

SOCIETÀ
DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI
IN TORINO

POLITECNICO DI TORINO
SISTEMA BIBLIOTECARIO

PER
15
3059

BIBLIOTECA DI INGEGNERIA

Anno 119

RASSEGNA TECNICA

XL - 7-8

N U O V A S E R I E

LUGLIO
AGOSTO 1986

SEMINARIO SU
**PROBLEMI DI INTERVENTO
SULLE STRUTTURE
DELL'EDILIZIA STORICA**

PARTE TERZA

SPEDIZIONE IN ABBONAMENTO POSTALE - GR. III/70 - MENSILE



ING. FRANCO BORINI, FIGLI & C. S.p.A.

IMPRESA GENERALE DI COSTRUZIONI

STUDIO DI INGEGNERIA

SEDE SOCIALE: 10128 TORINO - CORSO RE UMBERTO, 56

TELEFONO (011) 502.620/6/7/8/9

Maniglie:
Ottone
Alluminio anodizzato
Resina
Modelli depositati

Punto di vendita Olivari:

REPARTO ARTICOLI DEL LEGNO

FRESIA

10152 TORINO - VIA AOSTA 3 TEL. 850.891

OLIVARI®

Montecarlo

design Luigi Caccia Dominioni
RE



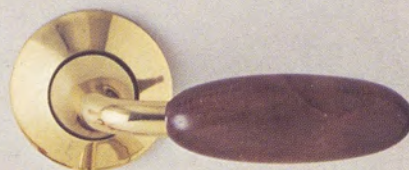
Gamma

design Studio Olivari
RE



Orta

design Studio Olivari
OT



Cusio

design Gino Anselmi
RE



Boma

design Monti G.P.A.
Maniglia selezionata per il premio "Compasso d'Oro"
RE



Bica

design Studio Olivari
OT - AL



Sfinge

design Davide Mercatali-Paolo Pedrizzetti
AL - EP



Saint Roman

design Luigi Caccia Dominioni
RE



Garda

design Studio Olivari
OT - AL



Lario

design Monti G.P.A.
Maniglia selezionata per il premio "Compasso d'Oro"
RE



Iseo

design Sergio Asti
RE



Scuola

design Carlo P. Visani-G. Casati
OT



Olivari inizia la sua attività nel 1911, producendo maniglie in ottone, bronzo e alpacca. L'azienda si sviluppa, nel corso degli anni, al passo con l'evolversi delle tecnologie e impegnandosi nell'utilizzo ottimale dei nuovi materiali. Oggi Olivari conta oltre 600 punti di vendita in Italia e distribuisce i suoi prodotti anche all'estero.

È una produzione di prim'ordine dal punto di vista tecnico che è affiancata da un supporto estetico di alto livello: le realizzazioni dell'azienda sono infatti affidate oltreché a personale altamente specializzato, anche alla collaborazione di designers famosi. Il successo di Olivari non è circoscritto all'ambiente della casa ma è confermato da una serie di grandi forniture per ambienti pubblici realizzati secondo i più avanzati criteri architettonici.

Ogni maniglia da porta ha in carattere la maniglia da finestra.

Materiale

OT - Ottone
AL - Alluminio
RE - Resina
RI - Rivestimento Rilsan
EP - Rivestimento Epossidico

Handles:
 Brass
 Anodized aluminium
 Resin
 Registered models

OLIVARI®

Clinica Madonnina

design Studio Olivari
 OT - AL



York

design Producta
 OT



Snam

design Studio Olivari
 OT - AL



Bolzano

design Studio Olivari
 OT



Monza

design Studio Olivari
 OT - AL



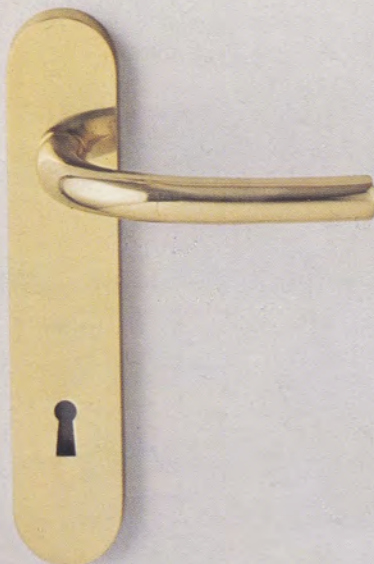
Lama

design Giò Ponti
 OT



Tizianella fig. B

design Sergio Asti
 OT



Tizianella fig. M

design Sergio Asti
 OT



San Babila

design Luigi Caccia Dominioni
 OT



Tizianella fig. E

design Sergio Asti
 OT



Olivari start their activity on 1911, by producing brass, bronze and nickel silver handles. The Factory has developed along the time, according to the technologies evolution and they have binded themselves to use extremely well the new materials. Nowadays Olivari have more than 600 sale points all around Italy and they distribute their products also abroad.

It's a first-class production under a technical point of view and it is supported by a high level aesthetical component: the Factory productions are indeed entrusted besides to a highly specialized staff also to the co-operation of well-known designers. Olivari's success isn't limited to the house sphere and it is confirmed by a succession of big supplyings for public places made according to the most advanced architectural standards.

Each door handle is in character with the window handle.

Material

OT - Brass
AL - Anodized aluminium
RE - Resin
RI - Rilsan covering
EP - Covering Epossidico

Arredare bene, a prezzi vantaggiosi. Arredare ARGÀ.



Nella foto un posto lavoro del nuovo sistema con canalizzazione ispezionabile.

Mobili per Ufficio

FORNITURE COMPLETE PER UFFICI - INDUSTRIE SCAFFALI componibili PER MAGAZZINI NEGOZI

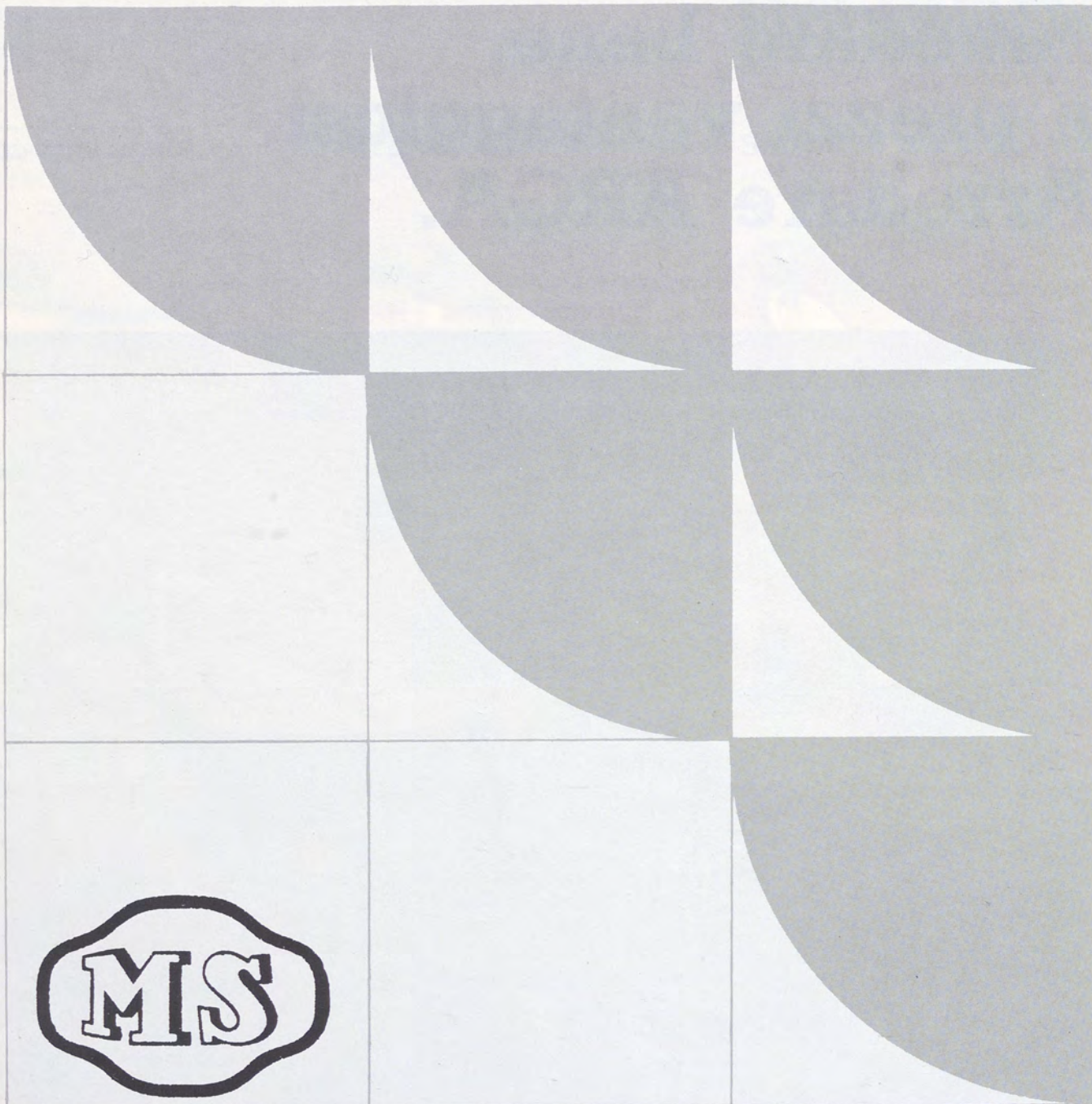


ARGÀ S.A.S.

di GALLO & ARIEMMA

Via Genova, 30 - 10126 Torino - Telefono 67.82.62

Sede: Moncalieri - Corso Roma, 15



TESSUTI • VELLUTI • TENDAGGI • TAPPETI • MOQUETTES
PAVIMENTI RESILIENTI • RIVESTIMENTI MURALI

MARIO SEZZANO s.p.A.

TORINO - Corso Matteotti, 19 - Tel. 518.537 - 545.038

MILANO - Corso Sempione, 52 - Tel. 3311.241 - 341.959

ATTI E RASSEGNA TECNICA

DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI IN TORINO

RIVISTA FONDATA A TORINO NEL 1867

NUOVA SERIE - ANNO XL - Numero 7-8 - LUGLIO-AGOSTO 1986

SOMMARIO

ATTI DEL SEMINARIO SU «PROBLEMI DI INTERVENTO SULLE STRUTTURE DELL'EDILIZIA STORICA»

SESTA GIORNATA

LE STRUTTURE MURARIE: DEGRADO, CONSOLIDAMENTO, ADEGUAMENTO SISMICO

G. BARONIO, L. BINDA MAIER	pag.	179
D. FOIS, <i>Problemi di restauro e consolidamento statico delle strutture murarie dell'edilizia storica</i>	»	185
G. MANCINI, <i>Adeguamento sismico degli edifici in muratura</i> ..	»	195

SETTIMA GIORNATA

LE STRUTTURE DI LEGNO E DI FERRO: TIPOLOGIE, DIMENSIONAMENTO, ALTERAZIONI, CONSOLIDAMENTO

M. DE CRISTOFARO ROVERA, <i>Problemi di consolidamento delle strutture di legno</i>	pag.	203
A. M. ZORGNO, <i>Le strutture di ferro</i>	»	212

OTTAVA GIORNATA

LE NORMATIVE: NORMATIVA ESISTENTE, NORMATIVA DA FONDARE

R. GABETTI, <i>Normativa: problemi di restauro-riuso</i>	pag.	229
F. LEVI	»	234

Direttore: Gian Federico Micheletti

Co-direttore: Roberto Gabetti

Vice-direttore: Elena Tamagno

Redattore-capo: Francesco Barrera

Comitato di redazione: Bruno Astori, Maria Grazia Cerri, Vera Comoli Mandraci, Mario Daprà, Cristiana Lombardi Sertorio, Mario Picco, Giorgio Rosental.

Comitato di Amministrazione:

Presidente: Giuseppe Fulcheri

Segretario: Francesco Barrera

Membri: Lorenzo Brezzi, Marco Filippi, Cristiana Lombardi Sertorio, Mario Federico Roggero.

Tesoriere: Giorgio Rosental

Sede: Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino, Corso Massimo d'Azeglio 42, 10125 Torino, telefono 011 - 6508511

ISSN 0004-7287

Periodico inviato gratuitamente ai Soci della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino.



NELLO SCRIVERE AGLI INSERZIONISTI CITARE QUESTA RIVISTA III

SISTEMI TELEFONICI A MISURA D'UTENTE



per: PICCOLE & MEDIE AZIENDE
INDUSTRIE
VILLE
OSPEDALI
BANCHE
PROFESSIONISTI

Telefonica Subalpina

DA 35 ANNI È CONSULENZA, PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE
CORSO DUCA DEGLI ABRUZZI 6 - TORINO - TEL. 535.000

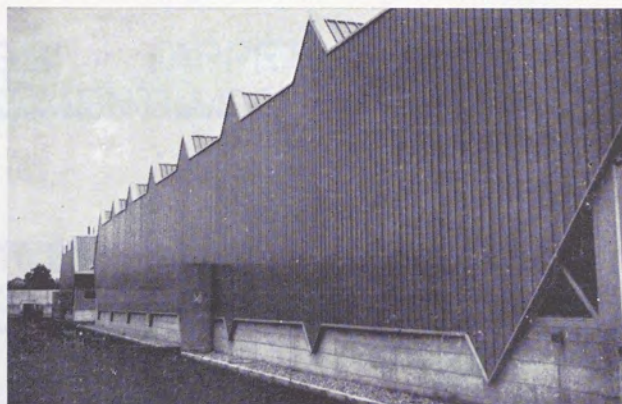
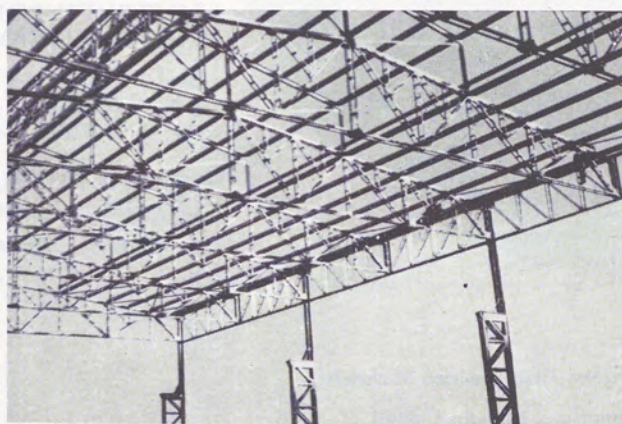


EDIFICI

CIVILI - INDUSTRIALI - AGRICOLI

ORTECO

SCALE DI SICUREZZA



Torino - c. M. D'Azeglio 78 - tel. 688792

6 - Le strutture murarie: degrado, consolidamento, adeguamento sismico

31 ottobre 1985

INTRODUZIONE

È ben noto che i fattori ambientali quali aria, acqua, suolo, inquinanti che danno origine a fenomeni chiamati erosione, alterazione, invecchiamento, ecc., variano nel tempo. I fattori suddetti influiscono sulla durata delle costruzioni in modo diverso da zona a zona, tanto che, nello studio dei problemi di durabilità degli edifici si parla di microclima o microenvironment, cioè ci si riferisce alle condizioni particolari dell'ambiente nel quale gli edifici sono inseriti.

In questi ultimi decenni ricercatori e tecnici hanno preso coscienza dell'influsso che l'ambiente circostante esercita sul comportamento nel tempo degli edifici, ed hanno cercato di rispondere ai numerosi interrogativi che nascono da certe situazioni di degrado spesso accelerato dall'inquinamento:

- quali agenti ambientali ed in quale misura influiscono sulla durezza dei materiali e delle strutture;
- quali proprietà chimico-fisiche sono alterate dagli agenti aggressivi ed in quale misura;
- come prevenire l'alterazione e come proteggere e consolidare i materiali già alterati;
- come potranno comportarsi elementi strutturali e non, costituiti da materiali eterogenei, nelle zone di connessione tra un materiale e l'altro.

Un paramento murario in laterizio può essere definito come un sistema eterogeneo costituito da pietre artificiali (mattoni o blocchi) sovrapposte le une alle altre con interposizione di malta. Sia i laterizi, sia le malte, quando si trovano a contatto con gli agenti atmosferici subiscono una lenta ma progressiva trasformazione. I mattoni e le malte sono materiali porosi e come tali permeabili all'acqua; la porosità può essere chiusa (pori non comunicanti con l'esterno) o aperta (pori comunicanti con l'esterno). Attraverso i pori aperti l'acqua può penetrare sia allo stato liquido (pioggia, acqua capillare), sia allo stato di vapore che successivamente si condensa. La presenza di acqua

nelle murature provoca la maggior parte delle alterazioni, essendo l'acqua stessa la matrice di tutti i processi organici e fisici che degradano i monumenti e le opere d'arte.

I tipi di alterazione che più frequentemente s'instaurano su una muratura possono diversificarsi a seconda che interessino le malte o i mattoni, poiché diversa è la natura chimica di tali materiali. Un tipo di alterazione frequentemente riscontrabile nelle zone a clima temperato e che sembra interessare maggiormente il laterizio è quello visibile in fotografia. Altre volte sono invece i giunti di malta ad essere interessati dall'alterazione. Le cause di degradazione delle murature in laterizio in ambiente aggressivo sono prevalentemente il gelo e il disgelo e la cristallizzazione di sali.

