivetto i^{mo} è determinata imponendo l'uguaglianza delle variazioni di lunghezza di ciascun tratto, tra due rivetti successivi, sotto l'azione della tensione applicata esternamente e di quella delle forze stesse sulla lamiera e sull'irrigidimento rispettivamente.

Per la sua natura, il metodo del potenziale complesso, che permette di dare una rappresentazione analitica dello stato di tensione su tutta la lamiera costituente la struttura irrigidita e di valutare il fattore di correzione C secondo la sua iniziale definizione, presuppone dimensioni della lamiera molto grandi, teoricamente infinite, rispetto alla fessura ed è quindi sempre meno attendibile via via che si considerano fessure di dimensioni crescenti e paragonabili a quelle della struttura.

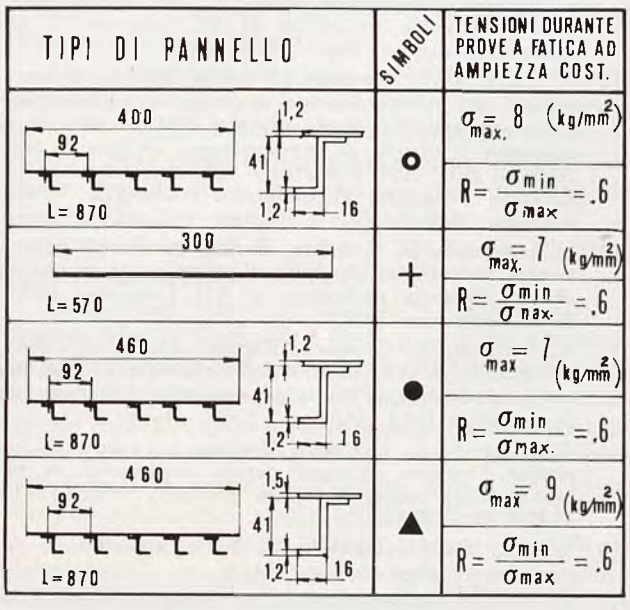


Fig. 5 - Velocità di propagazione della fessura per i pannelli indicati in funzione del fattore di intensità dello sforzo (SIF).

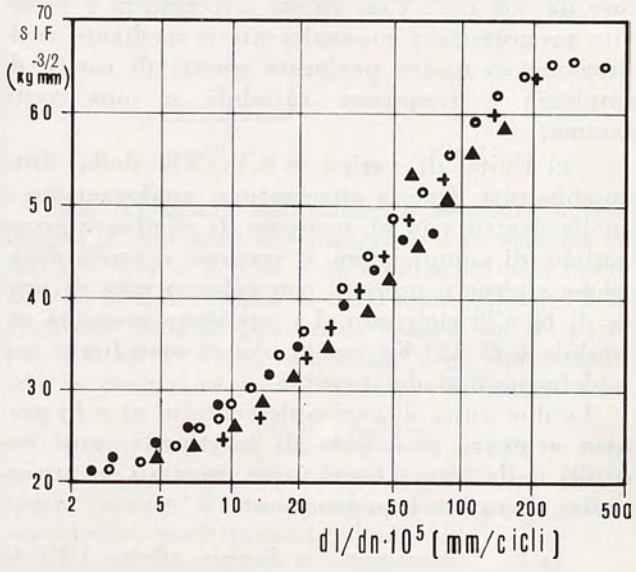
Dal confronto tra i risultati dei due metodi usati per valutare il coefficiente di correzione C, si riscontra un generale buon accordo; una divergenza tra detti risultati e precisamente una più marcata sottovalutazione di C ottenuta col metodo degli elementi finiti, si manifesta solo in un ristretto campo di lunghezze di fessure corrispondenti ai minimi di C che si hanno quando l'apice della fessura ha superato la linea corrispondente all'asse di un irrigidimento.

I risultati teorici così ottenuti sono stati utilizzati per correlare le quantità dl/dn e t_{crit} ricavate dalle prove di propagazione della fessura sotto carichi dinamici e statici rispettivamente.

La fig. 5 riporta le quantità $dl/dn = f$ (1) per due diversi pannelli e le stesse quantità in funzione di K.

Ambedue i metodi suaccennati, oltre che la determinazione del fattore di intensità dello sforzo nella lamiera fessurata della struttura irrigidita K_{irr} attraverso il fattore di correzione C, consentono quella del carico agente sui vari tratti dell'irrigidimento attraverso il fattore di sovraccarico C' e del carico agente sui singoli rivetti.

La conoscenza del carico agente sui rivetti maggiormente caricati, può infatti costituire la base per individuare l'inizio di deviazioni del comportamento della struttura irrigidita reale da quella idealizzata usata negli schemi teorici, nei quali il rivetto è considerato come un collegamento rigido fra lamiera ed irrigidimento che a loro volta mantengono un comportamento elastico. È evidente come, all'aumentare di tali carichi agenti sui rivetti più sollecitati, si possa raggiungere una condizione in cui si ha una deviazione del comportamento ipotizzata, con cedimenti plastici più o meno localizzati e con conseguente diminuzione della efficacia dell'irrigidimento prevista attraverso i valori calcolati del fattore di correzione C.



IV. Conclusioni.

Le ricerche in corso di svolgimento presso l'Istituto di Aeronautica dell'Università di Pisa, discusse precedentemente, hanno consentito di raggiungere alcuni importanti risultati utili nel proporzionamento di strutture aeronautiche.

Il ripetuto superamento del carico critico per compressione può determinare rotture per fatica in conseguenza della ridistribuzione delle tensioni provocata dall'imbozzamento.

Nel caso di pannelli irrigiditi con irrigidimenti a Ω è stato possibile elaborare un metodo statistico che consente di ottenere con un prefissato livello di affidabilità, la durata a fatica di tali pannelli.

Il comportamento statico ed a fatica di pannelli fessurati tesi può essere affrontato utilizzando con buona affidabilità i risultati dei metodi teorici discussi nella parte III, secondo una metodologia molto promettente in fase di accurato controllo mediante le ricerche sperimentali attualmente in corso di svolgimento.

V. Appendice.

Il laboratorio per le prove a fatica dell'Istituto di Aeronautica è composto dalle seguenti attrezzature:

a) Pulsatore da 300 cm^3 con relativo altare di comando costruito dalla Ditta Losenhausen di Düsseldorf. Questa attrezzatura consente di effettuare prove statiche di compressione o trazione, e prove dinamiche alterne o pulsanti. La pressione massima ottenibile è 320 Kg/cm^2 e la velocità massima di prova è di 1000 cicli/min. Questa attrezzatura è adatta per essere impiegata nelle prove su strutture che non presentano, nelle prove dinamiche, forti deformazioni a causa del limite sulla cilindrata che può essere scoperta dai martinetti collegati alla macchina (max 300 cm^3).

b) Programmatore elettronico di carico PKD-9805 della ditta Losenhausen collegato al pulsatore da 300 cm^3. Con questa attrezzatura è possibile programmare manualmente o mediante registrazione su nastro perforato spettri di carico di ampiezza e frequenza variabili su una vasta gamma.

c) Unità di carico S.B.E./WE della ditta Losenhausen. Questa attrezzatura, analogamente a quella descritta in *a*), consente di effettuare prove statiche di compressione o trazione e prove dinamiche alterne o pulsanti con velocità max di prova di $60 \div 70$ cicli/min. La pressione massima ottenibile è di 320 Kg/cm^2 e non vi sono limiti per le deformazioni dei provini.