UN'ESPERIENZA DI RICERCA SULL'ALTERAZIONE DOVUTA A CRISTALLIZZAZIONE DI SALI

In Italia le zone interessate da temperature molto basse, al di sotto di 0 °C e con forti escursioni termiche, sono diffuse soprattutto al nord e sui rilievi montani. Tuttavia la posizione geografica del nostro paese, il grande sviluppo di zone costiere, la diffusione di zone industriali con città ad alto tasso di inquinamento sono le cause di frequenti casi di degrado per cristallizzazione di sali.

Gli autori del presente lavoro si occupano da parecchi anni di questo tipo di alterazione per quanto riguarda i materiali porosi ed in particolare i paramenti murari in laterizio. Nel 1981 hanno messo a punto una prova di cristallizzazione partendo dalla prova di Brard. Le esperienze hanno permesso, grazie alle particolari condizioni termodinamiche realizzate in laboratorio, di ottenere un meccanismo di rottura molto simile a quello che si realizza in natura e di realizzare l'alterazione in tempi paragonabili a quelli del fenomeno naturale.

DESCRIZIONE DELLA PROVA

La prova consiste nel sottoporre il materiale (provini, mattoni, prismi di muratura, carote, ecc.) a cicli di immersione di una soluzione satura di sale ed essiccazione ad umidità e temperatura controllate, secondo due modalità:

(*) Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

(**) Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

- A) Immersione del provino in una soluzione saturata di Na_2SO_4 per un tempo t_1 ; essiccazione per un tempo t_2 in camera condizionata a 20°C e 50% di U.R.;
- B) Immersione del provino in una soluzione saturata di Na_2SO_4 per un tempo t_1 ; essiccazione per un tempo t_2 in camera condizionata a 20°C e 85% di U.R.; essiccazione per un tempo t_3 in camera condizionata a 20°C e 50% di U.R.

La procedura B) ricrea le condizioni in cui alla temperatura di 20°C si realizza prima il solfato decaidrato (a 85% di U.R.) e poi il solfato anidro (al 50% di U.R.).

In realtà anche nella prova A) si realizza all'interno del provino la possibilità di avere insieme il solfato idrato e quello anidro.

CONFRONTO CON LE CONDIZIONI AMBIENTALI: IL CLIMA DI MILANO

I tempi t_1 , t_2 , t_3 sono la variabile indipendente del problema, una volta scelto il tipo di ciclo nel quale siano costanti la temperatura e l'umidità. Il tempo t_1 , in conformità con altre normative vigenti o raccomandazioni (25 P.E.M., ASTM C170-73, 1979), è stato mantenuto pari a 2 ore: durante questo tempo la maggior parte dei mattoni provati assorbe una quantità di acqua molto vicina alla saturazione.

Per definire i valori ottimali t_2 e t_3 sono state svolte numerose prove, assumendo valori diversi: 24, 48, 96, 168 ore, sono stati osservati i meccanismi di rottura prodotti ed è stato conteggiato il numero di cicli necessario per portare i provini ad un determinato stato di danneggiamento.

Per avvicinare i tempi di danneggiamento a quelli reali, sono stati fatti confronti con i fenomeni reali in un environment come quello milanese. Sono state innanzitutto esaminate efflorescenze prelevate da murature molto degradate. L'esame diffrattometrico delle efflorescenze ha rivelato la presenza di solfato di magnesio eptaidrato (epsomite) in murature antiche; in altri casi di solfato anidro di sodio e di solfato di sodio e potassio (su alcune murature nuove).

Dimostrata l'esistenza del solfato di sodio in natura, occorre verificare se le condizioni termodinamiche naturali sono tali da permettere la sua cristallizzazione. L'indagine, svolta su dati provenienti dall'Osservatorio di Brera a Milano, mostra che le condizioni per la formazione di cristalli di sale nelle forme idrata e anidra, si realizzano mensilmente (anche più volte al mese), come appare in fig. 1; i dati si riferiscono ad un arco di 10 anni dal 1970 al 1979.

Con riferimento alla temperatura di 20°C , la

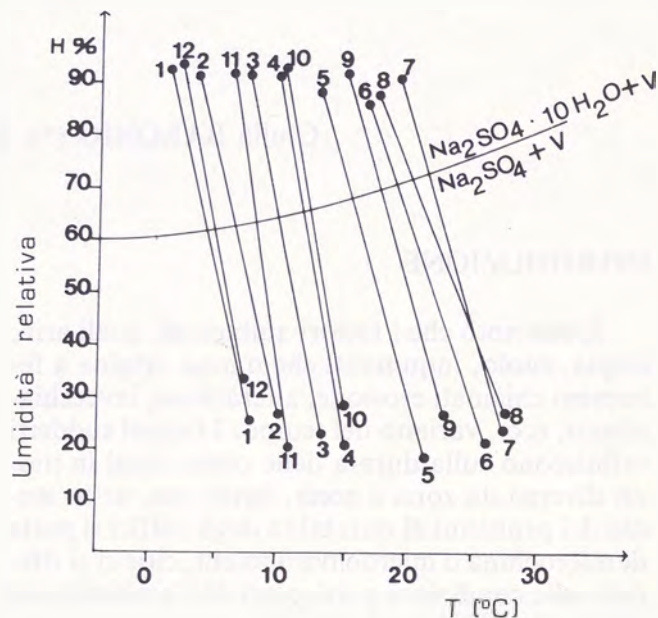


Fig. 1 - Dati climatici di Milano (1970-1979) paragonati alla curva di equilibrio del solfato di sodio a contatto con l'aria.

fig. 2 mostra le ore di permanenza della U.R. fra 50% ed 85% nell'arco di un anno. Tale periodo, come si vede si realizza più frequentemente intorno ad un numero di ore inferiore alle 168. Inoltre la fig. 2 mostra chiaramente che più volte in un mese si possano ripetere durate inferiori alle 50 ore.

L'effetto della presenza di solfato di sodio e solfato doppio di sodio e potassio come mostra il diffrattogramma di fig. 3 in un muro si è rivelato dirompente in un muro di cinta costruito nel mese di agosto, sul quale sono comparse le prime delaminazioni in ottobre. Ovviamente in questo caso la presenza di acqua, risalita capillare a forte evaporazione, ha provocato un accumulo di sale, in certe zone del muro e quindi la condizione di sovrasaturazione necessaria alla cristallizzazione del sale.

CAMPI DI APPLICAZIONE DELLA PROVA DI CRISTALLIZZAZIONE

Misura dell'alterazione

I risultati delle prove eseguite in laboratorio sono stati quantizzati mediante una misura dell'alterazione prodotta sul materiale. Data la difficoltà di ricorrere all'uso di prove meccaniche, è stata presa come misura dell'alterazione, la diminuzione in percentuale della superficie superiore dei provini, ai diversi cicli fino ad un danneggiamento totale del 100%, (riduzione della superficie o caduta dello strato superficiale). Tale momento

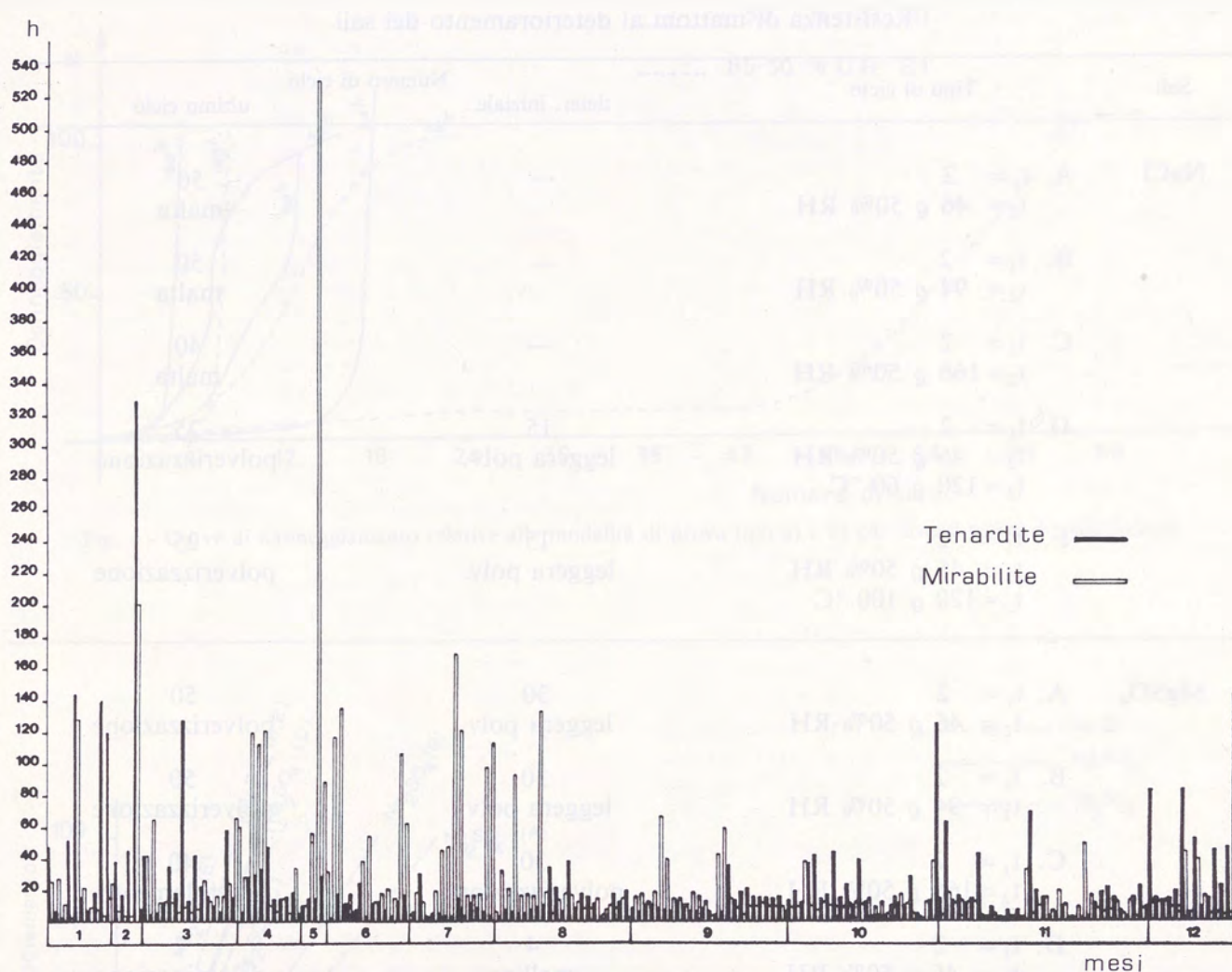


Fig. 2 - Numero di volte in un anno in cui si creano le condizioni per la formazione della Tenardite e della Mirabilite (Milano, 1979).

non corrisponde al collasso totale del provino, che mantiene ancora una certa consistenza (fig. 4), ma ad un valore limite corrispondente al deterioramento completo dello strato più esterno del materiale.

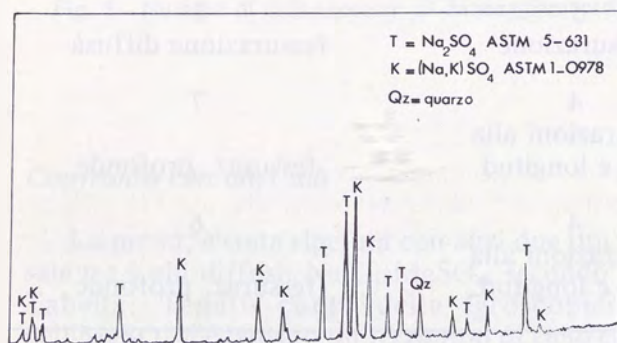


Fig. 3 - Diffrattogramma delle efflorescenze in un muro di cinta.

Per i diversi tempi di invecchiamento adottati e per ogni tipo di ciclo sono state tracciate delle curve di danneggiamento. Come si può notare il numero più basso di cicli necessari per provocare un danno del 100% corrisponde ai tempi di essiccazione più lunghi. Tale risultato è legato alla durata di esposizione, alla velocità di evaporazione ed alla conseguente possibilità di ottenere una maggiore quantità di cristalli di sale. Si può tuttavia notare che l'alterazione avviene sempre per delaminazione della superficie esterna del materiale (fig. 4) anche se a volte la comparsa di fessurazioni esterne nel provino può far pensare a meccanismi di rottura differenti. La comparsa di fessure o spalling sulla superficie esterna prima della delaminazione è legata allo spessore della lamina che si distacca che, variando di spessore a seconda dei tempi di un'esposizione fa sì che le lamine siano più o meno rigidamente vincolate al resto del provino.

Resistenza di mattoni al deterioramento dei sali

Sali	Tipo di ciclo	deter. iniziale	Numero di ciclo ultimo ciclo
NaCl	A. $t_1 = 2$ $t_2 = 46$ q 50% RH	—	50 malta
	B. $t_1 = 2$ $t_2 = 94$ q 50% RH	—	50 malta
	C. $t_1 = 2$ $t_2 = 166$ q 50% RH	—	40 malta
	D. $t_1 = 2$ $t_2 = 46$ q 50% RH $t_3 = 120$ q 60 °C	15 leggera polv.	25 polverizzazione
	E. $t_1 = 2$ $t_2 = 46$ q 50% RH $t_3 = 120$ q 100 °C	15 leggera polv.	25 polverizzazione
MgSO ₄	A. $t_1 = 2$ $t_2 = 46$ q 50% RH	30 leggera polv.	50 polverizzazione
	B. $t_1 = 2$ $t_2 = 94$ q 50% RH	30 leggera polv.	50 polverizzazione
	C. $t_1 = 2$ $t_2 = 166$ q 50% RH	30 polverizzazione	40 sgretolamento
	D. $t_1 = 2$ $t_2 = 46$ q 50% RH $t_3 = 120$ q 60 °C	4 spalling	7 delaminazione
	E. $t_1 = 2$ $t_2 = 46$ q 50% RH $t_3 = 120$ q 100 °C	4 spalling	7 delaminazione
Na ₂ SO ₄	A. $t_1 = 2$ $t_2 = 46$ q 50% RH	9 spalling	16 delaminazione
	B. $t_1 = 2$ $t_2 = 94$ q 50% RH	8 spalling	13 delaminazione
	C. $t_1 = 2$ $t_2 = 166$ q 50% RH	5 fessurazione	8 fessurazione diffusa
	D. $t_1 = 2$ $t_2 = 46$ q 50% RH $t_3 = 120$ q 60 °C	4 fessurazioni alla base e longitud.	7 fessuraz. profonde
	E. $t_1 = 2$ $t_2 = 46$ q 50% RH $t_3 = 120$ q 100 °C	4 fessurazioni alla base e longitud.	6 fessuraz. profonde

 t_1 = tempo di immersione in soluzione satura di sale (in ore).

 t_2 = tempo in camera climatica aventi 20 °C (in ore).

 t_3 = tempo in forno (in ore).

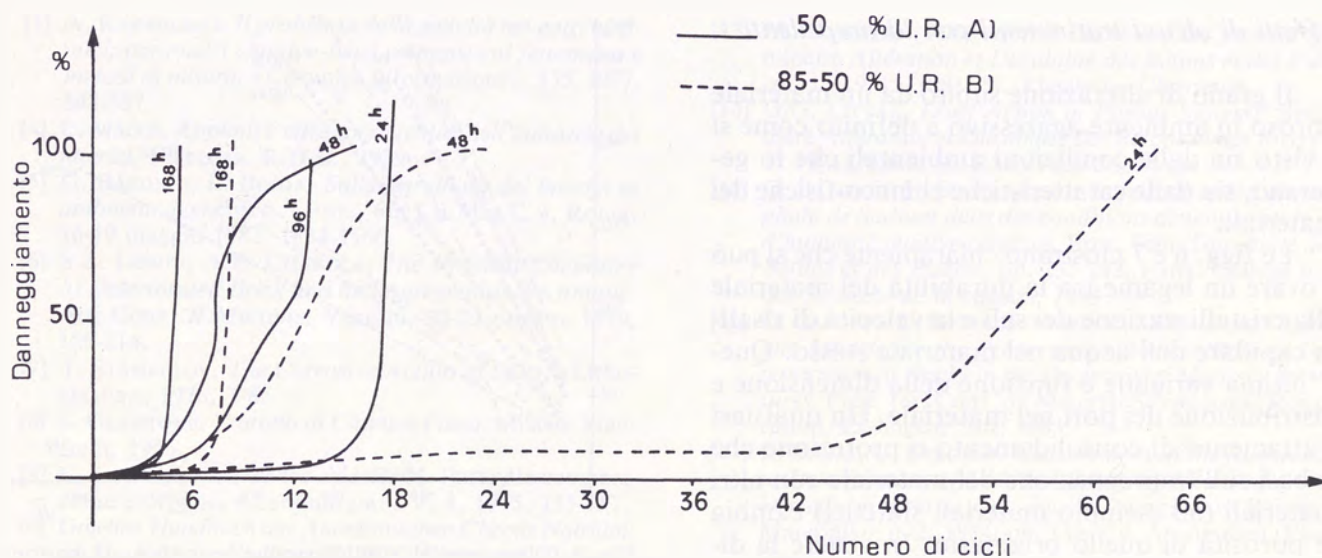


Fig. 4 - Curve di danneggiamento relative alle modalità di prova tipo a) e b) per diversi tempi di essiccazione.

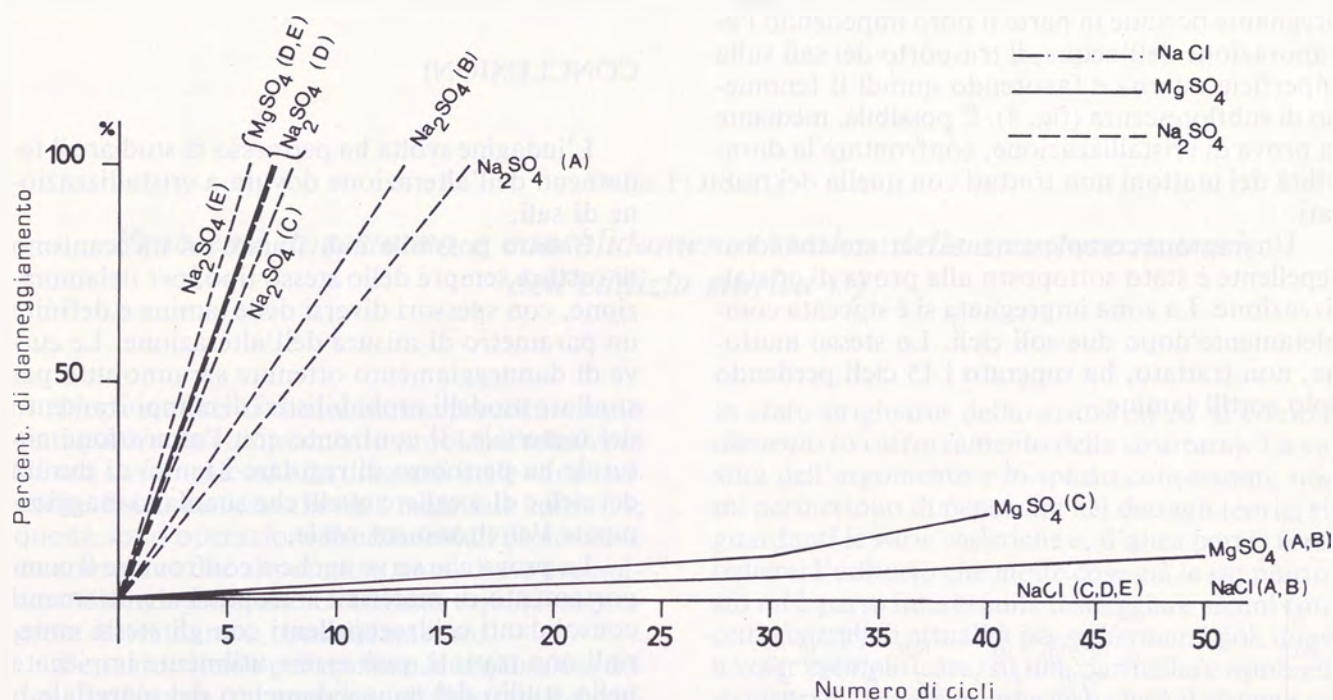


Fig. 5 - Numero di cicli necessari al danneggiamento totale dei provini riferiti ai diversi tipi di ciclo ed ai diversi sali.

Confronto con altri sali

La prova, è stata ripetuta con altri due tipi di sale tra i più diffusi: NaCl, MgSO₄, secondo la Tabella. Tenuto conto della igroscopicità dell'MgSO₄ si è trovato un terzo tipo di ciclo che prevede l'essiccazione in forno dei provini (ciclo E, D).

I risultati delle prove mostrano senz'ombra di dubbio (fig. 5) che: a) l'Na₂SO₄ è il sale più distruggente, b) l'MgSO₄ può provocare gravi alterazioni ai mattoni, solo se portato a 60 °C, c) il NaCl dopo aver formato una spessa crosta intorno alla superficie esterna del mattone, lo lascia inalterato.

Effetti di alcuni trattamenti con idrorepellenti

Il grado di alterazione subito da un materiale poroso in ambiente aggressivo è definito come si è visto sia dalle condizioni ambientali che lo generano, sia dalle caratteristiche chimico-fisiche dei materiali.

Le figg. 6 e 7 mostrano chiaramente che si può trovare un legame tra la durabilità del materiale alla cristallizzazione dei sali e la velocità di risalita capillare dell'acqua nel materiale stesso. Quest'ultima variabile è funzione della dimensione e distribuzione dei pori nel materiale. Un qualsiasi trattamento di consolidamento o protezione che si basi sull'impregnazione del materiale con altri materiali (ad esempio materiali sintetici) cambia la porosità di quello originario. In genere la dimensione dei pori si riduce per effetto dell'impregnazione e quindi il comportamento del materiale può variare anche in modo evidente.

La prova di cristallizzazione, permettendo il confronto tra materiale trattato e non trattato può anche se la riduzione è eccessiva, il materiale impregnante occlude in parte il poro impedendo l'e-vaporazione dell'acqua, il trasporto dei sali sulla superficie esterna e favorendo quindi il fenomeno di subfiorescenza (fig. 4). È possibile, mediante la prova di cristallizzazione, confrontare la durabilità dei mattoni non trattati con quella dei trattati.

Un mattone completamente trattato con idrorepellente è stato sottoposto alla prova di cristallizzazione. La zona impregnata si è staccata completamente dopo due soli cicli. Lo stesso mattone, non trattato, ha superato i 15 cicli perdendo solo sottili lamine.

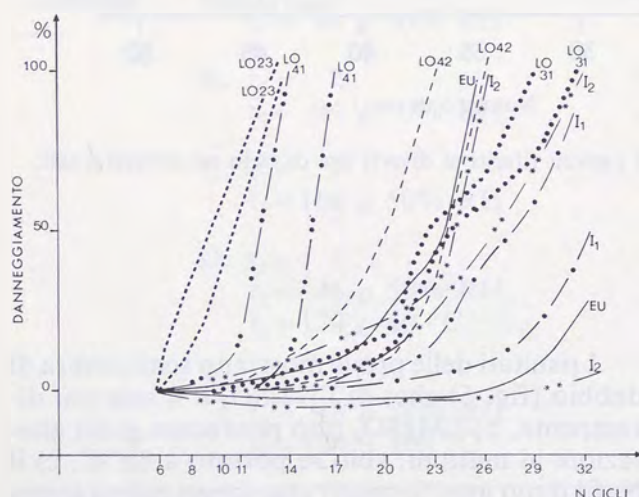


Fig. 6 - Curve di danneggiamento per diversi tipi di mattoni prelevati da antichi monumenti.

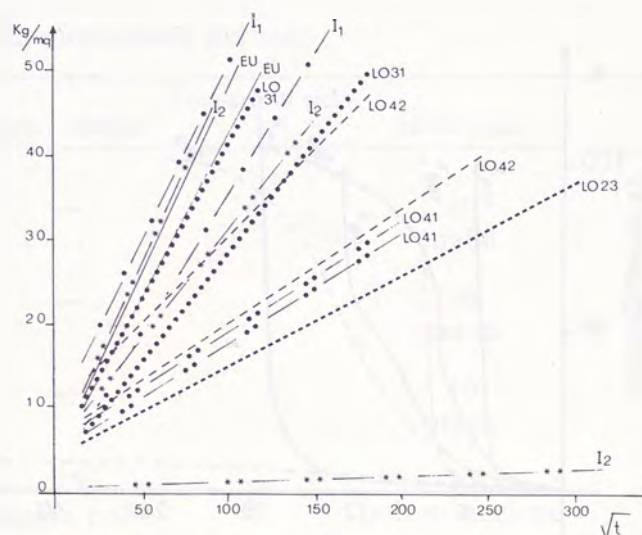


Fig. 7 - Diagrammi di risalita capillare per gli stessi mattoni di fig. 6.

CONCLUSIONI

L'indagine svolta ha permesso di studiare il fenomeno dell'alterazione dovuta a cristallizzazione di sali.

È stato possibile individuare un meccanismo di rottura sempre dello stesso tipo, per delaminazione, con spessori diversi delle lamine e definire un parametro di misura dell'alterazione. Le curve di danneggiamento ottenute saranno utili per studiare modelli probabilistici di comportamento del materiale. Il confronto con l'alterazione naturale ha permesso di regolare i tempi di durata dei cicli e di scegliere quelli che simulano maggiormente l'environment reale.

La prova che serve anche a confrontare il comportamento di materiali sottoposti a trattamenti consolidanti o idrorepellenti con gli stessi materiali non trattati, può essere utilmente impiegata nello studio del consolidamento del materiale.

BIBLIOGRAFIA

- [1] G.G. AMOROSO, C. FELIX, *Processi di degradazione della pietra e protezione con prodotti di trattamento*. «L'ingegnere», 12, 1978, 21-49.
- [2] P. VINCENZINI, C. FIORI, *Caratteristiche naturali di argille italiane e correlazione con le proprietà tecnologiche dei prodotti da esse ottenibili*. «Ceramurgia», VII, 3, 1977, 119-134.

- [3] A. RAVAGLIOLI, *Il problema della gelività nei cotti ceramici: parametri chimico-fisici connessi col fenomeno e metodi di misura*. «Ceramica Informazione», 135, 1977, 543-557.
- [4] E. MAGGI, *Appunti e cifre sperimentali nell'industria dei laterizi*, Piacenza. R.D.B., 1979.
- [5] G. BARONIO, L. BINDA, *Sulla durabilità dei laterizi in ambiente aggressivo*. «Proc. 6th I.B.M.a.C.», Roma, 16-19 maggio 1982, 1554-1566.
- [6] S.Z. LEWIN, A.E. CHAROLA, *The Physical Chemistry of Deteriorated Brick and its Impregnation Technique*. Atti Conv. Il Mattone, Venezia, 22-23 ottobre 1979, 189-214.
- [7] T. STAMBOLOV, *The Corrosive Action of Salts*. «Lithoclastia», 1976, 3-8.
- [8] S. GLASSTONE, *Trattato di Chimica Fisica*. Milano, Manfredi, 1956.
- [9] C. FIORI, *Efflorescenze su laterizi*. Parte II: composizione e origine, «Ceramurgia», V, 3, 1975, 155-157.
- [10] *Gmelins Handbuch der Anorganischen Chemie Natrium*, n. 21, Verlag Chemie, GMBH, Weinheim, Bergstr., Berlin, 1966.
- [11] P. PASCAL, *Nouveau Traité de Chimie Minerale*, Tome II, Prem. Fasc., Paris, Masson et C., 1966.
- [12] J.I. HERRERO, *Altération des calcaires et des grès utilisés dans la construction*, Paris, Eyrolles, 1967.
- [13] M. MAMILLAN, *Altération et durabilité des pierres*. Séminaire Altération et Durabilité des Bétons et des Pierres, 17-19/11/1981, St.-Rhemy-les-Chevreuse.
- [14] G.G. LITVAN, *Frost Action in Porous Systems*. Séminaire Altération et Durabilité des Bétons et des Pierres, 17-19/11/1981, St.-Rhemy-les-Chevreuse.
- [15] G. BARONIO, L. BINDA, *Essais de cristallisation du sulfate de Sodium dans des conditions de température et d'humidité relative connues*, Proc. Sem. Durabilité des Bétons et des Pierres, pp. 233-242, Paris, Collège Int. des Sciences de la constr., 1983.
- [16] G. BARONIO, L. BINDA, F. SCIROCCO, *Accelerated Aging and Models for the Progressive Chimico-Physical Deterioration of Bricks in the Diagnosis of Masonry Structures*, Proc. Int. Conf. on Material Sciences and Restoration, Esslingen, Sett. 1983.
- [17] L. BINDA, G. BARONIO, *Measurement of the Resistance to Deterioration of Old New Bricks by Means of Accelerated Aging tests*. «Int. Journ. Durability of Building Materials», n. 2, 1984, pp. 139-154, Amsterdam, Elsevier.
- [18] L. BINDA, A.E. CHAROLA, G. BARONIO, *Deterioration of porous materials due to Salt crystallization under different thermo-hygrometric conditions*. I Brick Vth Int. Conv. of Deterioration and Conservation of Stone, Lausanne, Settembre 1985.

Delio FOIS (*)

Problemi di restauro e consolidamento statico delle strutture murarie dell'edilizia storica (1)

Negli interventi che mi hanno preceduto sono stati già trattati ampiamente problemi relativi al rilievo strutturale ed alla diagnosi delle caratteristiche fisico-meccaniche del materiale murario; queste sono operazioni fondamentali esplorative e conoscitive che si pongono come base preliminare alle indagini statiche-resistenti e quindi al progetto di restauro o consolidamento.

Pertanto, dando per scontate le acquisizioni dei dati di cui sopra, mi propongo di illustrare nel corso del mio breve intervento, alcuni tra i problemi più significativi relativi al *restauro* (o ripristino del-

lo stato originario della struttura) ed al *consolidamento* (o rafforzamento della struttura). La vastità dell'argomento e lo spazio concessomi, non mi permettono di penetrare nei dettagli teorici riguardanti le varie casistiche e, d'altra parte, forse tedierei l'uditorio che molte cose già le sa; piuttosto mi è parso interessante tratteggiare alcuni concetti generali di attualità per soffermarsi poi, quasi a voler esemplificare, su una particolare tipologia strutturale del tessuto murario che è il sistema ad arco-volta. Questo è infatti l'organismo che più preoccupa quando si interviene nell'edilizia storica, perché in prima linea, è il più esposto alle eventuali variazioni di carico permanente o d'esercizio che si volessero introdurre in una operazione di ristrutturazione; è anche l'elemento più sensibile, pronto a denunciare fessurazioni, se si manifestassero cedimenti nei muri portanti per spinte incontrollate o per cedimento delle fondazioni. Difatti è più frequente il riscontro di lesioni nelle volte piuttosto che nei muri.

Tra i primi problemi che il tecnico è chiamato a risolvere vi è il reperimento del modello di comportamento statico della struttura, ossia della ba-

(*) Architetto. Socio della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino. Professore associato di Consolidamento ed adattamento degli edifici nel Dipartimento di Ingegneria strutturale del Politecnico di Torino.

(1) L'argomento si inquadra nell'ambito di una ricerca teorico-sperimentale condotta dall'Autore in collaborazione con la prof. arch. Mariella de Cristofaro Rovera, presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Torino.

se operativa fondamentale sia per la verifica del livello di sicurezza statica presente allo stato di attualità, sia per le analisi di calcolo che si pongano l'obiettivo del consolidamento.

La definizione dello schema statico di una struttura muraria è spesso compito arduo, può riservare non lievi margini di incertezza dipendenti dallo status costruttivo variamente composito e massivo: archi, volte e muri si fondono spesso in entità spaziali complesse, la cui decifrazione schematica non è immediata e, anche con le migliori attenzioni, possono sfuggire al controllo gli effettivi incanalamenti dei flussi delle forze, gli assestamenti che questi si sono dati nel tempo all'interno della massa muraria a causa dell'eterogeneità del materiale e di conseguenti diverse rigidità locali; o anche a causa di trasformazioni strutturali subite dall'edificio nel corso della sua lunga storia, le quali, quando non sono rilevabili da documenti d'archivio, sono quasi sempre occultate dagli intonaci.

Un altro importante aspetto del problema è determinato dalla constatazione che lo schema di una struttura muraria è composto da elementi, o conci, mutuamente connessi da vincoli unilateri, ossia che possono reagire in una sola direzione, che è quella della compressione; mentre negli usuali schemi degli altri tipi di strutture i vincoli sono bilateri, ossia reagenti a trazione ed a compressione.

Pertanto, nel caso delle strutture murarie, che non resistono a trazione e che sono estremamente discontinue, cadono molte delle ipotesi fondamentali che stanno alla base della Scienza delle Costruzioni classica, quali: l'isotropia e l'omogeneità del materiale, l'ipotesi di Bernoulli-Navier sulla conservazione delle sezioni piane. Si deduce che sarebbe necessario apportare non semplici correzioni alla Scienza delle Costruzioni per adattarla al caso del materiale murario. In questa direzione interessanti studi e ricerche sono in corso di compimento in questi anni⁽²⁾, soprattutto nel campo dell'analisi di elementi singoli piani e ad arco (caso delle pareti murarie di facciata discontinue per la presenza dei vani finestra e caso delle volte e degli archi). Tali analisi sono prevalentemente sviluppate in campo elasto-plastico e rigido-plastico; ossia si basano su metodi di calcolo a rottura o agli stati limite ultimi per formazione di cerniere plastiche adattati al comportamento meccanico del materiale murario; comportamento che è ora sufficientemente esplorato e formulato in modelli tenso-deformativi e di rottura. Le applicazioni possono essere estese anche all'analisi di geometrie complesse mediante la discretizzazione in elementi finiti e con l'ausilio dell'elaboratore elettronico.