Le due unità di carico descritte in *a*) e *b*) possono azionare una serie di martinetti, tutti costruiti dalla ditta Losenhausen, montati su attrezzature di carico e precisamente:

1) N. 1 martinetto a doppio effetto UPZ 40 da 60.000 Kg statici e 40.000 Kg dinamici montato su una struttura ad elementi componibili adatta per prove su elementi strutturali di grandi dimensioni. Per prove su pannelli di dimensioni più ridotte possono essere montati, sul banco di carico dell'attrezzatura, opportuni telai funzionanti a sola compressione o a trazione-compressione.

2) N. 2 martinetti a doppio effetto UPZ 20 da 30.000 Kg statici e 20.000 Kg dinamici montati accoppiati su una struttura chiusa particolarmente adatta per prove di trazione o di compressione di pannelli irrigiditi anche di grosse dimensioni.

3) N. 2 martinetti a singolo effetto EPZ 10 da 10.000 Kg statici e 5.000 Kg dinamici montati su una struttura chiusa più piccola della precedente adatta per prove di trazione su pannelli di piccole dimensioni.

Il sistema di acquisizione dati a disposizione del laboratorio è costituito da:

a) Data log Hottinger che consente la lettura in sequenza di 40 punti di misura completo di voltmetro digitale, scanner e stampadati. I ponti estensimetrici sono alimentati in corrente alternata, con portante a 5 kHz.

b) Registratore a raggi ultravioletti tipo « Oscillomat-U » della Ditta Siemens che permette la registrazione contemporanea di 8 punti di misura con velocità della carta da 0.01 a 15 m/sec.

c) Data log Hewlett-Packard per la calibrazione, l'azzeramento e la lettura in sequenza di 25 punti di misura con alimentazione dei ponti estensimetrici in continua altamente stabilizzata, scanner, voltmetro digitale (precisione ± 5 μV) e stampadati.

A. Salvetti - A. Del Puglia - C. Casarosa

BIBLIOGRAFIA

[1] G. Bartolozzi, A. Salvetti, *Stiffened Panels subjected to Fatigue compressive loads in the post-buckling Range*, Memoria presentata al VI Congresso ICAS, Monaco, settembre 1968.

[2] A. Salvetti, C. Casarosa, *Ricerche teoriche e sperimentali sul comportamento a fatica in regime post-critico di pannelli piani irrigiditi con correnti ad Ω sottoposti a carichi di compressione*, Università degli Studi di Pisa, Atti dell'Istituto di Aeronautica, n. 21. Memoria presentata al Congresso AIDA-AIR, Roma, settembre 1969.

[3] L. Lazzarino, A. Salvetti, *A theoretical and experimental research on the fatigue behaviour of reinforced sheets*, Memoria presentata al VII Congresso ICAS, Roma, settembre 1970.

[4] A. Salvetti, C. Casarosa, *Recenti attività di ricerca dell'Istituto di Aeronautica dell'Università di Pisa nel campo della fatica*, Memoria presentata al I Congresso Nazionale AIDAA, Palermo, 27-30 ottobre 1971.

[5] A. Salvetti, C. Casarosa, *Fatigue behaviour of hat section Stringers stiffened panels compressed in the post-buckling range*, European Research Office, DAJA 37-71-C-1147, Final Report.

[6] R.Ae.S., Engineering Sciences Data, Aeronautical Series, Aeronautical Fatigue, vol. 2.

[7] A. Salvetti, A. Del Puglia, *Sul comportamento a fatica di pannelli piani fessurati*, Memoria presentata al I Congresso Nazionale AIDAA, Palermo, 27-30 settembre 1971.

[8] F. Rossi, A. Del Puglia, *Metodi di Calcolo per lo studio di Strutture Irrigidite*, Università degli Studi di Pisa, Atti dell'Istituto di Aeronautica, n. 28.

[9] A. Del Puglia, *L'effetto di irrigidimenti rivettati sul fattore di intensità dello sforzo in una lamiera piana tesa e fessurata*, Univ. degli Studi di Pisa, Atti dell'Istituto di Aeronautica (in corso di stampa).

[10] W. G. Barrois, *Manual on fatigue of Structures - Fundamental and Physical Aspects*, AGARD-MAN-B-70.

[11] A. Del Puglia, A. Salvetti, *Ricerche teoriche e sperimentali sull'impiego ottimale degli irrigidimenti come « crack-stoppers » in pannelli tesi fessurati*, Univ. degli Studi di Pisa, Atti dell'Istituto di Aeronautica, n. 22.

[12] C. Carmignani, A. Cella, *Elastic Analysis oc Cracked Thin Shells*, Memoria presentata al I Int. Congress on Structural Mechanics in Reactor Technology, Berlino, settembre 1971.

[13] N. I. Muskhelishvili, *Some basic problems of the mathematical theory of elasticity*, Noordhoff Ltd., 1963.

[14] A. Salvetti, *Theoretical and experimental Research on the fatigue propagation in Stiffened Panels*, First Quarterly Status Report-Contract Number DAJA 37-72-C-1783.

[15] A. Salvetti, A. Del Puglia, *Fatigue Crack Propagation in Stiffened Panels*, Memoria presentata all'VIII Congresso ICAS, Amsterdam, 28 agosto 1972.

Influenza della flessibilità delle pareti sulle oscillazioni delle masse liquide dei serbatoi

R. BARBONI ed O. CARLINI, dell'Istituto di Tecnologia Aerospaziale, Scuola Ingegneria Aerospaziale di Roma, *esaminano l'influenza delle flessibilità delle pareti di un serbatoio sulle frequenze di vibrazione delle masse liquide in esso contenute, risolvendo le equazioni differenziali del moto del sistema fluido-struttura con il metodo di Galërkin.*

1. Introduzione

Lo studio delle vibrazioni dei serbatoi di propellente liquido è di interesse fondamentale in molti problemi della tecnologia moderna; il problema assume poi una particolare importanza in campo aerospaziale dove le dimensioni enormi dei moderni razzi fanno sì che questi gradi di libertà presentino delle frequenze di vibrazione di valore molto prossimo a quelle derivanti da altri gradi di libertà presenti nel veicolo con conseguente pericolo di disastrosi accoppiamenti.

Così il sistema di guida e controllo, necessario in tutti i veicoli aerospaziali, può essere fortemente influenzato dai modi di «fuel sloshing», in modo tale che la stessa stabilità può venire compromessa dalle masse liquide (che costituiscono fino al 90% del peso totale del missile al decollo).

Si intuisce quindi come il fenomeno sia stato oggetto di numerosi studi [1], [2].

Scopo del presente lavoro è l'esame dell'influenza che la flessibilità delle pareti del serbatoio ha sulle frequenze di vibrazione delle masse liquide.

Infatti le condizioni di minimo peso normalmente imposte nelle strutture aerospaziali, portano a realizzare serbatoi a struttura « semi-monocoque » con pareti di spessore tale da non poter essere sempre considerate come infinitamente rigide.

A tal fine partendo da uno schema semplificato del serbatoio vengono presentate le equazioni differenziali del moto del sistema fluido-struttura che risulta accoppiato.

La risoluzione è affrontata con il metodo di Galërkin, e la presentazione di alcuni risultati tipici conclude il lavoro.

2. Le equazioni fondamentali

Una soluzione esatta del problema delle oscillazioni fluide in un serbatoio è praticamente impossibile.