Tuttavia, mi pare doveroso osservare che queste rivoluzionarie possibilità acquisite nel campo dell'analisi numerica su modellazioni matematiche, senza dubbio estremamente interessanti, possano portare al pericolo di una sorta di sottomissione acritica delle idee al servizio dei nuovi strumenti; quando non possono essere elusi i limiti posti dalle incertezze delle ipotesi e dei dati di base, e nel caso delle murature antiche le incertezze sono tantissime; quando l'impostazione matematica non sia sufficientemente suffragata dalla sensibilità dell'intuizione ed avallata dallo scioglimento dei dubbi posti dalla realtà della costruzione.

A conclusione di questo discorso, ritengo che prima di intraprendere avventure con complicati algoritmi (pur quando non sono astratti), si debbano richiamare le doti dell'intuito e della ragione logica per ridurre problemi apparentemente molto complessi a semplici schematizzazioni, nelle quali sia individuata, responsabilmente, l'essenzialità del problema; dove la perdita di alcuni termini non incida in maniera apprezzabile sulla sostanza dei risultati.

Per esempio, se prendiamo in considerazione la tipologia diffusissima nell'edilizia storica della struttura ad arco-volta cilindrica, si osserva spontaneamente che essa ha lo schema statico di arco imperfettamente incastrato nei muri su cui si imposta, costituendo un continuo costruttivo con questi ultimi. Pertanto, per tener conto del grado di imperfezione del vincolo, l'arco dovrebbe essere assunto come elemento elastico strettamente connesso all'insieme costruttivo (elastico) a cui appartiene e come tale il suo regime deformativo, di sollecitazione e quindi tensionale sarebbe condizionato dalla rigidità del sistema globale, ovvero dai rapporti delle rigidità dei vari elementi costitutivi di tale sistema. Rigorosamente, dovrebbe essere assunto lo schema statico complessivo, generalmente a molte iperstatiche, la cui risoluzione non pone particolari difficoltà operative se ci si avvale dell'ausilio dell'elaboratore; mentre le difficoltà possono insorgere, per le osservazioni fatte prima, nella scelta o nella definizione dello schema statico. Ma prima di intraprendere questa strada complessa, si provi ad estrarre l'arco dal contesto globale a cui appartiene e di assumerlo nello schema principale, isostatico, di arco a tre cerniere. Se per effetto dei carichi applicati (permanenti e d'esercizio) tale schema risultasse equilibrato da sole forze assiali (funicolare delle pressioni coincidente con la linea baricentrica), le incognite iperstatiche, relative allo schema effettivo di arco perfettamente o imperfettamente incastrato, sarebbero ininfluenti sullo stato delle deformazioni, delle sollecitazioni e quindi delle tensioni, conseguito nel sistema principale. Pertanto, in tal caso, la reale condizione iperstatica può essere del tutto trascurata con notevoli vantaggi semplificativi. Que-

(2) Cfr. Riferimenti bibliografici.

sta deduzione può essere facilmente spiegata considerando che, essendo il sistema principale molto rigido (ossia pochissimo deformabile) sotto l'azione degli sforzi assiali di compressione, i movimenti consentiti dalla soppressione dei vincoli sovrabbondanti sono estremamente piccoli e di conseguenza molto piccole risultano le incognite iperstatiche, le quali, notoriamente, sono chiamate a ristabilire le condizioni di congruenza alle deformazioni disattese nello schema principale. Ossia, in termini assoluti, le influenze delle tensioni da flessione $|\sigma_M|$ dovute alle incognite iperstatiche sarebbero talmente piccole a fronte di quelle dovute allo sforzo normale $|\sigma_N|$, da poter essere decisamente trascurate; essendo

$$|\sigma_M| \ll |\sigma_N|$$

Inoltre è dimostrato che questa circostanza è tanto più verificata quanto più l'arco è snello; ma una volta in muratura è solitamente abbastanza sottile a fronte dello sviluppo della sua linea baricentrica, da poter essere classificata snella o addirittura molto snella. Infatti le tipologie ricorrenti nell'edilizia storica presentano generalmente volte spesse 12 cm su luci variabili da 4 a 7 m; per luci inferiori si riscontrano sovente volte sottili formate da mattoni disposti in foglio.

Allora, dal «teorema» dimostrato sopra si può ora dedurre un importante «corollario», il quale non mancherà di confortare quanti fossero ancora usi ad effettuare la verifica dell'arco in muratura con il metodo grafico-analitico del Méry, forse con la perplessa consapevolezza del timore di perdere per la strada importanti incidenze della teoria elastica applicata all'arco incastrato. Il corollario è il seguente:

«Se un arco in muratura, simmetrico e simmetricamente caricato, è verificato da una curva delle pressioni ottenuta secondo la teoria del Méry, è sicuramente verificato anche nel reale comportamento elastico di arco incastrato».

Infatti, in base a detta teoria la curva delle pressioni limite è quella che passa per i punti «obbligati» superiore ed inferiore dei noccioli centrali d'inerzia rispettivamente nella sezione di chiave ed in quelle d'imposta ed inoltre è contenuta all'interno della fascia centrale di nocciolo dell'arco; cosicché tutte le sezioni sono compresse da prevalenti sollecitazioni di pressoflessione. Supposta verificata tale posizione della curva delle pressioni, si immagini ora di assumere quali punti obbligati i baricentri delle sezioni d'imposta e di chiave (il che equivale ad assumere lo schema principale dell'arco a tre cerniere). La nuova curva delle pressioni risulterà leggermente ruotata rispetto alla precedente ed in virtù della sottigliezza dell'arco tenderà ad adagiarsi sull'asse baricentrico, se non proprio a coincidere con esso. Ossia, si viene a configurare uno schema principale praticamen-

te equilibrato da soli sforzi di compressione; ciò permette di escludere, per quanto già detto, le influenze delle incognite iperstatiche ed anche di avallare la curva delle pressioni del Méry, la quale peraltro va in favore di sicurezza perché mette in conto, con le eccentricità imposte, le influenze di momenti d'incastro, seppure empirici.

Pertanto, senza voler dissacrare i portati della Scienza delle costruzioni attuale, si può concludere che il metodo di verifica dell'arco in muratura a cui il Méry è pervenuto nel lontano 1840, può ancora oggi essere applicato con sufficiente approssimazione nei casi in cui l'arco sia di luce relativamente modesta, sia classificabile come snello, sia simmetrico e simmetricamente caricato; inoltre non dovranno essere presenti precostituzioni di cerniere plastiche per aperture di fessurazioni.

Pare ora doverosa la domanda: se la curva delle pressioni tracciata secondo la teoria di Méry fuoriuscisse dalla fascia di nocciolo, ovvero, se nello schema principale dell'arco incastrato la curva delle pressioni fosse decisamente discosta dall'asse baricentrico? In tal caso le influenze delle tensioni da flessione $|\sigma_M|$ non sarebbero più trascurabili a fronte di quelle da sforzo normale $|\sigma_N|$ e per molte sezioni si verificherebbe la condizione

$$|\sigma_M| > |\sigma_N|$$

che porta ad avere zone tese incompatibili con la resistenza del materiale. Ma prima di complicare il problema con calcoli in campo inelastico, sarebbe tuttavia opportuno individuare i termini del problema più responsabili della «evasione» della curva delle pressioni. Tale evasione può dipendere dalla forma dell'arco che non può essere modificata, perché è quella che è oppure dalla configurazione dei carichi i quali generalmente sono di due tipi: permanenti e d'esercizio.

I carichi permanenti (peso proprio della volta e riempimento) hanno generalmente una variazione che è funzione della curva estradossale dell'arco; i sovraccarichi permanenti (pavimentazione e sottofondo) ed il carico d'esercizio hanno invece una distribuzione uniforme nei casi più comuni. Dalle analisi statiche dell'arco condotte separatamente per le due condizioni di carico può emergere che, in rapporto alla forma dell'arco, la funicolare delle pressioni risulti centrata per i carichi uniformemente distribuiti e decisamente eccentrica per i carichi permanenti a distribuzione curvilinea, oppure può verificarsi il contrario. Nella prima ipotesi, che attribuisce al peso del riempimento la responsabilità dell'evasione suddetta, si può verificare se si perviene ad una situazione accettabile riducendo detto carico mediante la sostituzione del riempimento con uno nuovo, formato da un materiale decisamente più leggero, come per esempio l'argilla espansa. Se questo provvedimento non bastasse si può decidere di modifi-

care convenientemente la distribuzione di detto carico per approssimarla il più possibile alla condizione uniforme. A tale scopo, può essere adottato il provvedimento che segue, il quale, come quello precedente, si inquadra in una operazione che chiamerei di *consolidamento indiretto* perché il rafforzamento della struttura avviene senza intervento diretto sulla struttura stessa.

Previa asportazione completa del riempimento esistente, si erigono, sulla superficie estradosale della volta, gambette di mattoni semipieni da 12 cm lungo direttrici poste ad interasse 1 m, livellandole superiormente alla quota prevista dal progetto. Quindi sulle gambette si posano, con il tramite di malta di cemento, tavelloni spessi 6 cm e se ne sigillano i giunti. Si stende sopra il tavellonato una rete elettrosaldata $\varnothing 6$ di maglia 10×10 cm o 15×15 cm e si getta una soletta spessa 5 cm in calcestruzzo alleggerito di cemento a granulometria fine, avendo cura di scuotere in fase di getto la maglia metallica affinché la stessa galleggi all'interno del conglomerato. Il sottofondo ed il pavimento completeranno infine la condizione del carico permanente, la quale risulterà di tipo uniforme eccezion fatta per i pesi variabili delle gambette di mattoni, i quali tuttavia hanno pochissima incidenza. Va notato che la presenza delle gambette disposte lungo le direttrici della volta costituisce un importante presidio statico, in quanto contrastano la tendenza della volta a «sfiancare» in corrispondenza delle reni.

Nel caso in cui, per la condizione di carico preesistente o per altre cause già riconosciute ed eliminate (cedimenti delle fondazioni, spancamenti dei muri per carenza o cedimento di incatenamenti), la volta fosse fessurata, è necessario risarcire le lesioni prima di erigere le gambette di mattoni. Questa operazione può essere eseguita intervenendo in estradosso mediante la stesura, a cavallo delle lesioni e previa perfetta pulitura delle superfici interessate, di uno speciale placcaggio sottile ($5 \div 8$ mm) costituito da un particolare sistema epossidico puro per murature, privo di solventi e reattivo al 100%, applicato in abbinamento a tessuto di vetroresina e cariche inerti granulometricamente selezionate. Le proprietà fisiche e di resistenza meccanica di tale formulato sono state da noi sperimentate e comprovate in una serie di prove condotte su modelli in scala reale, delle quali si dirà più avanti. Poiché in fase di polimerizzazione la resina penetra in profondità nelle macro e micro fenditure presenti nella muratura ed il formulato epossidico ha elevate proprietà di aderenza con il mattone, con tale sistema si ottiene una perfetta suturazione delle lesioni e si riconferisce continuità e resistenza al sistema murario nella parte interessata. Quando fossero presenti fessurazioni particolarmente diffuse, sarà necessario estendere l'incalottamento di vetroresina a tutta la superficie

estradosale, prima di erigere le gambette di mattoni; in tal modo si ottiene anche un *consolidamento di tipo diretto*, perché si vengono a migliorare le caratteristiche di rigidità e di resistenza del sistema complessivo. Questo tipo di consolidamento è consigliabile, in rapporto all'importanza del problema, anche quando si sia in presenza di volte sottili di mattoni disposti in foglio: caso che sarà ripreso più avanti.

In seconda ipotesi, se la causa dell'evasione dal nocciolo della funicolare delle pressioni fosse il carico d'esercizio, non potendo modificare la distribuzione uniforme, prima di procedere con operazioni di consolidamento, si potrebbe limitare l'entità del sovraccarico ad un valore ragionevolmente compatibile con le reali condizioni d'uso dell'ambiente e con le verifiche delle garanzie di sicurezza statica. Ma tale soluzione contrasta spesso con la normativa, che fissa determinati livelli minimi di carico d'esercizio in funzione della destinazione d'uso e non lascia al tecnico alcuno spazio di gestione responsabile. A questo proposito ritengo, a mio modesto avviso, che la normativa dovrebbe prevedere deroghe per le costruzioni già esistenti, tanto più se sono antiche, lasciando al tecnico incaricato la facoltà di decidere responsabilmente, caso per caso, i livelli dei carichi d'esercizio in funzione dei reali livelli di sicurezza statica delle strutture e dei reali usi degli ambienti. Congiuntamente, dovrebbe essere fatto obbligo di apporre targhe segnaletiche dei carichi ammessi, ambiente per ambiente, come si fa normalmente per le strutture da ponte; all'utente rimarrebbe infine la responsabilità del rispetto di dette limitazioni.

Un esempio: se ambienti di un edificio storico originariamente destinati ad abitazione, le cui strutture siano sicure per un carico d'esercizio pari a 200 kg/m^2 , e non più di tanto, dovessero essere destinati ad ospitare un asilo nido, ecco che, in base alla normativa vigente, bisognerà adeguare le strutture per un carico d'esercizio pari a 350 kg/m^2 con costose operazioni di consolidamento; ma quando mai un'aula d'asilo si vedrà i 350 kg/m^2 ? Nell'ipotesi più sfavorevole ed eccezionale di affollamento compatto di bambini il carico non supererebbe i 200 kg/m^2 ; mentre nelle condizioni normali d'esercizio non si andrebbe al di sopra di 100 kg/m^2 , compresi gli arredi.

In ogni caso dovrà essere verificata la sicurezza statica offerta dalla struttura allo stato in cui si trova, allo scopo di riconoscere il carico d'esercizio ammissibile e di adottare infine i provvedimenti di consolidamento più idonei a portare quest'ultimo ai valori di normativa. Questa indagine, nel caso presente, va condotta in campo inelastico con procedimenti di calcolo a rottura o agli stati limite ultimi per formazione di cerniere plastiche, come già è stato osservato. Infatti, nel caso specifico del sistema ad arco, quando non possono es-

sere eluse le influenze delle incognite iperstatiche ove la funicolare delle pressioni fuoriesca dal nocciolo, la soluzione «equilibrata» derivante da un calcolo iperstatico in campo lineare sarebbe «incongruente» perché di fatto la struttura risulta «variata» nelle parti non resistenti a trazione, ricordando che i vincoli che connettono gli elementi o i conci sono di tipo unilatero.

Allora, il procedimento di calcolo dovrà tener conto di questa importante circostanza considerando, passo a passo per carichi via via crescenti, le successive variazioni della struttura (eliminando le parti in trazione), fin tanto che si perviene ad una soluzione «equilibrata» e «congruente», ossia con tutte le sezioni comprese nella struttura variata. Il metodo è inevitabilmente laborioso, ma può essere reso praticabile se ordinato in un programma di calcolo automatico capace di controllare il meccanismo di rottura nel rispetto delle condizioni di plasticizzazione, ovvero del coefficiente di sicurezza a rottura.

Non intendo dilungarmi più di tanto su questo interessante argomento, la cui vastità e complessità richiederebbe uno spazio adeguato, se non per segnalare in quale direzione si muove la ricerca scientifica nel settore in esame, grazie anche alle notevoli possibilità operative di calcolo offerte oggi dall'elaborazione elettronica dei dati. Inoltre, mi pare interessante segnalare che in definitiva lo scopo di questi studi è abbastanza affine alle preoccupazioni degli studiosi del secolo passato, i quali avevano già individuato abbastanza correttamente il meccanismo di rottura dell'arco con il mirato proposito di istituire un rapporto tra la geometria dell'arco e la sua sicurezza al collasso statico.

Dalle analisi di calcolo di cui sopra, viene quindi dedotta la necessità o meno di consolidare la volta per raggiungere le condizioni di sicurezza statica in relazione ai carichi d'esercizio previsti.

Il tipo di consolidamento più comunemente adottato consiste in un placcaggio estradossale alla volta formato da una calotta di calcestruzzo spessa almeno 5 cm ed armata con rete elettrosaldata $\varnothing 4 \div 6$ mm di maglia $100 \div 150$ mm e solidarizzata alla volta in mattoni mediante pioli in acciaio nella misura di circa $5p/m^2$. Questa operazione presuppone l'asportazione completa del riempimento, la pulitura della superficie estradossale della volta e la bagnatura della stessa prima di effettuare il getto di cls.. Il nuovo riempimento sarà costituito da materiale decisamente più leggero di quello preesistente, come per esempio argilla espansa; così possono ridursi considerevolmente le incidenze dei carichi permanenti. La piolatura dev'essere abbastanza diffusa per garantire l'assorbimento delle azioni tangenziali agenti nell'interfaccia dei due elementi sovrapposti, volta di mattoni — calotta di calcestruzzo, in modo da poter contare sulla loro solidarizzazione. Un collegamento più efficace e

continuo può essere ottenuto, come è stato da noi sperimentato ed applicato, mediante la disposizione, in luogo della piolatura, di un incalottamento di vetroresina spesso da 5 a 10 mm a diretto contatto con il mattone e successivo getto della calotta in calcestruzzo armato come sopra detto. Il film di vetroresina, disposto a sandwich tra la volta in mattoni e la calotta di calcestruzzo, costituisce un ottimo ponte di collegamento dei due materiali per le elevate proprietà di aderenza, tanto da poter contare su una completa solidarizzazione con soluzione di continuità. Inoltre va rilevato che la vetroresina sutura perfettamente le fessurazioni che fossero presenti nella volta in muratura. I calcoli debbono naturalmente tener conto del nuovo sistema muratura-calcestruzzo-acciaio omogeneizzato secondo i rapporti dei rispettivi moduli elastici. La figura 1 rappresenta un intervento di consolidamento del tipo sopra descritto, da noi effettuato in un ambiente della luce di 6,25 m del Convento di S. Rocco di Carpi, coperto da una volta sottile in mattoni (6 cm) lunettata; il rinforzo della volta, apparentemente consistente, doveva garantire la sicurezza per un carico d'esercizio di ben 500 kg/cm^2 . La lettura didascalica di detta figura fornisce una sintesi dei criteri d'intervento adottati, i quali vengono ulteriormente commentati nel corso delle proiezioni delle diapositive.

In altri casi, per il consolidamento può essere sufficiente l'incalottamento estradossale della volta mediante un semplice guscio sottile di vetroresina di spessore da $5 \div 10$ mm, come nell'esempio documentato in figura 2 relativo al rinforzo ed al restauro statico, da noi progettato, per le volte sottili a crociera del portico interno del Convento di S. Rocco di Carpi. Analogo sistema di consolidamento, ma con uno spessore più consistente della calotta di vetroresina (3 cm) nella quale è stato necessario incorporare un'armatura di rete d'acciaio $\varnothing 4,5$ mm di maglia 150 mm, abbiamo studiato, sperimentato e realizzato per il rinforzo delle volte a botte in muratura di mattoni disposti in foglio (6 cm) situate negli ambienti dei camerini del Teatro Regio di Parma (figura 3). Il sistema epossidico composito impiegato ⁽³⁾ e costituito dall'abbinamento del sistema epossidico puro, privo di solventi e reattivo al 100%, con tessuto di vetroresina e con inerti granulometricamente selezionati caricati nel rapporto 1:6. Le caratteristiche meccaniche e fisiche di tale formulato allo stato di completo indurimento, avvenuto alla temperatura di 20°C dopo $10 \div 15$ gg dal getto, sono le seguenti:

⁽³⁾ Le caratteristiche della composizione epossidica sono state fornite dalla EPICAM-CAMATTINI di Collecchio (PR).

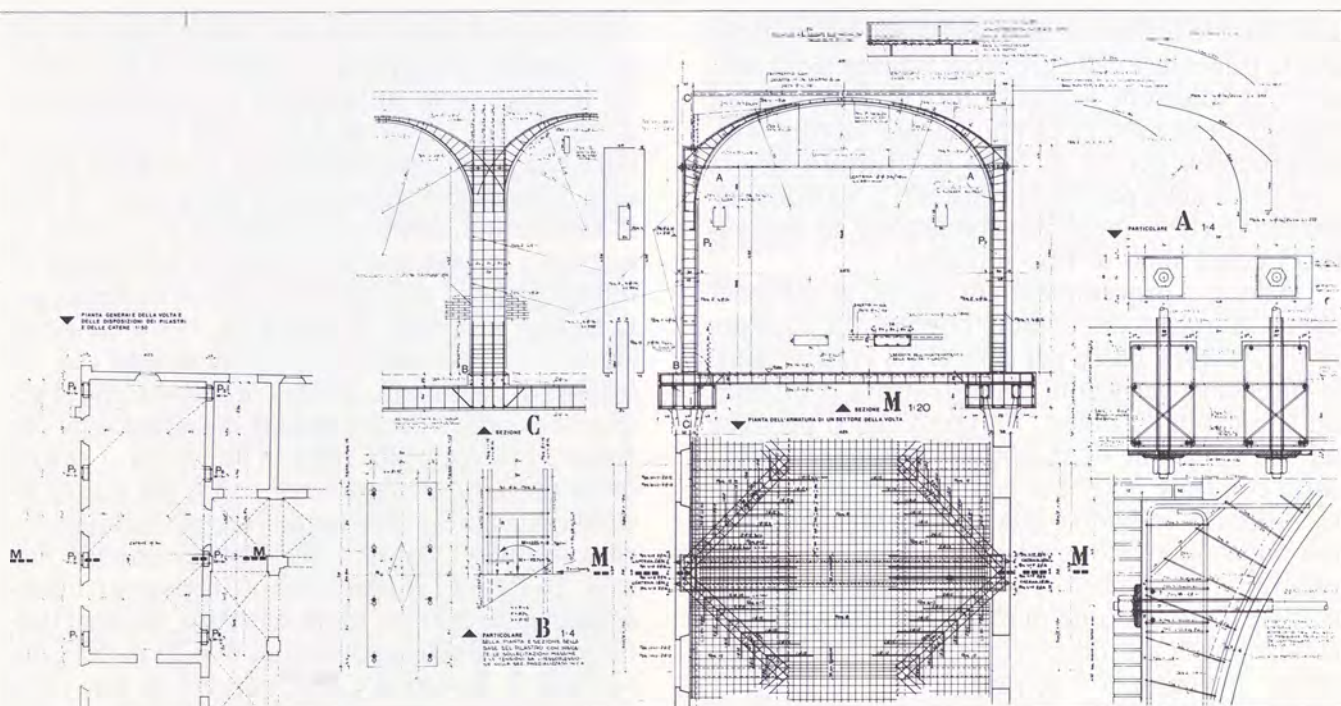


Fig. 1 - Consolidamento, mediante calotta di cls. armato e connettore continuo epossidico, della volta sottile lunettata di mattoni in foglio ($s=6$ cm $l=6,25$ m) di un ambiente del Convento S. Rocco di Carpi (Prog. Fois - de Cristofaro).

- resistenza alla compressione $1300 \div 1350$ kg/cm²
- resistenza alla flessione $250 \div 300$ kg/cm²
- modulo elastico a compressione $76000 \div 77000$ kg/cm²
- durezza $90 \div 92$
- adesione al mattone: superiore alla coesione del mattone;
- assorbimento H₂O del sistema puro:
 - 1 h a 100 °C: +0,5743%
 - 24 h a 20 °C: +0,1279%
- peso per unità di volume: 2000 kg/m³

Prima di procedere alla pratica applicazione del sistema, allo scopo di confrontare i risultati teorici di calcolo con il comportamento reale, abbiamo effettuato una campagna di prove sperimentali su modelli in scala reale riproducenti le caratteristiche geometriche delle volte in esame (figura 4) ⁽⁴⁾, diversamente consolidate e senza rinforzo alcuno, come è specificato nella seguente distinta:

- Modello N° 1: volta di mattoni in foglio spessa 6 cm, riempimento e soletta di ripartizione;
- Modello N° 2: volta di mattoni in foglio (6 cm) consolidata con calotta di calcestruzzo spessa 5 cm, armata con rete elettrosaldata $\varnothing 4,5/150$ mm. La calotta di cls. è solidarizzata al mattone mediante pioli d'acciaio su maglia di 300 mm;
- Modello N° 3: come il modello N° 2, ma con la disposizione, in luogo dei pioli d'acciaio, dell'intermediario tra volta di mattoni e calotta di calcestruzzo di una pellicola di vetroresina per la solidarizzazione;
- Modello N° 4: volta di mattoni in foglio (6 cm) consolidata con calotta estradossale spessa 3 cm in speciale formulato epossidico (resina pura caricata nel rapporto 1:6 con inerti granulometricamente selezionati) rinforzato con tessuto di vetroresina ed armatura di rete d'acciaio $\varnothing 4,5/150$ mm.

⁽⁴⁾ I modelli delle prove sperimentali ed i consolidamenti delle volte del Teatro sono stati realizzati dalla SIRCE s.r.l. di Parma con materiale epossidico fornito dalla EPICAM-CAMATTINI.

Fig. 2 - Restauro e consolidamento mediante incalottamento estradossale di vetroresina ($s=5$ mm) delle volte a crociera ($s=6$ cm) del portico interno del Convento S. Rocco di Carpi (Prog. Fois - de Cristofaro).

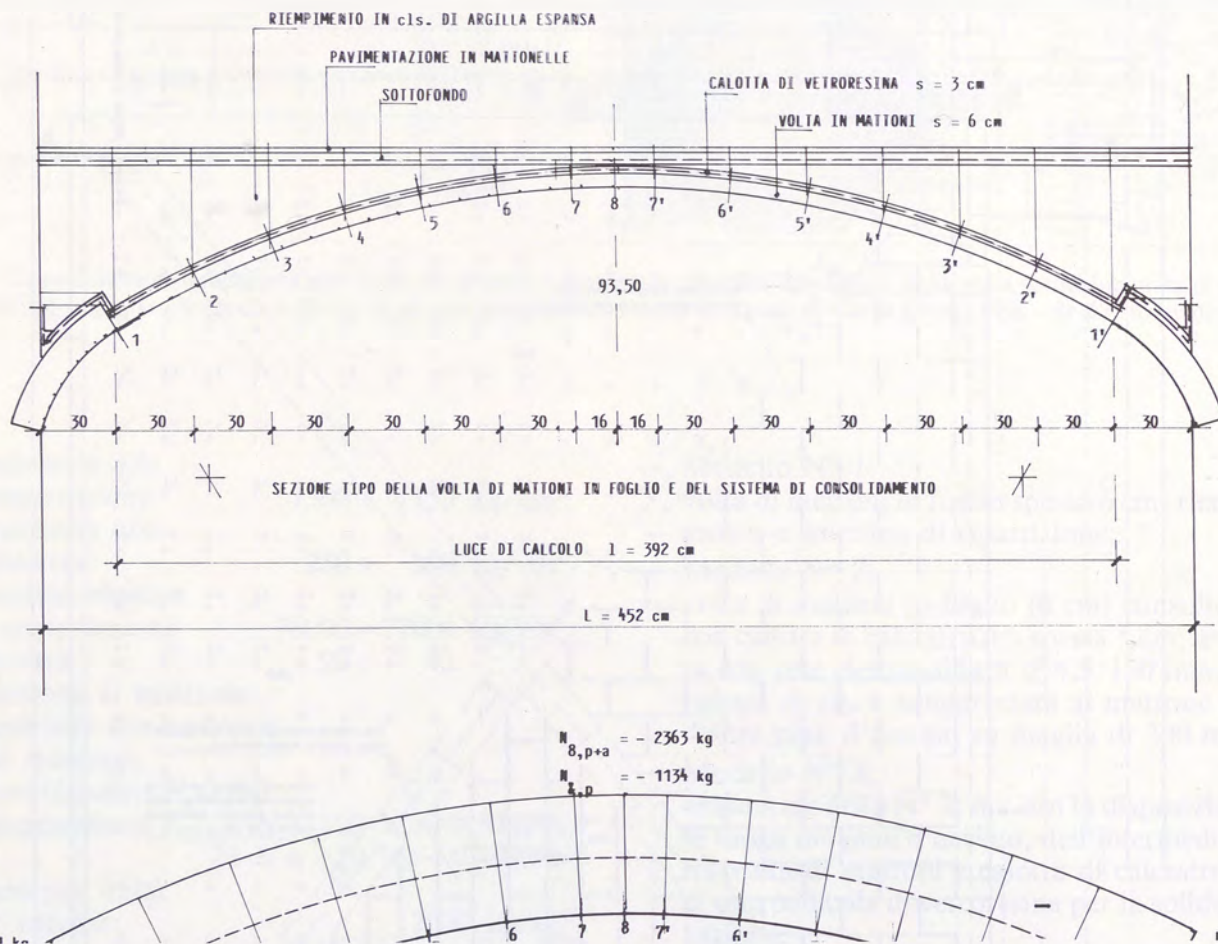
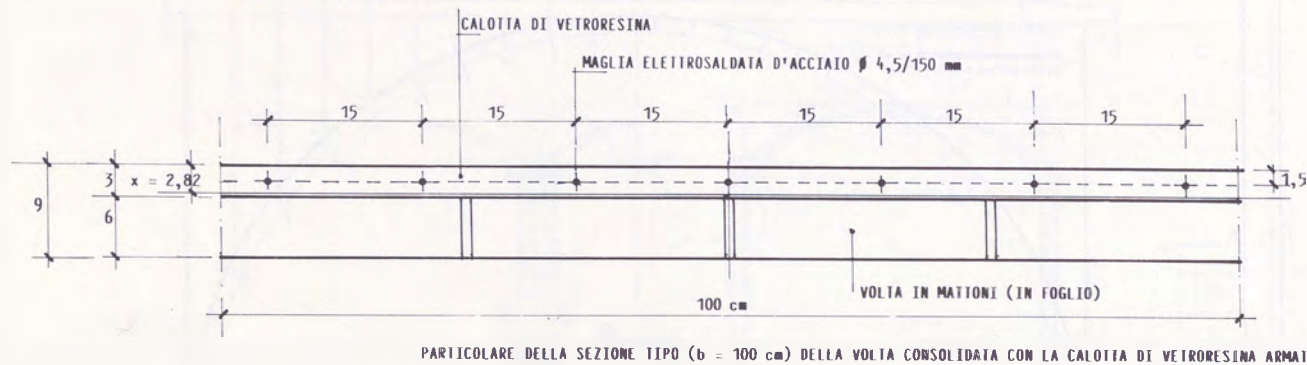


Fig. 3 - Consolidamento mediante calotta di vetroresina armata con rete d'acciaio ($s=3$ cm) delle volte di mattoni in foglio ($s=6$ cm) site nei camerini del Teatro Regio di Parma (Prog. Fois - de Cristofaro).

I modelli in prova, sono stati strumentati con flessimetri centesimali e comparatori elettrici millesimali collegati ad una centralina elettronica di rilevamento dati, forniti dal Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Torino, posizionati ed assistiti da tecnici specializzati dello stesso Dipartimento.

Le prove sono state condotte con le stesse mo-

dalità per tutti i modelli, con graduali incrementi di carico e ripetute fasi di carico/scarico (figura 5) fino alla rottura. I risultati delle prove hanno permesso di evidenziare, per comparazione nelle diverse fasi di carico, un sensibile migliore comportamento elasto-plastico del modello N° 4 consolidato mediante la calotta di vetroresina armata. Inoltre, sono significativi i risultati dei carichi

Tensioni massime in kg/cm² ai lembi superiore ed inferiore rispettivamente in vetroresina (v) ed in mattone (m) e relative alla 1^a e 2^a condizione di carico. Carico d'esercizio = 350 kg/m²

Per i soli carichi permanenti			Per carichi permanenti + accid.		
Sezioni	Tensioni in kg/cm ²	Eccentricità	Sezioni	Tensioni in kg/cm ²	Eccentricità
Sez. 1	lembo s. $\sigma_v = -0,002$ lembo i. $\sigma_m = -2,05$	$e = 1,97$	Sez. 1	$\sigma_v = -2,67$ $\sigma_m = -2,86$	$e = 1,05$
Sez. 2	lembo s. $\sigma_v = -2,18$ lembo i. $\sigma_m = -0,84$	$e = 0,34$	Sez. 2	$\sigma_v = -4,08$ $\sigma_m = -1,97$	$e = 0,50$
Sez. 3	lembo s. $\sigma_v = -3,49$ lembo i. $\sigma_m = -0,10$	$e = 0,74$	Sez. 3	$\sigma_v = -5,87$ $\sigma_m = -0,93$	$e = 0,21$
Sez. 4	lembo s. $\sigma_v = -2,97$ lembo i. $\sigma_m = -0,31$	$e = 0,40$	Sez. 4	$\sigma_v = -5,09$ $\sigma_m = -1,28$	$e = 0,03$
Sez. 5	lembo s. $\sigma_v = -3,11$ lembo i. $\sigma_m = -0,22$	$e = 0,55$	Sez. 5	$\sigma_v = -6,22$ $\sigma_m = -0,59$	$e = 0,44$
Sez. 6	lembo s. $\sigma_v = -2,54$ lembo i. $\sigma_m = -0,49$	$e = 0,11$	Sez. 6	$\sigma_v = -5,92$ $\sigma_m = -0,70$	$e = 0,35$
Sez. 7	lembo s. $\sigma_v = -2,20$ lembo i. $\sigma_m = -0,66$	$e = 0,17$	Sez. 7	$\sigma_v = -5,78$ $\sigma_m = -0,76$	$e = 0,30$
Sez. 8	lembo s. $\sigma_v = -1,97$ lembo i. $\sigma_m = -0,77$	$e = 0,36$	Sez. 8	$\sigma_v = -5,37$ $\sigma_m = -0,97$	$e = 0,14$

di rottura ottenuti nei modelli da 1 a 4 con carico concentrato in chiave (figure 6 e 7) che sono rispettivamente: 1250, 2700, 3500 e 7000 kg; nel caso del modello 4, sotto l'azione del carico concentrato di 7000 kg, non è andata a rottura la volta ma il pur robusto ancoraggio dell'incatenamento (figura 8). Va inoltre rilevato che l'esame del modello in fase di demolizione ha evidenziato solo qualche

microfessurazione nella superficie intradosale del mattone ed una perfetta conservazione della aderenza nell'interfaccia mattone-vetroresina.

Infine, la lettura delle tensioni tabellate sotto la figura 3 e relative alla volta consolidata con la calotta di vetroresina (attiva sia per il nuovo carico permanente che per un carico d'esercizio pari a 350 kg/m²), evidenzia valori tutti di compres-



Fig. 4 - Predisposizione dei modelli nella scala reale delle volte di cui alla fig. 3, per le prove sperimentali su diversi sistemi di consolidamento (Studio Fois - de Cristofaro; realizzazione SIRCE di Parma).