Volendo qui esaminare il ruolo della flessibilità delle pareti ammetteremo valide le comuni ipotesi di irrotazionalità, incompressibilità e non viscosità del fluido per cui il suo moto può essere compiutamente descritto dal potenziale di velocità Φ per il quale si ha:

$$\Delta^2\Phi = 0 \qquad (1)$$

La (1) è da intendersi scritta in un campo bidimensionale, fig. 1, che è la schematizzazione di un elemento dei reali serbatoi dei moderni missili, fig. 2, dove, per il grande diametro, può essere trascurato l'effetto di curvatura.

La conoscenza di $\Phi(x, y)$ permette di ricavare sia il campo delle velocità che la presssione p mediante la ben nota equazione di Bernoulli, che, linearizzata nel caso di piccoli spostamenti, si scrive

$$\frac{\partial\Phi}{\partial t} + \frac{p}{\varrho} + gy = 0 \qquad (2)$$

dove p è la pressione, ϱ la densità del fluido e g l'accelerazione longitudinale a cui è sottoposto il serbatoio.

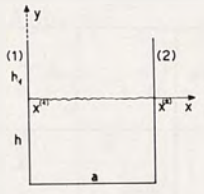


Fig. 1

Fig. 2

Alla (1) vanno naturalmente associate le condizioni al contorno che prescrivono la velocità sui lati $x = 0$, $x = a$, $y = -h$, mentre sul pelo libero, ad $y = 0$, si deve prescrivere il mantenimento della pressione esterna $p_0 = \text{cost}$. Quindi se le pareti $r = 1{,}2$ ad $x = x^{(r)}$, subiscono degli spostamenti $w^{(r)}$ le condizioni suddette si specializzano nelle:

$$x = x^{(r)} \quad ; \quad \frac{\partial\Phi}{\partial x} = \frac{\partial w^{(r)}}{\partial t} \qquad r = 1, 2 \qquad (3)$$

poichè invece il fondo del serbatoio può essere considerato perfettamente rigido:

$$y = -h \quad ; \quad \frac{\partial\Phi}{\partial y} = 0 \qquad (4)$$

mentre al pelo libero, dalla (2) per derivazione rispetto al tempo, si ha

$$y = 0 \quad ; \quad \frac{\partial^2\Phi}{\partial t^2} + g\,\frac{\partial\Phi}{\partial y} = 0 \qquad (5)$$

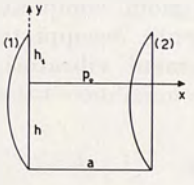


Fig. 3

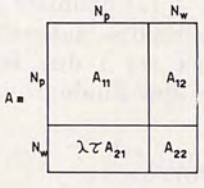


Fig. 4

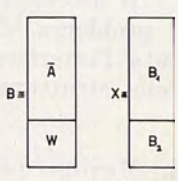


Fig. 5

Vanno inoltre scritte le equazioni della dinamica delle pareti del serbatoio

$$EI\,\frac{\partial^4 W^{(r)}}{\partial y^4} + \mu\,\frac{\partial^2 W^{(r)}}{\partial t^2} = (-1)^{(r-1)}\,\varrho \cdot \left[\frac{\partial\Phi}{\partial t} + gy\right]_{x=x^{(r)}} \cdot H(-y) \qquad r = 1{,}2 \qquad (6)$$

dove $H(-y)$ è la funzione di Heaviside: l'introduzione di tale funzione si è resa necessaria perchè, mentre la struttura è alta $(h + h_1)$ l'altezza del fluido è solo h.

Alla (6) si associano le condizioni agli estremi

$$\left.\begin{array}{l} y = -h \\ y = h_1 \end{array}\right\} \begin{array}{l} W^{(r)} = \delta_o e^{j\Omega t} \\ \dfrac{\partial^2 W^{(r)}}{\partial y^2} + k^{(r)} \dfrac{\partial W^{(r)}}{\partial y} = 0 \end{array} \qquad \begin{array}{l} (7) \\ r = 1{,}2 \end{array}$$

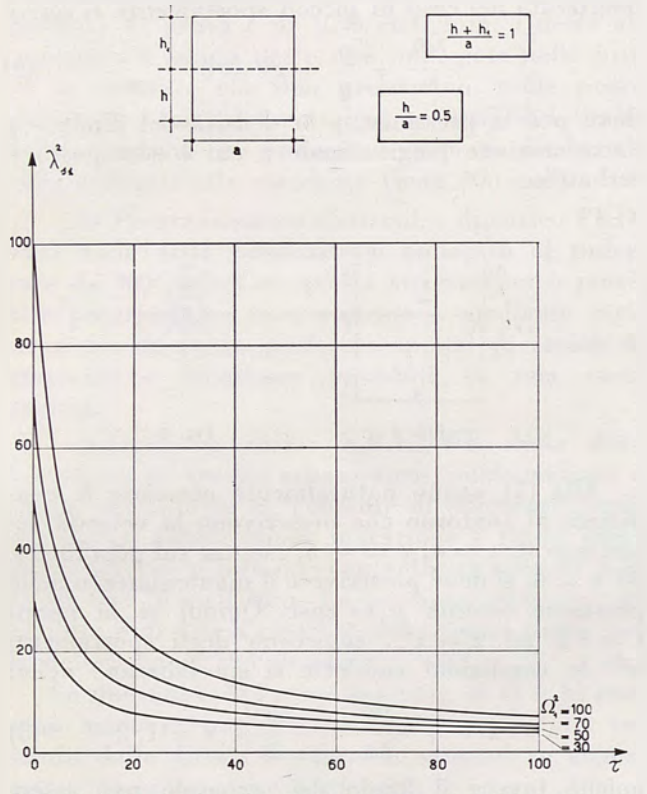


FIG. 6 - INFLUENZA DEL RAPPORTO DELLE MASSE τ SULLA PRIMA FREQUENZA STRUTTURALE.

dove $k^{(r)}$ è il parametro di rigidezza del vincolo esterno e δ_0 è lo spostamento imposto da una eventuale sollecitazione armonica di frequenza Ω. Ciò per simulare le possibili sollecitazioni perpendicolari alla traiettoria di volo a cui il missile può venire sottoposto.

Il sistema (1) $\div$ (7) definisce in modo completo il problema, che risulta naturalmente accoppiato data l'interferenza tra i due fenomeni vibratori, della struttura e del fluido.

3. Metodo di soluzione

Volendo risolvere la (6) con il metodo di Galërkin a mezzo delle autofunzioni della trave libera, il primo passo è stato quello di rendere omogenee le condizioni al contorno (7) con la sostituzione

$$W^{(r)}(y) - \delta_0 e^{j\Omega t} = u^{(r)} \tag{8}$$

e posto

$$\left\{\begin{array}{l} \Phi = \varphi(x, y)\, e^{j\Omega t} \\ u^{(r)} = V^{(r)}(y)\, e^{j\Omega t} \end{array}\right. \tag{9}$$

le equazioni (1) $\div$ (7) si scrivono facilmente

$$\left\{\begin{array}{l} \Delta^2 \Phi = 0 \\ x = x^{(r)} \quad ; \quad \dfrac{\partial \varphi}{\partial x} = j\Omega\,(Y^{(r)} + \delta_0) \\ y = 0 \quad ; \quad g\,\dfrac{\partial \varphi}{\partial y} - \Omega^2 \varphi = 0 \\ y = -h \; ; \quad \dfrac{\partial \varphi}{\partial y} = 0 \end{array}\right. \tag{10}$$

$$\left\{\begin{array}{l} EI\, V^{(r)^{IV}} - \mu\Omega^2 (V^{(r)} + \delta_0) = \\ = (-1)^{r-1}\, j\Omega\varrho\, (\varphi)_{x=x^{(r)}}\, H(-y) \\ \left.\begin{array}{l} y = -h \\ y = h_1 \end{array}\right\} \begin{array}{l} V^{(r)} = 0 \\ V^{(r)^{II}} + k^{(r)}\, V^{(r)^{I}} = 0 \end{array} \end{array}\right. \tag{11}$$