Fig. 7 - La volta della figura precedente in fase di scarico. Si osservi la assoluta assenza di lesioni nella volta in mattoni e la perfetta aderenza nell'interfaccia mattone-vetroresina.



Fig. 5 - La volta consolidata con calotta di vetroresina ha denunciato un comportamento perfettamente elastico sotto un sovraccarico ripartito equivalente a circa 1300 kg/m².



Fig. 6 - La volta consolidata con calotta di vetroresina armata non è andata a rottura sotto un carico concentrato in chiave pari a 7 t, perché prima hanno ceduto i robusti ancoraggi degli incatenamenti.

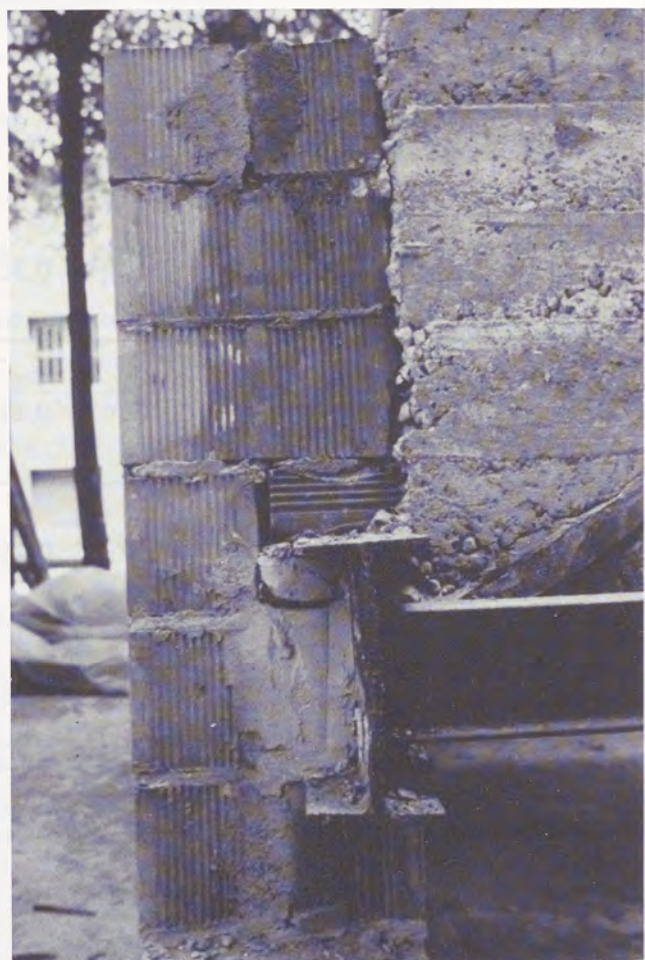


Fig. 8 - Particolare del cedimento per imbozzamento dell'ancoraggio di una catena della volta in figura 6.

sione e decisamente inferiori agli ammissibili. Il risultato conseguito è rilevante se si considera che prima del consolidamento la volta era già in stato critico per il solo carico permanente.

PRINCIPALI RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- J. HEYMAN, *The safety of masonry arches*, in: «Int. J. Mech. Sci.», vol. 11, 1969.
- J. HEYMAN, *Plastic design of frames*, Cambridge University Press, 1969.
- J. HEYMAN, *The masonry arch*, Ellis Horwood, Chichester, 1982.
- J.M. DELBECQ, *Analyse de la stabilité des voûtes en maçonnerie par le calcul à la rupture*, ivi: «Journal de Mec. Theor et Appl.», vol. 1, 91, 1982.
- V. FRANCIOSI, *L'attrito nel calcolo a rottura delle murature*, in: «Giornale del Genio Civile», 1980, pp. 215-234.
- V. FRANCIOSI, N. ANCIELLO, M.A. DE ROSA, *Il procedimento delle tensioni ammissibili nella verifica degli archi e delle volte in muratura in zona sismica*, in: «Autostrade», 9, 1982, pp. 35-47.
- A. BARATTA, *Il materiale non reagente a trazione come modello per il calcolo delle tensioni nelle pareti murarie*, in: «Restauro», 75, 76, 1984.
- D. FOIS, M.G. DE CRISTOFARO ROVERA, *Analisi dello spazio fessurato di un elemento strutturale significativo dell'Ospedale S. Giovanni Vecchio di Torino*, in: «Atti e Rassegna Tecnica della Società degli Ingegneri e degli Architetti di Torino», luglio-agosto, 1979.
- G. SACCHI LANDRIANI, R. RICCONI, *Comportamento statico e sismico delle strutture murarie*, Milano, CLUP, 1982.
- D. FOIS, M.G. DE CRISTOFARO ROVERA, *Problemi metodologici e strutturali del restauro del Palazzo Lascaris di Torino*, in: *Il restauro delle costruzioni in muratura*, Roma, Kappa, 1981.

Giuseppe MANCINI (*)

Adeguamento sismico degli edifici in muratura

AZIONE SISMICA

L'azione sismica agente nelle varie zone di una struttura muraria è costituita dalle forze di inerzia indotte dalle masse in gioco a seguito delle accelerazioni presenti; dipende quindi dalle accelerazioni impresse alla base dell'edificio e dal loro grado di amplificazione. Una valutazione approssimata dei massimi valori della risposta può essere ottenuta utilizzando lo spettro di risposta del terremoto considerato; in fig. 1 è riportato lo spettro di accelerazione relativo al terremoto di El Centro (1940) per diversi valori dello smorzamento rispetto a quello critico.

Gli edifici in muratura delle tipologie più ricorrenti (fino a 3 ÷ 4 piani) hanno periodi molto bassi e generalmente compresi tra 0,08 e 0,4 secondi, cui corrispondono amplificazioni molto elevate. Ciò è ancora più evidente dall'analisi di fig. 2 che rappresenta spettri medi ricavati per diverse situazioni del terreno dall'analisi di 104 registrazioni provenienti essenzialmente dalle regioni occidentali degli Stati Uniti.

Si può subito osservare che, se gli edifici dovessero rispondere sempre in campo lineare a sifatte azioni sismiche, entrerebbero in gioco solle-

citazioni molto elevate; in realtà la presenza di una marcata non linearità nella risposta richiede la presa in conto del comportamento post-elastico dell'edificio e consente di valutare la riduzione delle azioni sismiche che ne consegue.

Tra i diversi criteri proposti per passare direttamente dallo spettro elastico a quello elasto-plastico, due tra i più noti sono i seguenti:

- criterio dello spostamento massimo comune, basato sull'ammissione che per uno stesso terremoto due oscillatori, uno a comportamento elasto-plastico e l'altro indefinitamente elastico, raggiungano lo stesso spostamento massimo; ne consegue che:

$$F_e / F_y = u_p / u_y = \mu ;$$

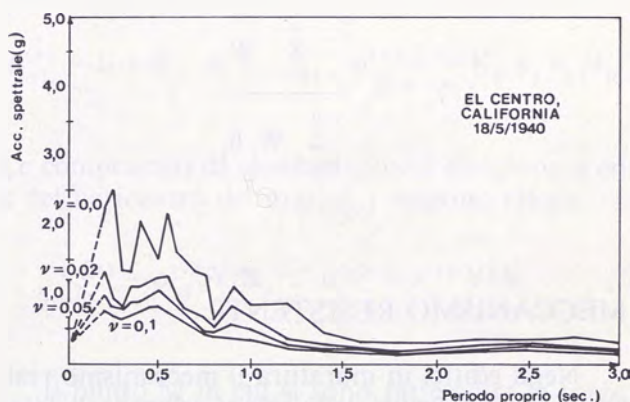


Fig. 1 - Spettro di accelerazione.

(*) Ingegnere, Professore associato di «Tecnica delle Costruzioni» nel Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Torino.

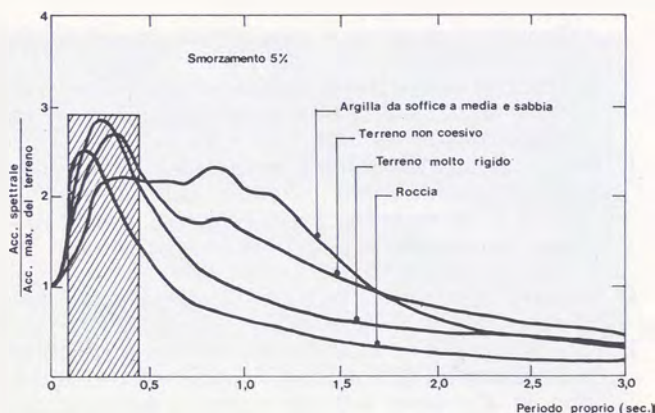


Fig. 2 - Spettri di accelerazione medi per differenti terreni.

- criterio dell'uguaglianza dell'energia di deformazione, che presuppone che per uno stesso terremoto si equivalgano le energie massime di deformazione immagazzinate da un sistema elasto-plastico e da uno a comportamento indefinitamente elastico; in tal caso risulta:

$$F_e u_e / 2 = F_y u_p - F_y u_y / 2 ;$$

e quindi:

$$F_e / F_y = \sqrt{2\mu - 1} ;$$

Entrando ora nel merito della quantificazione dell'azione sismica, essa può essere valutata mediante la seguente espressione:

$$F_t = \beta C W_t ,$$

dove $C = (S-2)/100$ è il coefficiente di intensità sismica, W_t il carico verticale totale dell'edificio, β il coefficiente di struttura cui viene assegnato il valore 4.

L'azione sismica risultante, da applicare non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali, deve essere poi suddivisa tra i diversi piani con utilizzazione del noto coefficiente di distribuzione:

$$\gamma_i = h_i \frac{\sum_{j=1}^n W_j}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} ,$$

MECCANISMO RESISTENTE

Negli edifici in muratura il meccanismo resistente nei confronti delle azioni orizzontali coinvolge la resistenza a taglio degli elementi murari

disposti in direzione sensibilmente parallela a quella della azione agente. Per rendere possibile l'instaurarsi di un tale meccanismo è necessario che, per una data direzione dell'azione sismica, le forze orizzontali che si originano in corrispondenza delle masse presenti possano essere trasferite alle pareti resistenti in quella direzione; occorre cioè che le forze d'inerzia relative ai solai passino attraverso le connessioni solai-pareti di controvento e che quelle relative alle pareti non controventanti pervengano a quelle di controvento in parte attraverso le connessioni parete-parete, in parte attraverso quelle parete-solaio. Viene in tal modo ad instaurarsi una risposta strutturale tipica di un complesso scatolare, che è requisito fondamentale per la resistenza alle azioni sismiche degli edifici in muratura.

Analizzando ora i sottosistemi costituenti il complesso scatolare si possono facilmente riconoscere le esigenze resistive che li caratterizzano:

- gli orizzontamenti, dovranno essere assimilabili a diaframmi rigidi nel loro piano;
- le pareti aventi direzione sensibilmente ortogonale a quella del sisma devono resistere al peso proprio, alle eventuali azioni verticali provenienti dai solai ed alle proprie azioni d'inerzia orizzontali;
- le pareti di direzione sensibilmente parallela a quella del sisma devono resistere ad azioni di inerzia ad esse complanari provenienti da tutto l'edificio.

RISORSE STATICHE NELLE DIFFERENTI TIPOLOGIE STRUTTURALI

Il meccanismo resistente illustrato rappresenta la migliore utilizzazione delle risorse statiche di un edificio in muratura, ma non sempre la conformazione tipologica dell'edificio ne consente l'esplicitarsi. Per analizzare in generale l'effettivo comportamento degli edifici occorre pertanto adottare una classificazione delle differenti tipologie strutturali (Pagano):

- costruzioni con pareti ed orizzontamenti in muratura (prima classe);
- costruzioni con pareti in muratura ed impalcati orizzontali non congruenti con le pareti (seconda classe);
- costruzioni con pareti in muratura ed impalcati orizzontali congruenti con le pareti (terza classe).

Nella prima classe gli orizzontamenti sono costituiti da elementi curvi a spinta contrastata con comportamento prevalentemente membranale; in questo caso diventa essenziale prendere in conto l'interazione pareti-orizzontamenti.

Nella seconda classe gli impalcati sono costi-

tuiti da travi in legno o acciaio semplicemente appoggiate alle pareti, completate da tavolati o volture in mattoni impostate sulle travi. Tali orizzontamenti risultano essere scorrevoli sulle murature e deformabili nel loro piano: per questa ragione l'unica interazione possibile con le pareti è quella legata alla trasmissione dei carichi verticali.

Gli orizzontamenti degli edifici della terza classe sono costituiti da solai molto rigidi nel loro piano collegati alle murature con cordoli continui; in tal caso, tutto il complesso murario spaziale interviene nel meccanismo resistente.

MECCANISMO RESISTENTE NELLE DIVERSE CLASSI

Una corretta schematizzazione del meccanismo resistente degli edifici della prima classe può essere ottenuta solo impiegando il metodo degli elementi finiti. L'analisi può essere limitata alla fase elastica oppure spinta in campo non lineare fino allo stato limite ultimo. Una procedura largamente approssimata consiste nel trattare separatamente i muri e gli orizzontamenti eventualmente supponendo entrambi i sistemi vincolati in modo isostatico.

Le considerazioni svolte al punto precedente nei riguardi degli edifici della seconda classe implicano una praticamente assoluta indipendenza tra muri ed orizzontamenti. Agli effetti della resistenza alle azioni orizzontali questi edifici sono teoricamente incapaci di offrire resistenza alle azioni provenienti dagli impalcati.

Nel caso degli edifici della terza classe il comportamento scatolare delle strutture comporta una suddivisione delle azioni orizzontali tra i vari elementi di controvento in funzione della loro rigidità. Se le pareti sono mutuamente ortogonali ed orientate secondo le direzioni assunte per le forze orizzontali agenti, il calcolo delle sollecitazioni nelle singole pareti può essere svolto molto agevolmente. Con riferimento alla fig. 3, il baricentro delle rigidità al piano generico R_k ($k=1, p$) ha coordinate nel sistema di riferimento $\bar{x}$, $\bar{y}$:

$$\bar{x}_R = \sum_{i=1}^n K_{yi} \bar{x}_i / K_y, \quad \bar{y}_R = \sum_{j=1}^m K_{xj} \bar{y}_j / K_x,$$

con:

$$K_y = \sum_{i=1}^n K_{yi}, \quad K_x = \sum_{j=1}^m K_{xj}, \quad J_R = \sum_{i=1}^n K_{yi} x_i^2 + \sum_{j=1}^m K_{xj} y_j^2,$$

ove K_{yi} , K_{xj} rappresentano le rigidità alla traslazione delle pareti di taglio disposte rispettivamente

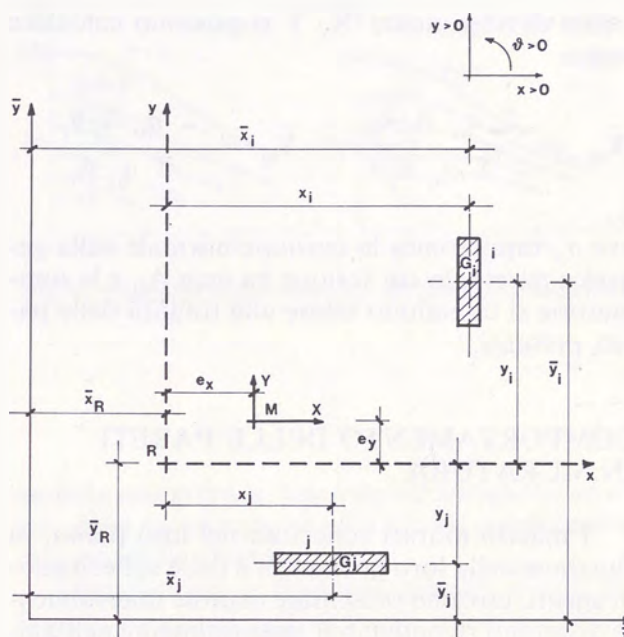


Fig. 3 - Ripartizione delle sollecitazioni tra i muri.

secondo le direzioni y e x , J_R il momento d'inerzia polare delle rigidità attorno al loro baricentro R . Una forza Y agente in direzione y nel punto M , sollecita i setti disposti nella stessa direzione e quelli in direzione x con forze:

$$Y_{yi} = K_{yi} \cdot Y / K_y + K_{yi} \cdot x_i \cdot Y \cdot e_x / J_R,$$

$$X_{xj} = -K_{xj} y_j Y e_x / J_R,$$

o ancora:

$$Y_{yi} = K_{yi} Y / K_y (1 + K_{yi} x_i e_x / J_R) = \rho_{yi}^{(y)} K_{yi} Y / K_y, \quad X_{xj} = \rho_{xj}^{(y)} K_{xj} Y / K_y,$$

con:

$$\rho_{yi}^{(y)} = 1 + K_{yi} x_i e_x / J_R, \quad \rho_{xj}^{(y)} = -K_{xj} y_j e_x / J_R.$$

Le componenti di spostamento in direzione y ed x del baricentro dei muri i, j valgono allora:

$$v_i^{(y)} = \rho_{yi}^{(y)} Y / K_y; \quad u_j^{(y)} = \rho_{xj}^{(y)} Y / K_y.$$

Il punto M in cui si sono fatte agire le forze X e Y coincide ovviamente con il baricentro delle masse a ciascun livello; le sue coordinate nel si-

stema di riferimento $\bar{X}$, $\bar{Y}$ si possono calcolare come:

$$\bar{X}_M = \frac{\sum \sigma_{oi} A_i \bar{x}_i}{\sum \sigma_{oi} A_i}, \quad \bar{Y}_M = \frac{\sum \sigma_{oi} A_i \bar{y}_i}{\sum \sigma_{oi} A_i},$$

ove σ_{oi} rappresenta la tensione normale sulla generica parete, la cui sezione ha area A_i , e le sommatorie si intendono estese alla totalità delle pareti presenti.