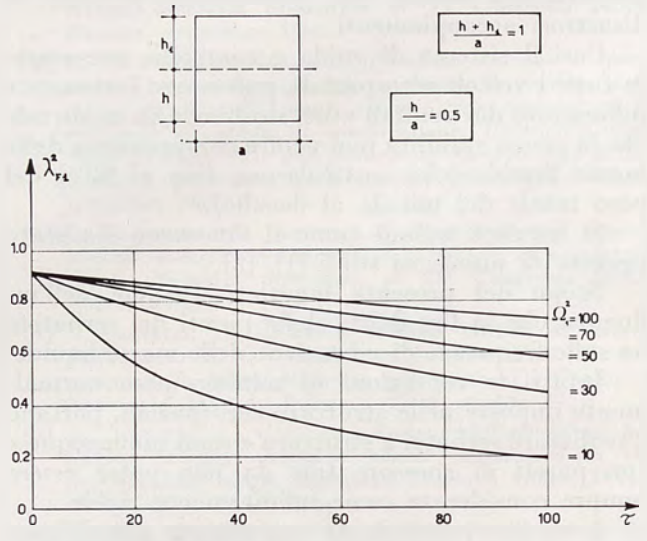


FIG. 7 - INFLUENZA DEL RAPPORTO DI MASSA τ SULLA PRIMA FREQUENZA DI SLOSHING PER VARI VALORI DELLA PRIMA FREQUENZA STRUTTURALE.

Non avendo tenuto conto nel derivare la prima delle (11) del termine stazionario gy, per cui lo studio delle vibrazioni è inteso intorno alla posizione corrispondente a tale termine.

È allora possibile ricercare la $V^{(r)}$ come

$$V^{(r)} = \sum_{n=1}^{N_w} w_n^{(r)}\, Y_n(y) \tag{12}$$

dove per le $Y_n(y)$ è conveniente scegliere i modi fondamentali di vibrazione della stessa struttura (r) con le condizioni al contorno presenti nelle (11).

Nel caso attuale, per semplicità di formule, assumeremo $k^{(r)} = 0$ per cui, risulta:

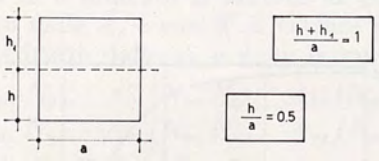
$$Y_n = \sin \frac{n\pi\,(y + h)}{h + h_1} \tag{13}$$

Per rendere omogenee le condizioni al contorno per il fluido in $x = x^{(r)}$ è sufficiente porre

$$\varphi = \Psi + \Psi_p \tag{14}$$

con:

$$\Psi_p = \frac{j\Omega a}{2}\left[\left(\frac{x}{a}\right)^2 (Y^{(2)} + \delta_0) - \left(1 - \frac{x}{a}\right)^2 (Y^{(1)} + \delta_0)\right] \tag{15}$$



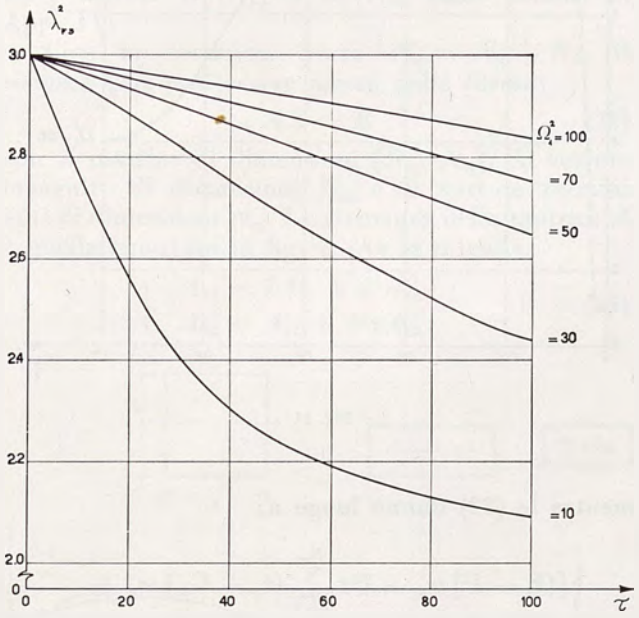
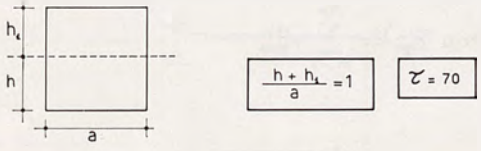


FIG. 8 INFLUENZA DEL RAPPORTO DI MASSA τ SULLA TERZA FREQUENZA DI SLOSHING PER VARI VALORI DELLA PRIMA FREQUENZA STRUTTURALE.



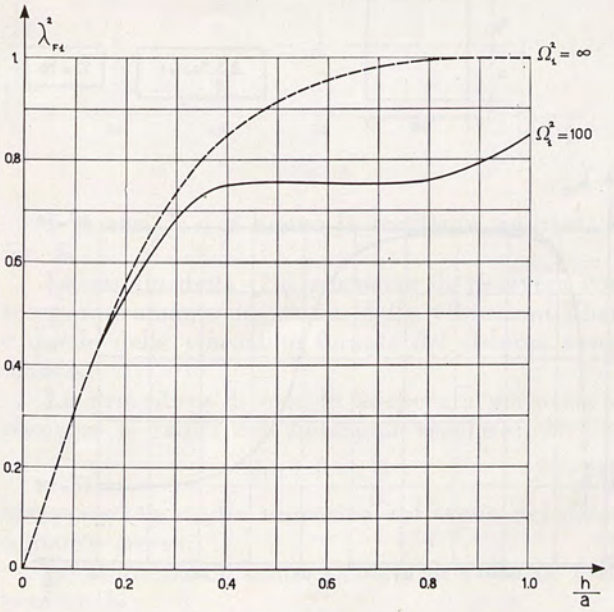


Fig. 9

per cui le (10) si scrivono:

$$\begin{cases} \nabla^2\Psi + \nabla^2\Psi_p = 0 \\ x = x^{(r)} \;;\; \dfrac{\partial\psi}{\partial x} = 0 \\ y = 0 \;;\; \dfrac{\partial\Psi}{\partial y} - \dfrac{\Omega^2}{g}\Psi = \dfrac{\Omega^2}{g}\Psi_p - \dfrac{\partial\Psi_p}{\partial y} \\ y = -h \;;\; \dfrac{\partial\Psi}{\partial y} = -\dfrac{\partial\Psi_p}{\partial y} \end{cases} \tag{16}$$

Posto allora, in modo da soddisfare le seconde delle (16):

$$\Psi = \sum_{m=1}^{N_p} \Theta_m(y) \cdot \cos\frac{m\pi x}{a} \tag{17}$$

e procedendo alla Galërkin, le autofunzioni $\Theta_m(y)$ che soddisfano la prima e la quarta delle (16) risultano, (App. I):

$$\Theta_m = A_m\left[ch\,\frac{m\pi y}{a} + th\,\frac{m\pi h}{a}\,sh\,\frac{m\pi y}{a}\right] - j\,\frac{\Omega a}{2}\sum_{n=1}^{N_w}\left\{\frac{1}{m\pi\,ch\,\frac{m\pi h}{a}}\left(\frac{n\pi a}{h+h_1}\right)\alpha_{mn}\,sh\,\frac{m\pi y}{a} + (1-\alpha_{mn})\sin\frac{n\pi(y+h)}{h+h_1}\right\}\left\{a_m\,w_n^{(2)} - b_m\,w_n^{(1)}\right\} \tag{18}$$

dove a_m e b_m sono lo sviluppo in termini di $\cos\dfrac{m\pi x}{a}$ di $\left(\dfrac{x}{a}\right)^2$ e $\left(1 - \dfrac{x}{a}\right)^2$, mentre

$$\alpha_{mn} = \frac{1}{1 + \left|\dfrac{na}{m(h+h_1)}\right|^2}$$

ed A_m sono delle costanti che vanno determinate in modo che anche la terza delle (16) risulti soddisfatta.

Introducendo le quantità adimensionali:

$$H = \frac{h}{a} \;;\; L = \frac{h+h_1}{a} \;;\; \bar{A}_p = \frac{A_p}{j\sqrt{ag\pi}} \;;\; \lambda^2 = \frac{\Omega^2 a}{\pi g} \;;\; \Lambda_p^2 = p\,th\,p\pi H \tag{19}$$

detta condizione si scrive, (App. II):

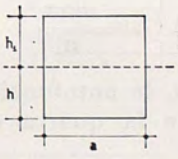
$$\bar{A}_p[\Lambda_p^2 - \lambda^2] - \lambda\sum_{n=1}^{N_w}\frac{\alpha_{pn}}{2}\{(\beta_{pn} + \lambda^2\gamma_n)\cdot(a_p\,w_n^{(2)} - b_p\,w_n^{(1)})\} = \lambda^3\delta_0\,\frac{a_p - b_p}{2};\; p = 1, 2, \ldots N_p \tag{20}$$

dove

$$\begin{cases} \beta_{pn} = \dfrac{n}{L}\left(\dfrac{1}{ch\,p\pi H} - \cos\dfrac{n\pi H}{L}\right) \\ \gamma_n = \sin\dfrac{n\pi H}{L} \end{cases} \tag{21}$$

Alle (20) vanno naturalmente associate $2 \cdot N_w$ equazioni derivanti dalle (11) che si scrivono, (App. III):

$$\begin{cases} [\Omega_q^{(r)2} - \lambda^2]\, w_q^{(r)} - \lambda^2 \tau \sum_{n=1}^{N_w} \sum_{m=1}^{Np} \\ \varepsilon_{qnm}^{(r)} (a_m\, w_n^{(2)} - b_m\, w_n^{(1)}) - \lambda^2 \tau \sum_{n=1}^{N_w} \cdot \\ G_{qn} \cdot \left[\left(\frac{x^{(r)}}{a} \right)^2 w_n^{(2)} - \left(1 - \frac{x^{(r)}}{a} \right)^2 w_n^{(1)} \right] + \\ + \lambda \tau \sum_{m=1}^{Np} \bar{A}_m\, v_{qm} = \lambda^2 \delta_0 (R_q + \tau S_q) \quad r = 1,2 \end{cases} \tag{22}$$



$\frac{h + h_1}{a} = 1$ $\quad \tau = 70$

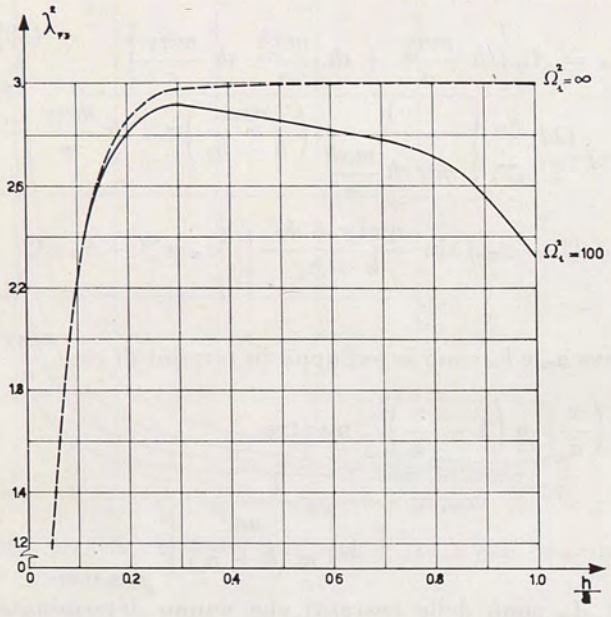


Fig. 10

dove sono state introdotte le quantità adimensionali

$$\Omega_q^2 = \frac{EI}{\mu \pi} \left(\frac{q\pi}{h + h_1} \right)^4 \frac{a}{g} \quad ; \quad \tau = \frac{\varrho a}{2\mu} \tag{23}$$

mentre gli altri parametri derivano dall'applicazione del metodo di Galërkin e sono definiti in App. III.

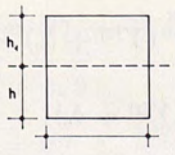
4. Il caso simmetrico. Impostazione matriciale

Nel caso simmetrico (confr. fig. 3) si ha:

$$W^{(2)} = W^{(1)} \tag{24}$$

per cui basta considerare solo N_w delle $2 \cdot N_w$ equazioni (22), ad esempio quelle con $r = 1$. In sostanza, cioè, le (20) si scrivono, essendo $w_n^{(2)} = w_n^{(1)} = w_n$

$$\begin{cases} \bar{A}_p [\Lambda_p^2 - \lambda^2] - \lambda (a_p - b_p) \sum_{n=1}^{N_w} \frac{\alpha_{pn}}{2} (\beta_{pn} + \lambda^2 \gamma_n) \cdot \\ \cdot w_n = \lambda^3 \delta_0 \frac{a_p - b_p}{2} ; \quad p = 1, 2, \ldots, N_p \end{cases} \tag{25}$$



$\frac{h + h_1}{a} = 1$ $\quad \tau = 70$

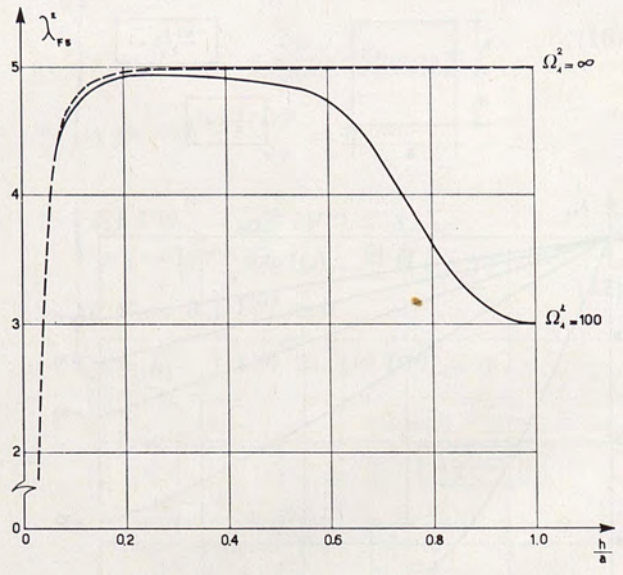
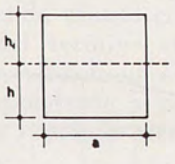