COMPORTAMENTO DELLE PARETI IN MURATURA

I maschi murari sollecitati nel loro piano, in funzione della loro geometria e delle sollecitazioni agenti, possono presentare risposte notevolmente differenti riconducibili essenzialmente nell'ambito delle seguenti categorie:

- Pareti piene e tozze: si ammette che la capacità resistente della parete venga raggiunta quando la tensione principale di trazione nel suo centro supera la resistenza a trazione caratteristica del materiale. Per condizioni di prova in cui le azioni tangenziali sono mantenute rigorosamente orizzontali, la tensione principale di trazione è esprimibile, come:

$$\sigma_1 = \sigma_o \left(-1/2 + \sqrt{(b\tau_u / \sigma_o)^2 + 0,25} \right),$$

con σ_o e τ_u rispettivamente tensioni medie normale a tangenziale. Il legame taglio/spostamento orizzontale di un pannello può essere allora facilmente calcolato e sarà rappresentato da una bilatera costituita da un tratto passante per l'origine, inclinato sull'asse degli spostamenti (fig. 4) dell'angolo:

$$\alpha = \arctg \frac{GA}{1,2 h} \frac{1}{1 + \frac{1}{1,2} \frac{G}{E} \left(\frac{h}{b} \right)^2}$$

fino al raggiungimento del taglio ultimo T_u , cui corrisponde lo spostamento δ_o , e da un tratto orizzontale di estensione compresa tra $0,5 \delta_o$ e δ_o che rappresenta il comportamento plastico dell'elemento.

- Pareti con aperture: il comportamento di tali pareti è fortemente influenzato dalla distribuzione delle aperture e dalla resistenza, rigidità e duttilità delle fasce di interpiano; pertanto la loro risposta alle azioni orizzontali potrà essere analizzata utilizzando differenti sistemi. Una prima possibilità consiste nell'impiego del F.F.M. con elementi del tipo «plane stress».

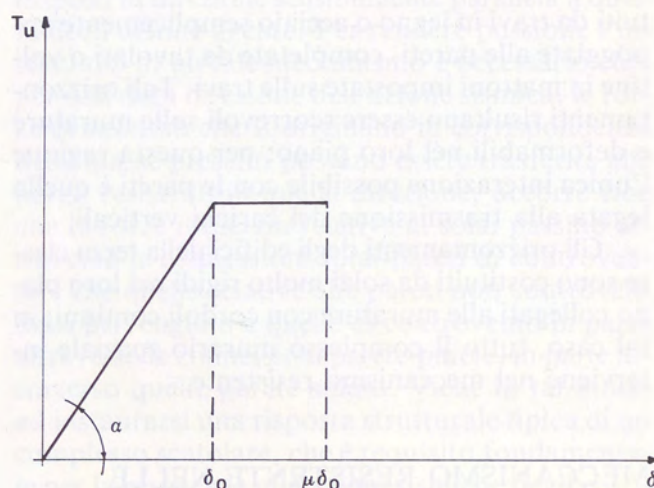


Fig. 4 - Legame taglio/spostamento orizzontale di norma.

Una seconda possibilità consiste nell'utilizzare i metodi detti del «continuo equivalente». Una terza categoria di procedimenti di analisi disponibile è quella dei metodi basati su una schematizzazione della parete come telaio. In questo ambito una notevole semplificazione consiste nell'ammettere che i traversi siano infinitamente rigidi; in tal caso l'elemento di parete relativo al piano generico può essere considerato (fig. 5) come incastrato alla base e sog-

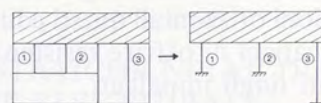


Fig. 5 - Schematizzazione a telaio a traverso rigido di un interpiano di parete.

getto a tutte le azioni agenti al suo livello ed al di sopra di esso e la sua risposta può essere costruita per assemblaggio di quelle relative ai singoli maschi che lo compongono (fig. 6).

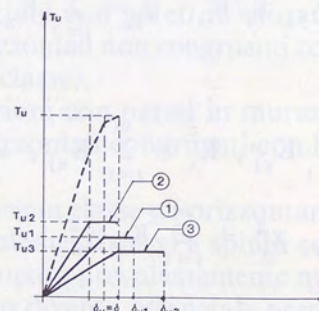


Fig. 6 - Legame taglio-spostamento ultimi per una parete con aperture.

Nonostante la loro resistenza non intervenga direttamente nel calcolo della capacità portante ultima dell'edificio, le pareti caricate ortogonalmente al loro piano debbono comunque essere sottoposte a verifica per accertare il grado complessivo di vulnerabilità dell'edificio. Dal punto di vista dell'analisi delle sollecitazioni possono presentarsi due meccanismi resistenti:

- di tipo flessionale, se sono contrastati gli spostamenti in direzione ortogonale alla parete;
- di tipo membranale se sono contrastati, oltre agli spostamenti nel piano ortogonale a quello della parete, anche quelli nel piano della parete.

Nel primo caso lo schema di verifica può essere, nell'ipotesi di portanza unidirezionale, quello di mensola pressoinflessa o quello di trave continua pressoinflessa, a seconda dell'efficacia dei collegamenti parete-solaio; nel caso di portanza bidirezionale, quello di piastra vincolata al contorno, eventualmente continua, pressoinflessa. In entrambe le condizioni ci si riconduce, per semplicità, a sottoporre a verifica il momento e lo sforzo normale agenti di calcolo nei confronti delle rispettive grandezze resistenti. Ciò può essere agevolmente messo in atto costruendo un diagramma di interazione della sezione di muratura, basato sulle ipotesi semplificative di linearità del legame sforzi deformazioni fino a rottura e di conservazione della planarità delle sezioni (fig. 7). Ovviamente, nel caso si operi su pareti snelle, occorre mettere

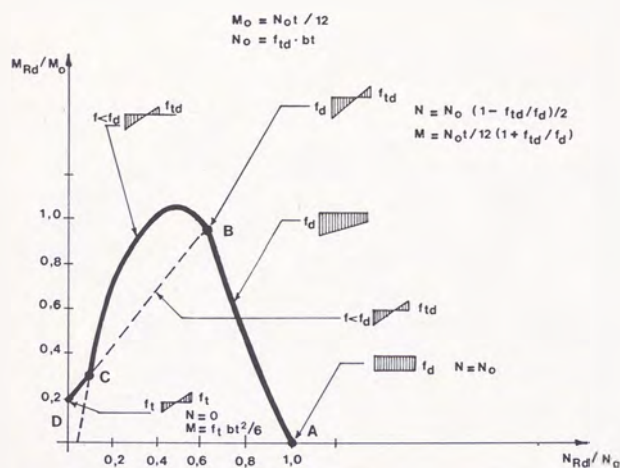


Fig. 7 - Diagramma di interazione momento ridotto/sforzo normale ridotto.

in conto nella verifica anche il momento di secondo ordine e valutare le riduzioni di capacità portante che ne conseguono; a tale scopo si possono utilizzare i diagrammi di fig. 8 che forniscono il coefficiente φ riduttore della resistenza a compressio-

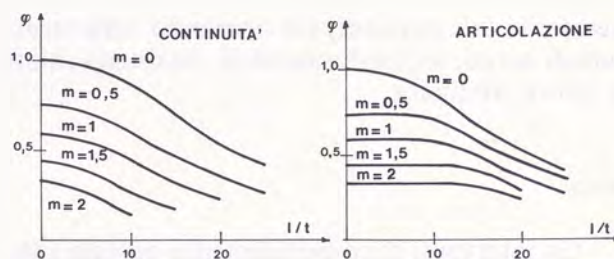


Fig. 8 - Riduzione della resistenza per effetto della snellezza.

ne della muratura in funzione del parametro $m = 6 e/t$, della «snellezza» $\lambda = l/t$ e delle condizioni di vincolo della parete.

Una risposta di tipo membranale si può sviluppare in presenza di notevoli spessori di muro e quando si ha un impedimento agli spostamenti della parete, anche nel suo piano. La verifica della parete consiste nel controllare che la freccia dell'arco virtuale sia contenuta nello spessore del muro; in via approssimata la resistenza ultima alle azioni orizzontali e verticali può essere calcolata rispettivamente con le espressioni:

$$H_{Rd} = \frac{3}{8} f_d t; \quad N_{Rd} = \frac{3}{2} f_d \frac{t^2}{l^2},$$

con t = spessore della parete ed l = luce di calcolo su cui si sviluppa l'effetto arco.

ADEGUAMENTO SISMICO

Rinforzo dei maschi murari

In questo settore le tecniche operative sono molto numerose e raggruppabili essenzialmente nelle seguenti categorie:

- risarciture localizzate,
- iniezioni di miscele leganti,
- applicazione di lastre in c.a. armate con reti elettrosaldate,
- inserimento di cordoli e pilastri in breccia alla muratura,
- induzione di uno stato di compressione addizionale tramite tirantature orizzontali e verticali,
- legatura di pareti ortogonali.

Rinforzo di volte, solai, coperture

Archi e volte

Il consolidamento deve creare, le condizioni idonee a garantire l'assorbimento delle spinte ge-

nerate da tali elementi, sia operando sulle strutture di bordo, sia trasformandoli, in sistemi chiusi a spinta eliminata.

Solai

Gli interventi di consolidamento devono conseguire lo scopo di conferire ai solai un'elevata rigidità nel proprio piano; è inoltre necessario rendere il collegamento con le murature idoneo a trasmettere le azioni agli elementi di controvento.

Coperture

Deve essere eliminato l'effetto spingente degli elementi di copertura e bisogna realizzare cordoli

armati di coronamento delle pareti aventi lo scopo di cerchiare le murature in sommità e distribuire le azioni applicate dalla copertura.

PRINCIPALI RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Comportamento statico e sismico delle strutture murarie, Milano, CLUP, 1982.

Il consolidamento delle costruzioni, 1° Convegno di studio sul consolidamento delle costruzioni, Udine, giugno, 1982.

P. ZANON, M. CIAMPOLI, M. MELE, G. MACCHI, *Le costruzioni in muratura*, 2° Convegno di studio sul consolidamento delle costruzioni, Udine, giugno, 1983.

Consolidamento degli edifici in muratura lesionati dai terremoti, C.N.R., Progetto Finalizzato Geodinamica, ESA, Roma, 1980.

G.M. Bo, *Appunti di dinamica sismica*, Torino, CLUT, 1982.

7 - Le strutture di legno e di ferro: tipologie, dimensionamento, alterazioni, consolidamento

7 novembre 1985

Problemi di consolidamento delle strutture di legno (1)

Gli interventi sulle costruzioni dell'edilizia storica, ai diversi livelli di manutenzione, ristrutturazione, restauro e consolidamento statico, possono investire anche strutture lignee quali impalcati di solaio, orditure di copertura, centinature reggenti volte-plafone in cannucciato e gesso, per citare soltanto quelle più di consueto riscontrabili.

Per tali motivi il materiale legno è tornato di attualità anche in Italia, richiedendo la soluzione di molti problemi che debbono essere affrontati non trascurando quanto la ricerca settoriale, soprattutto in certi Paesi stranieri, ha prodotto in questi ultimi anni.

Questa breve nota intende trattare in particolare il problema del consolidamento delle travi di solaio; per scelta ragionata si daranno come acquisiti almeno i portati essenziali della vastissima letteratura che tratta il materiale legno sotto i differenziati aspetti relativi alle specie presenti in natura, alle qualità, alle caratteristiche genetiche, fisiche, anisotropiche e meccaniche.

DIAGNOSI, CALCOLI, NORME

Gli strumenti operativi che il tecnico impiega per statuire il grado di affidabilità statica di una struttura preesistente sono quelli che conducono: a riconoscerne lo stato di conservazione, a definire i modelli statici più probanti della realtà costruttiva, a stabilire i criteri di sicurezza che si adotteranno nei calcoli.

Diagnosi, calcoli, norme sono dunque strumenti indispensabili per il percorso che, a partire dal rilievo delle strutture (spesso così problematico, difficile, incompleto, per tutte le incognite insite nelle fasi iniziali), si epilogò o nel giudizio di piena idoneità, o nel progetto di adeguamento statico.

(*) Architetto, Consigliere della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino, Professore associato di Statica nel Dipartimento di Ingegneria strutturale del Politecnico di Torino.

(1) Le ricerche teorico-sperimentali che sono alla base dei contenuti della presente nota sono state condotte dall'Autore presso il Dipartimento di Ingegneria strutturale del Politecnico di Torino con la collaborazione del prof. arch. Delio Fois, Professore associato di Consolidamento e Adattamento degli Edifici nel medesimo Dipartimento.

Le diagnosi

È noto come il legno sia praticamente insensibile alle variazioni termiche in quanto la sua resistenza diminuisce e la sua deformabilità aumenta soltanto a temperature molto elevate. Per contro soffre dei mutamenti di umidità ambientale, causa di rigonfiamenti, di fessurazioni, di ritiri, di fluage. È, infine, facilmente deteriorabile da insetti che lo possono aggredire anche se già in opera (capricorno delle case, tarlo o verme da legno, lyctus, ecc.), e da funghi (merulio, carie a cubetti, fungo poroso delle case, ecc.).

Le aggressioni da parassiti possono intaccare zone superficiali, rendendosi apparenti, oppure il cuore della sezione, intatto restando l'involucro esterno: in questo secondo caso sono più insidiose, perché celate, e perché latrici di conseguenze più dannose per la portanza dell'elemento.

Si rendono quindi quasi sempre indispensabili operazioni iniziali di ispezione allo scopo di raccogliere tutte le informazioni possibili e necessarie a formulare una diagnosi. Tali operazioni possono essere condotte o con attrezzature avanzate e sofisticate (ma già di largo impiego) ad ultrasuoni, a risposta termografica, a ricognizione endoscopica, oppure con mezzi più empirici, ma efficaci e di pronta reperibilità in cantiere, quali il martello, la trapanatura elettrica con punte sottili, la carotatrice da legno.

Queste indagini preliminari, che dovrebbero raggiungere anche le parti involucrate dai muri quali le teste delle travi ed i nodi puntone-catena delle capriate, permettono di stabilire una mappa dell'eventuale degrado.

È indubbio che, in presenza di situazioni di grande deterioramento non ha senso proporre a tutti i costi interventi volti a risanare e tanto meno consolidare: elementi di legno disfatti dal marciume, deformati e spaccati in modo irrecuperabile non possono più essere restituiti ad una vita d'esercizio. Meglio procedere alla loro rimozione e sostituzione.

I calcoli

Le analisi statiche relative ad una struttura colta nelle sue condizioni di attualità, hanno lo scopo di definire le condizioni compatibili con il suo grado di sicurezza, riconoscere, se possibile, quali sono state le cause di eventuali situazioni locali di affaticamento, pervenire alla distribuzione delle

sollecitazioni nelle diverse condizioni di carico permanente, d'esercizio, totale. Le verifiche dello stato di attualità, ed i successivi calcoli per il progetto di consolidamento, se questo s'ha da fare, impongono, dunque, la definizione degli schemi statici e la scelta dei metodi di calcolo.

Le tipologie più ricorrenti dei solai in legno conducono sempre allo schema statico più semplice ed esemplare che ci sia, vale a dire di trave appoggiata alle sue estremità, ed i calcoli, che tutte le normative europee considerano alle tensioni ammissibili, utilizzano i portati classici della teoria di De Saint Venant. Si tratta di stabilire la luce teorica da attribuire allo schema, in assenza, quasi sempre, della conoscenza della reale profondità degli appoggi. La regola nota che propone di considerare tale luce pari a quella netta maggiorata del 5% è da assumere molto criticamente perché, soprattutto per travi di discreta lunghezza, porterebbe a valori devianti ed eccessivamente penalizzanti.

Nei casi, anche molto consueti, in cui le travi appoggiano su mensole incastrate, se l'incastro è sano e se l'aderenza mensola-intradosso di trave è garantito o, comunque, ripristinabile, la luce teorica, lasciando al tecnico il buon senso della sua definizione, caso per caso, risulta minore della netta con vantaggi di economia statica spesso considerevoli.

I calcoli relativi alle capriate di copertura, che si configurano come strutture di tipo reticolare, vanno oggi nella direzione di utilizzare il metodo delle Matrici di Rigidezza, al fine di ottenere anche il quadro complessivo delle deformazioni. La definizione del modello deve, ancor più in questi casi, non allontanarsi acriticamente dalla realtà costruttiva di tali tipologie, costituite da «nodi» nei quali gli assi geometrici degli elementi non convergono, da «intagli» che producono deviazioni fra linee d'azione di forza ed assi ideali di schema, da regge metalliche imbretellanti, ad esempio, le catene ai monaci, incapaci costituzionalmente a lavorare a compressione, da assumere perciò come bielle unilateri. Tutte queste divergenze fra modello e realtà debbono trovare attenti momenti di correzione all'atto della interpretazione dei risultati e delle verifiche locali.