Fig. 11

mentre le (22) danno luogo a:

$$\begin{cases} [\Omega_q^2 - \lambda^2]\, w_q - \lambda^2 \tau \sum_{n=1}^{N_w} (\varepsilon_{qn} + G_{qn})\, w_n + \\ + \lambda \tau \sum_{m=1}^{Np} \bar{A}_m\, v_{qm} = \lambda^2 \delta_0 (R_q + \tau S_q) \\ q = 1, 2, \ldots, N_w \end{cases} \tag{26}$$

con $\varepsilon_{qn} = \sum_{m=1}^{Np} \varepsilon_{qnm}^{(1)}$



$\frac{h + h_1}{a} = 1$ $\quad \tau = 70$

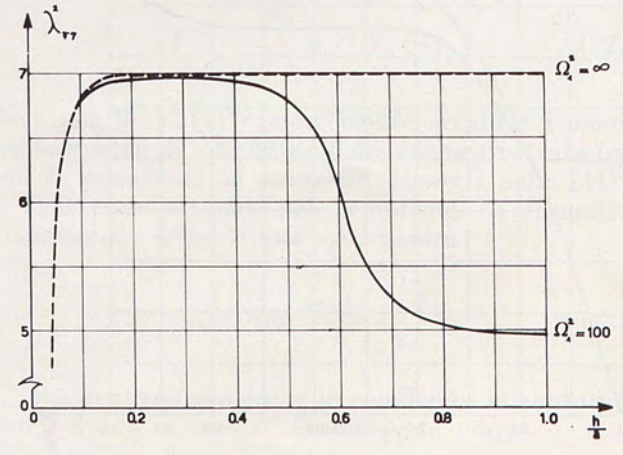


Fig. 12

Le (25) e (26) possono essere messe nella forma matriciale:

$$\begin{cases} A_{11}\bar{A} + (\lambda A'_{12} + \lambda^3 A''_{12})\, W = B_1 \\ \lambda\tau A_{21}\bar{A} + (A'_{22} + \lambda^2\tau A''_{22})\, W = B_2 \end{cases} \tag{27}$$

dove con $\bar{A}$ si è indicato il vettore di dimensioni N_p costituito dalle $\bar{A}_p$ e con W il vettore di dimensioni N_w costituito dalle w_n e dove le matrici

$$A_{11}\,(N_p, N_p), \quad A'_{12}\,(N_p, N_w), \quad A''_{12}\,(N_p, N_w)$$
$$A'_{22}\,(N_w, N_w), \quad A''_{22}\,(N_w, N_w), \quad A_{21}\,(N_w, N_p)$$

ed i vettori $B_1\,(N_p)$ e $B_2\,(N_w)$ sono definiti in App. IV.

Cioè in sostanza, posto $N_{eq} = N_p + N_w$, il sistema (27) può essere messo nella forma:

$$AX = B \tag{28}$$

con A matrice di dimensioni (N_{eq}, N_{eq}), X vettore incognito di dimensioni N_{eq} e B vettore termini noti di dimensioni N_{eq}. La struttura della matrice A è quella riportata in fig. 4, ove si intenda:

$$\begin{cases} A_{12} = \lambda A'_{12} + \lambda^3 A''_{12} \\ A_{22} = A'_{22} + \lambda^2\tau A''_{22} \end{cases} \tag{29}$$

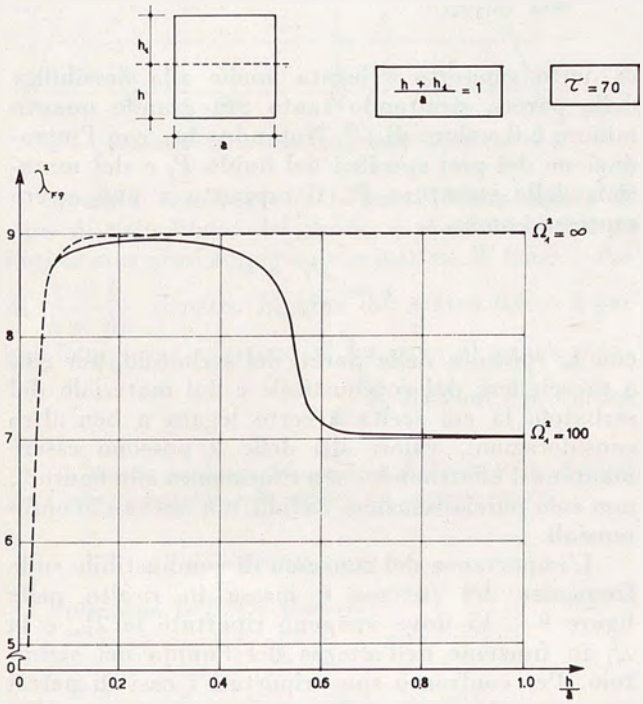


Fig. 13

I vettori X e B hanno la struttura riportata in fig. 5.

Lo studio della (28) permette di risolvere contemporaneamente lo studio delle vibrazioni libere e quello delle vibrazioni forzate del sistema considerato.

La procedura di calcolo adoperata permette di risolvere le radici dell'equazione secolare:

$$\det[A] = 0 \tag{30}$$

attraverso lo studio numerico del segno del determinante stesso.

Le ampiezze X sono calcolate di volta in volta tramite la:

$$X = A^{-1}\, B \tag{31}$$

La conoscenza del vettore X permette di calcolare il potenziale di velocità φ e la deformata V della struttura tramite le

$$V = \sum_{n=1}^{N_w} w_n \sin\frac{n\pi\,(y+h)}{h+h_1} \tag{32}$$

$$\frac{\varphi}{\delta_0} = \sum_{p=1}^{N_p} \cos\frac{p\pi x}{a}\left\{\bar{A}_p - \frac{\lambda}{2}(a_p - b_p)\sum_{n=1}^{N_w} w_n\,(1-\alpha_{pn})\right.$$
$$\left.\sin\frac{n\pi H}{L}\right\} + \frac{\lambda}{2}\left[\sum_{n=1}^{N_w} w_n \sin\frac{n\pi H}{L} + 1\right](2x-1)$$

5. Il programma di calcolo (*)

È stato approntato un programma generale di calcolo in Fortran V per l'elaboratore Univac 1108 del Centro di Calcolo Interfacoltà della Università di Roma.

Per esso è sufficiente definire via Parameter il numero di modi scelto sia per il potenziale del

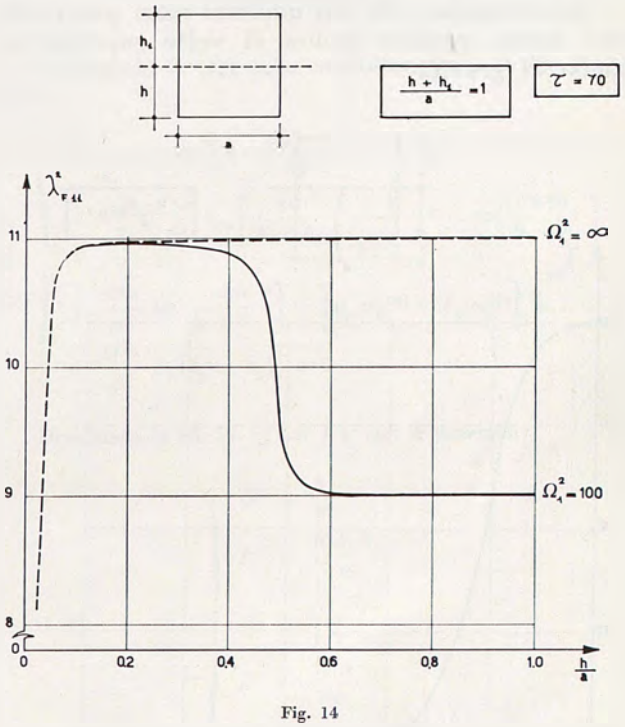


Fig. 14

fluido che per la struttura, e definire i valori di H, L, Ω_q^2, τ perchè venga fatta la ricerca delle radici della equazione (30).

A seguito di uno studio condotto per il caso simmetrico, si è notato che per avere una approssimazione di tre cifre significative nella definizione delle frequenze del sistema accoppiato, risulta necessario fissare $N_p = 11$ ed $N_w = 5$.

Vengono forniti in uscita i valori di $\bar{A}$, W, oltre che V e $\frac{\varphi}{\delta}$ per i valori voluti della frequenza adimensionale di sollecitazione imposta λ.

(*) Il programma è a disposizione presso l'Istituto di Tecnologia Aerospaziale e può essere inviato gratuitamente a chi ne faccia richiesta.

6. Risultati e conclusioni

Il programma di calcolo è stato utilizzato per ricavare alcuni risultati tipici circa l'influenza dei vari parametri adimensionali che intervengono nello studio già esposto, per il caso simmetrico. Notiamo subito come per ragione di simmetria le frequenze pari del fluido non risultano influenzate dalle condizioni al contorno per cui, risultando disaccoppiate, rimangono invariate rispetto al caso di serbatoio rigido e quindi non verranno diagrammate.

Una prima serie di risultati, riportati in fig. 6, 7, 8, vogliono evidenziare l'importanza dei parametri Ω^2 e τ definiti dalle (23).

Circa il significato fisico è evidente che Ω^2 è un indice della flessibilità delle pareti del serbatoio mentre τ è indice del rapporto tra la massa del fluido ϱ e quella della struttura μ.

Non è inopportuno sottolineare come Ω dipenda, oltre che dalle caratteristiche geometriche elastiche e di inerzia delle pareti del serbatoio, anche dalla accelerazione g cui è sottoposto il missile.

Accelerazione, che nei moderni razzi può risultare anche qualche decina di volte superiore a quella di gravità.

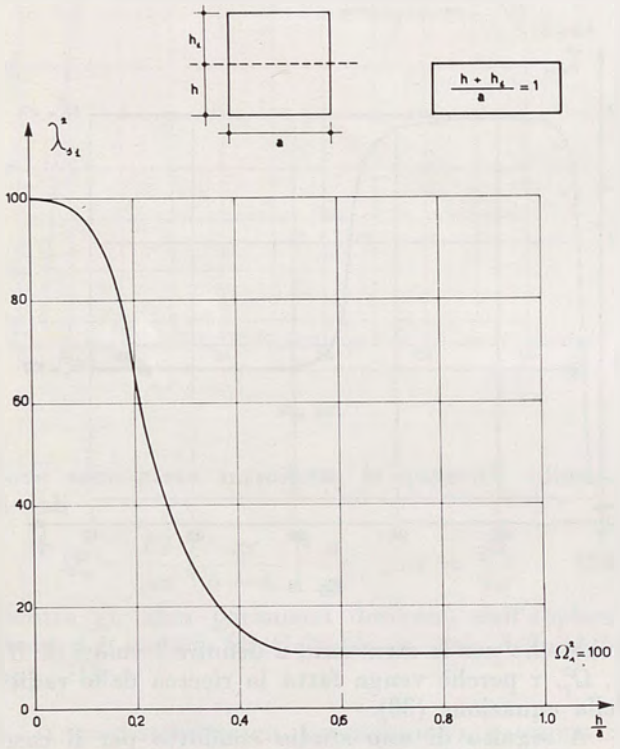


Fig. 15

Per serbatoi in cui $L = 1$ ed $H = 0.5$ in fig. 6, 7, 8 vengono riportati in funzione di τ, per vari valori di Ω_1^2, gli andamenti delle frequenze adimensionali λ_{s1}^2, λ_{F1}^2, λ_{F3}^2 che al tendere di $\tau \to 0$ (cioè accoppiamento di massa fluido-struttura sempre più debole) tendono rispettivamente ad Ω_1^2, Λ_1^2, Λ_3^2.

Per quanto riguarda la λ_{s1}^2, già per valori di τ molto piccoli l'influenza del rapporto di massa è notevole. Per quanto riguarda λ_{F1}^2, λ_{F3}^2 l'importanza

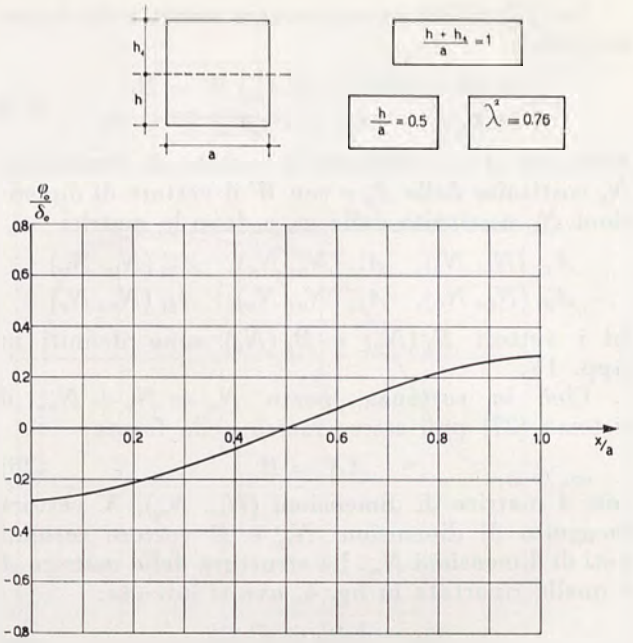


FIG. 16 - FORMA D'ONDA DEL PELO LIBERO DEL FLUIDO PRIMA DELLA PRIMA RISONANZA

di detto rapporto è legata anche alla flessibilità delle pareti, risultando tanto più grande quanto minore è il valore di Ω_1^2. Notando che, con l'introduzione dei pesi specifici del fluido P_f e del materiale della struttura P_s, il rapporto τ può essere espresso come

$$\tau = \frac{P_f}{P_s}\frac{a}{2t}$$

con t_w spessore delle pareti del serbatoio, per cui, a prescindere dal combustibile e dal materiale del serbatoio la cui scelta è certo legata a ben altre considerazioni, valori alti delle λ possono essere mantenuti effettuando, con riferimento alla figura 2, non solo parzializzazioni radiali, ma anche circonferenziali.

L'importanza del consumo di combustibile sulle frequenze del sistema è messa in risalto nelle figure $9 \div 15$ dove vengono riportate le λ_{Fn}^2 e la λ_{s1}^2 in funzione dell'altezza del liquido nel serbatoio. Per confronto sono riportati i casi di pareti infinitamente rigide, $\Omega_1^2 = \infty$ e il caso $\Omega_1^2 = 100$, avendo assunto $\dfrac{h + h_1}{a} = 1$ e $\tau = 70$.

Come si può notare, il raggiungimento di un valore asintotico per $\dfrac{h}{a} \to 1$ può considerarsi solo approssimativamente valido nel caso di pareti flessibili, e tale valore è sensibilmente inferiore a quello che si ha per pareti rigide.

Variazioni molto forti subiscono poi le frequenze strutturali di cui un esempio è riportato in fig. 15.

Fattore degno di nota è che, specie per le frequenze più elevate, la variazione delle λ con $\dfrac{h}{a}$ si

concentra intorno una piccola zona di variazione dell'altezza del fluido.

L'andamento della forma d'onda del pelo libero del fluido prima della prima risonanza è riportato in fig. 16, mentre quello della parete in fig. 17.

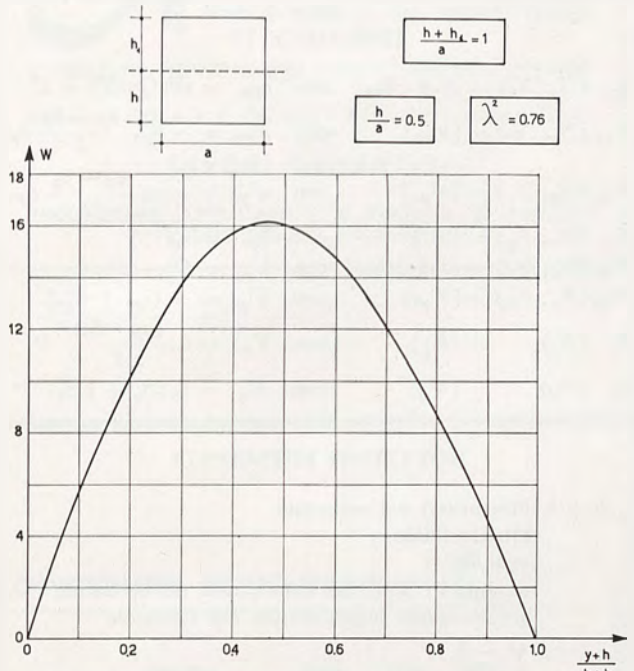


FIG. 17 ANDAMENTO DEFLESSIONE DELLA PARETE IN FUNZIONE DI y

Avendo esaminato per quest'ultima figura il caso di pelo libero del fluido a metà serbatoio si noti la maggiore ampiezza che assume W tra $0 \div 0{,}5$ di $\dfrac{y+h}{h+h_1}$ rispetto i punti del tratto $0{,}5 \div 1$ per cui l'ampiezza massima si ha circa al valore 0,45.

R. Barboni - O. Carlini

Gli autori desiderano ringraziare il Prof. Paolo Santini per i consigli ricevuti nella stesura del presente lavoro.

APPENDICE I

Utilizzando la (17) e ponendo:

$$\text{(A. I. 1)} \qquad \begin{cases} \left(\dfrac{x}{a}\right)^2 = \sum_{m=0}^{\infty} a_m \cos\dfrac{m\pi x}{a} \\ \left(1-\dfrac{x}{a}\right)^2 = \sum_{m=0}^{\infty} b_m \cos\dfrac{m\pi x}{a} \end{cases}$$

le (16), tenuto conto delle (12) e (13) si scrivono:

$$\text{(A. I. 2)} \qquad \begin{cases} \dfrac{d^2\Theta_p}{dy^2} - \left(\dfrac{p\pi}{a}\right)^2 \Theta_p = \dfrac{j\Omega a}{2} \sum_{n=1}^{N_w} \left(\dfrac{n\pi}{h+h_1}\right)^2 \cdot \\ \cdot \left(a_p\, w_n^{(2)} - b_p\, w_n^{(1)}\right) \sin\dfrac{n\pi\,(y+h)}{h+h_1} \\ y=0 \quad ; \quad \dfrac{d\,\Theta_p}{dy} - \dfrac{\Omega^2}{g}\Theta_p = -\dfrac{j\Omega a}{2} \cdot \\ \cdot \left\{ \sum_{n=1}^{N_w} \left[\dfrac{n\pi}{h+h_1} \cos\dfrac{n\pi\,(y+h)}{h+h_1} - \dfrac{\Omega^2}{g} \sin\dfrac{n\pi\,(y+h)}{h+h_1} \right] \cdot \right. \\ \left. \left[a_p\, w_n^{(2)} - b_p\, w_n^{(1)} \right] - \dfrac{\Omega^2}{g}\,\delta_0\,(a_p - b_p) \right\} \\ y=-h; \dfrac{d\,\Theta p}{dy} = -\,j\,\dfrac{\Omega a}{2} \sum_{n=1}^{N_w} \left(\dfrac{n\pi}{h+h_1}\right) \\ \left[a_p w_n^{\,2} - b_p\, w_n^{\,1} \right] \end{cases}$$

dove, in conformità alle (A. I. 1) è:

$$\text{(A. I. 3)} \qquad \begin{cases} a_p = (-1)^p \dfrac{4}{(p\pi)^2} \\ b_p = \dfrac{4}{(p\pi)^2} \end{cases}$$

L'integrale generale della prima delle (A. I. 2) si scrive:

$$\text{(A. I. 4)} \qquad \Theta_p = A_p\, ch\, \frac{p\pi y}{a} + B_p\, sh\, \frac{p\pi y}{a} - \\ - \frac{j\Omega a}{2} \sum_{n=1}^{N_w} (1-\alpha_{pn}) \left[a_p\, w_n^{\,2} - b_p\, w_n^{(1)} \right] \sin\frac{n\pi\,(y+h)}{h+h_1}$$

dove si è posto:

$$\text{(A. I. 5)} \qquad \alpha_{pn} = \frac{1}{1+\left[\dfrac{na}{p\,(h+h_1)}\right]^2}$$

Imponendo la condizione (A. I. 2) per $y = -h$ si determinano le costanti B_p che, sostituite nella (A. I. 4), danno la (18).

APPENDICE II

Sostituendo la (18) nella condizione (A. I. 2) per $y = 0$ si ha:

$$\text{(A. II. 1)} \qquad \begin{cases} A_p \left[p\, th\left(p\pi\,\dfrac{h}{a}\right) - \dfrac{\Omega^2 a}{\pi g} \right] - \\ - \dfrac{j\Omega a}{2} \left\{ \sum_{n=1}^{N_w} \alpha_{pn} \left[\dfrac{na}{h+h_1} \left(\dfrac{1}{ch\, p\pi\,\dfrac{h}{a}} - \cos\dfrac{n\pi h}{h+h_1} \right) + \right. \right. \\ \left. + \dfrac{\Omega^2 a}{g\pi} \sin\dfrac{n\pi h}{h+h_1} \right] - \left[a_p\, w_n^{(2)} - b_p\, w_n^{(1)} \right] + \\ \left. + \dfrac{\Omega^2 a}{g\pi}\,\delta_0\,(a_p - b_p) \right\} = 0 \end{cases}$$

Dividendo la (A. II. 1) per $j\sqrt{ag\pi}$ e ponendo:

$$\text{(A. II. 2)} \qquad \begin{cases} H = \dfrac{h}{a} \\ L = \dfrac{h+h_1}{a} \\ \overline{A}_p = \dfrac{A_p}{j\sqrt{ag\pi}} \\ \lambda^2 = \dfrac{\Omega^2 a}{\pi g} \\ \Lambda_p^2 = p\,th\left(p\pi\,\dfrac{h}{a}\right) \end{cases}$$

la (A. II. 1) si scrive:

$$\overline{A}_p \left[\Lambda_p^2 - \lambda^2\right] - \lambda \sum_{n=1}^{N_w} \frac{\alpha_{pn}}{2} \left\{ \left(\beta_{pn} + \lambda^2 \gamma_n\right) \left(a_p\, w_n^{(2)} - b_p\, w_n^{(1)} \right) \right\}$$

$$\text{(A. II. 3)} \qquad - \lambda^3\,\delta_0\,\frac{a_p - b_p}{2} = 0$$

dove è inoltre:

$$\text{(A. II. 4)} \qquad \begin{cases} \beta_{pn} = \dfrac{na}{h+h_1} \left(\dfrac{1}{ch\,\dfrac{p\pi h}{a}} - \cos\dfrac{n\pi h}{h+h_1} \right) \\ \gamma_n = \sin\dfrac{n\pi h}{h+h_1} \end{cases}$$