Infine è da ricordare che qualunque progetto di consolidamento dovrà tener conto delle circostanze nelle quali saranno condotti i lavori perché, molto spesso, gli interventi debbono essere effettuati in presenza di carichi da non rimuovere (pavimenti di pregio, manti di copertura, ecc...) e quindi è necessario valutare sollecitazioni e tensioni che permarranno durante le varie fasi delle operazioni: i rinforzi ed i consolidamenti divengono attivi soltanto per i carichi che la struttura si riceverà «dopo», in quanto nessun beneficio apportano in presenza di un equilibrio sforzi-deformazioni già in atto.

Soprattutto nelle travi di solaio è, in certi casi, possibile provocare, mediante martinetti muniti di manometro, una controllata situazione tensionale transitoria che temporaneamente modifichi uno schema statico originario. A consolidamento avvenuto ed a rimozione degli strumenti, le tensioni presenti nella fase transitoria trasmetteranno nel sistema consolidato, interessandolo.

Le norme

Qualunque calcolo strutturale deve fare dichiarato riferimento ai criteri di sicurezza che si sono adottati. Come è noto, nel campo delle costruzioni tali criteri sono regolati da norme tecniche.

Forse per il fatto che in Italia le costruzioni in legno, a differenza di molti altri Paesi, si sono trovate particolarmente sopraffatte da quelle in c.a., c.a.p. ed acciaio, non esiste ancora una normativa ad esse totalmente mirata, tuttavia se s'intende la norma tecnica non come puro imperativo al quale obbedire, pena gravi sanzioni se le cose vanno male, ma piuttosto come irrinunciabile strumento di lavoro si possono assumere e consultare, per rimanere nell'ambito delle Nazioni a noi geograficamente più vicine, o le Règles CB71 francesi, oppure le SIA 164 svizzere, o, ancora le norme DIN 1052 tedesche. È tuttavia da sottolineare come le tre norme citate si riferiscano a costruzioni in legno da taglio o in legno lamellare incollato, ma di nuova edificazione: il progettista può ancora trovarsi solo con i propri dubbi, in quanto diverse possono essere le problematiche emergenti nell'ambito del restauro e del consolidamento statico. Lo studio comparato delle tre norme citate è di estremo interesse, e sensibilizza al fatto che il legno è un materiale particolare ed anche imprevedibile: nulla deve essere lasciato al caso o al pressapochismo: nel dubbio, se per qualche problema la soluzione presenta ancora interrogativi, sono necessarie prove sperimentali.

Le normative citate, pur nell'ambito degli argomenti comuni trattati e che riguardano: la definizione delle tensioni ammissibili tenuto conto delle caratteristiche anisotropiche del legno, le attenzioni ai problemi di umidità, le indicazioni per i dimensionamenti e le verifiche di sicurezza nei diversi casi di sollecitazione semplice e composta, gli assemblaggi, il controllo delle deformazioni, ecc... possono, almeno apparentemente, presentare consistenti differenze e diversi gradi di severità. Sarebbe tuttavia errato, a seconda del problema emergente dal contesto che si considera, attingere contemporaneamente dall'una o dall'altra delle norme, magari seguendo la via del minimo rigore. Scelta una norma come conforto e supporto tecnico, questa va assunta per intero. Le norme citate sono tutte egualmente severe e pervengono,

pur attraverso percorsi differenti, a risultati confrontabili: l'obiettivo di ciascuna, infatti, è quello per cui la loro applicazione sistematica conduce, per ogni elemento di una struttura e per i diversi casi di sollecitazione, a gradi di sicurezza dello stesso ordine.

IL CONSOLIDAMENTO DEI SOLAI

Tipologie d'intervento

Gli interventi relativi ai solai, possono configurare classi differenti di problemi a seconda sia necessario provvedere a incrementare le capacità portanti, oppure sia sufficiente un restauro consolidante. Qualunque sia il caso da risolvere il progetto di adeguamento statico deve, quasi sempre, confrontarsi con una serie di vincoli che ne rendono più difficile la messa a punto: interdizione a mutare la quota del piano di calpestio: presenza di pitture o decori sulle superfici a vista delle travi; interdizione a rimuovere, anche parzialmente, l'impalcato, con conseguente impedimento ad un rinforzo di tipo estradossale, sovente di più semplice esecuzione; presenza di plafoni di pregio, con impossibilità di predisporre i terapeutici puntellamenti o messe in forza.

Pur nella vasta casistica che il problema comporta, e pur tenendo conto che ogni caso può diventare «il caso» (e molto dipende anche dalla fantasia e dalla cultura tecnica dello strutturista), una classificazione delle tipologie di intervento è possibile se condotta in ordine ai problemi generali di cui è richiesta soluzione. Si possono, allora, distinguere due categorie:

- 1) il solaio in legno viene consolidato inserendo nuovi elementi portanti in legno o in acciaio, disposti parallelamente o trasversalmente a quelli preesistenti. Il problema riguarda la valutazione delle azioni che le nuove strutture si assumeranno a seconda siano forzate a ricevere già parte dei carichi permanenti, o soltanto demandati ad alleggerire le travi preesistenti dei carichi futuri di esercizio. Il caso di rinforzi disposti in senso trasversale all'orditura esistente conduce ad uno schema statico bidirezionale e richiede la determinazione delle mutue azioni incognite che i due sistemi, il vecchio ed il nuovo, si trasmetteranno nelle sezioni di reciproco contatto, tenuto conto delle differenti rigidità.
- 2) Le travi preesistenti vengono consolidate direttamente, vale a dire gli interventi sono «a livello di sezione». L'obiettivo è dunque quello di incrementare l'inerzia d'origine tanto quanto è necessario.

Nel prosieguo s'intende esporre circa questa seconda categoria di interventi da noi direttamente sperimentati ed applicati in moltissimi casi (2).

I rinforzi a livello di sezione

Se, dunque, l'obiettivo prefissato è quello di incrementare il momento d'inerzia della sezione retta della trave in esame, tale obiettivo può essere raggiunto solidarizzando alla trave un altro elemento, posto in grado di lavorare con essa nel modo più completo ed integrale possibile. Il beneficio che si può ottenere è tanto maggiore quanto più si può fare affidamento sulla solidarizzazione, e questo comporta il progetto preciso dei collegamenti, senza il quale l'operazione risulterebbe vanificata, non soltanto, ma addirittura esposta ad un alto fattore di rischio.

È noto come due travi sovrapposte e sollecitate a flessione possono considerarsi solidali fra loro se lungo le superfici di contatto non si verificano scorrimenti mutui, e la sezione retta si comporta come se fosse intera. Ora, affinché questo si verifichi, è necessario che gli organi di collegamento predisposti siano in grado di assorbire le azioni taglianti longitudinali che si verranno a manifestare lungo le predette superfici quando le due travi tendono a lavorare insieme. Se i collegamenti fossero totalmente indeformabili, la solidarizzazione sarebbe completa, con il massimo vantaggio possibile.

Nella fig. 1 sono illustrate e didascalizzate alcune tipologie di intervento, le possibilità ed i limiti delle quali si debbono, in ogni caso, confrontare con i vincoli precedentemente descritti. Nei casi da a) a d), nei quali la sezione preesistente di legno viene rinforzata mediante o sovratrave ancora di legno o piatto d'acciaio, i collegamenti li abbiamo previsti formati da «piolature» in acciaio nervato o vetroresina. Tali pioli vengono allocati in fori preventivamente predisposti, penetranti nella trave preesistente per lunghezza di calcolo, ed aventi diametro un poco maggiore di quello dei pioli stessi. All'interno dei fori viene colato un composto a base di resina epossidica, particolarmente idoneo a sposarsi con il legno, sino a completa colmatura della corona circolare fra barra e foro. È importante che questa operazione sia effettuata immediatamente dopo il compimento della miscelazione del formulato e quando è in atto il processo di polimerizzazione della resina, in quanto, proprio allora, sono manifeste, grazie anche alla fluidità del prodotto, le particolari ed ele-

(2) Le esecuzioni sono state effettuate dalla Società Italiana Restauri e Consolidamenti Edili (S.I.R.C.E.) di Parma.

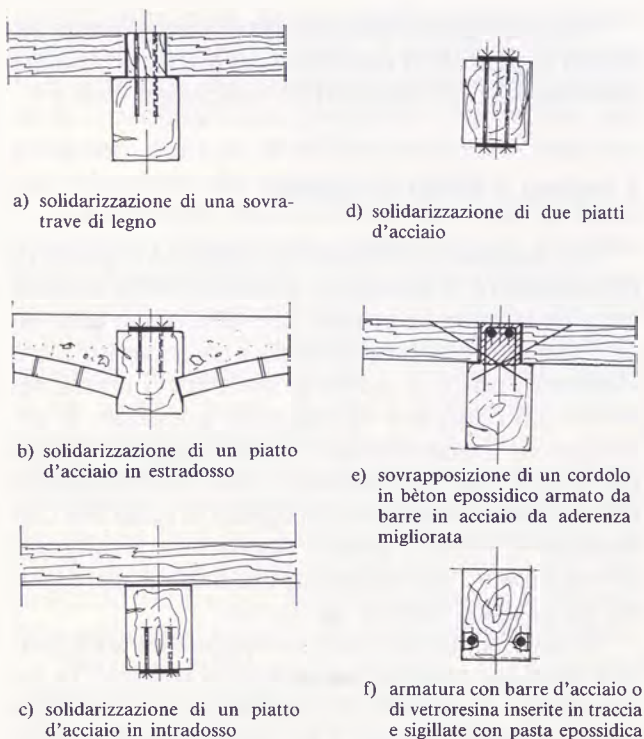


Fig. 1 - Tipologie di consolidamento a livello di sezione.

vatissime proprietà che esso ha di propagarsi attraverso anche le più minute fessurazioni presenti all'interno del legno, rimarginandole.

Volendo entrare ora nel merito dei problemi di calcolo che gli esempi descritti comportano, è possibile considerare come facienti parte di una unica categoria i casi da a) a d), mentre verranno esaminati separatamente gli altri due.

Travi rinforzate da elementi di legno o di acciaio

La valutazione dell'incremento di capacità portante che una trave rinforzata viene a possedere impone: la valutazione dell'inerzia sulla quale si potrà fare affidamento a consolidamento avvenuto, il calcolo dei collegamenti in posizione e numero, il controllo finale delle tensioni.

I collegamenti

Nell'ambito dei collegamenti previsti dalle norme citate, dopo approfonditi studi si è ravvisato di poter assimilare le piolature o le barre passanti applicate con la tecnologia precedentemente descritta alla categoria dei «perni» ad una o due sezione taglio-resistente: secondo le intenzioni delle norme, il perno è una barra cilindrica, di acciaio liscio o non, che viene posta in stretta aderenza

con il legno, inserendolo in fori di diametro lievemente inferiore. Nel caso delle piolature sopracitate, l'aderenza è assicurata, piuttosto che dal loro inserimento a forza, dalla presenza del formulato epossidico che ne garantisce la perfetta aderenza al legno (come hanno dimostrato le numerose prove da noi condotte).

Ora, è importante precisare che i perni, i bulloni, le chiodature, le viti mordenti, le grappe, e quindi anche i pioli, quando vengono impiegati per assemblare fra loro elementi di legno, non sono sollecitati a taglio puro, bensì risultano inflessi: la ripartizione delle tensioni segue, però, una legge difficile a precisare, e questa incertezza ha molta influenza sui calcoli statici.

Il comportamento flessionale del collegamento aumenta con l'aumentare della lunghezza di penetrazione, ed il rapporto limite l/d fra la predetta lunghezza l ed il diametro d del piolo, è stabilito in ragione di 5,8 e 6 nei casi di una o due sezioni taglio-resistenti rispettivamente.

L'azione tagliante che il collegamento può assorbire è calcolata in base alla tensione ammissibile di contatto con il legno, ma, mentre è funzione della lunghezza di aderenza quando questa risulti minore dei valori citati, non lo è più per lunghezze maggiori. Vale a dire: quanto più corto è il piolo, tanto minore è lo sforzo di taglio che gli si può attribuire, ma il viceversa non vale, in quanto il massimo valore di tale sforzo è quello che compete alla lunghezza di penetrazione assunta come limite.

Le tensioni ammissibili di contatto con il legno valgono, per le specie resinose:

40 kg/cm² nel caso di una sezione taglio resistente;

85 kg/cm² per l'elemento centrale nel caso di due sezioni taglio resistenti.

Per legno di quercia e faggio tali valori divengono 50 e 100 rispettivamente.

Si può osservare che, nel caso di assemblaggio di due elementi, le tensioni ammissibili di contatto a compressione lungo le pareti del foro risultano molto minori di quelle accettate per compressione longitudinale, in quanto l'effetto flessionale è più sentito. Nel caso di tre elementi assemblati, invece, si accetta, per quello centrale (caso d) fig. 1, una distribuzione prossima a quella di sforzo normale puro, ferme restando le penalizzazioni degli elementi laterali. Tuttavia, anche se la trave da consolidare ha altezza consistente, nel calcolo dell'azione tagliante assorbita dalla piolatura, non può mai essere superato il rapporto limite l/d . Nel caso dei rinforzi con piatti d'acciaio, la soglia limite delle tensioni di contatto può attingere ai massimi valori previsti in quanto l'altezza della sezione da rinforzare è, in generale, tale da consentirli.

Si può dunque concludere che il buon funzionamento di un assemblaggio non è governato dal rispetto della sua tensione tangenziale ammissibile (le tensioni di esercizio massime, come può essere facilmente verificato, risultano sempre molto inferiori ai limiti di sicurezza), bensì dalla sua indeformabilità. Sarebbe quindi un rischioso errore affidare la realizzazione dell'aderenza degli elementi sovrapposti al semplice calcolo del numero dei collegamenti necessari ad assorbire le azioni taglianti lungo le superfici di contatto in funzione delle tensioni tangenziali ammissibili proprie al materiale di cui i collegamenti stessi sono stati costituiti.

Per progettare numero, diametro e distanza delle piolature, non esiste una «formula» immediata, ma il processo è di tipo iterativo. Infatti, il calcolo richiede la valutazione delle azioni longitudinali che si verranno ad instaurare a solidarizzazione avvenuta, e questo, come noto, passa attraverso il valore sia del momento statico, rispetto all'asse neutro, di una delle sue sezioni sovrapposte, sia del momento d'inerzia: ma posizione dell'asse neutro reale ed effettivo momento d'inerzia non si conoscono ancora, perché i rispettivi valori, come vedremo, non coincidono con quelli geometrici.

Tuttavia è possibile, a partire da questi ultimi, procedere ad una prima valutazione, che potrà venire successivamente corretta mediante un processo iterativo rapidamente convergente.

L'inerzia della nuova sezione

Per calcolare l'inerzia effettiva della sezione resistente consolidata è necessario, in questi casi, considerare che la sezione retta è composta in modo elastico, in quanto i collegamenti divengono attivi quando le due parti subiscono spostamenti relativi piccolissimi: la sezione retta non rimane più piana, e le ipotesi di Navier risultano disattese.

È chiaro che se i due elementi resistenti a flessione fossero semplicemente sovrapposti, potendo quindi scorrere lungo le superfici di contatto, il momento d'inerzia risulterebbe dalla somma delle inerzie delle singole sezioni:

$$J = \sum J_i$$

Se, per contro, tale scorrimento venisse completamente impedito da un collegamento continuo (caso, ad esempio, delle colle), la trave composta si comporterebbe come un elemento singolo omogeneo, ed il momento d'inerzia risulterebbe eguale a quello competente a tutta la sezione complessiva:

$$J = J_i + \sum A_i d_i^2$$

Se ora consideriamo questi casi, corrispondenti l'uno a scorrimento massimo e l'altro a scorrimento nullo, come casi limite, sembra evidente che l'inerzia, in presenza di collegamenti elastici, cadrà all'interno dei due casi limite. In termini operativi questo significa apportare una riduzione ai momenti di trasporto ed assumere una relazione del tipo:

$$J = J_i + \gamma \sum A_i d_i^2 \quad \text{con} \quad 0 \leq \gamma \leq 1$$

Si tratta quindi di attribuire al coefficiente riduttivo γ il valore che gli compete in ordine al caso che si considera.

A tal fine è possibile sviluppare una teoria di tipo generale, in quanto valida anche per travi presoinflesse o caricate di punta, la quale, nella messa in conto delle deformazioni per flessione e degli scorrimenti dei giunti, perviene alla definizione del momento d'inerzia efficiente atto a governare anche i rischi della instabilità. Tale teoria assume le seguenti ipotesi di base: comportamento lineare forza-deformazione delle piolature di collegamento; attrito dei giunti trascurabile; distribuzione uniforme dei mezzi di collegamento; solidarizzazione limitata a due sezioni, oppure a tre ma simmetriche; linea elastica espressa mediante la serie di funzioni sinusoidali. L'espressione del momento d'inerzia reale ed efficiente diviene:

$$J_r = ZJ_1 + J_2 + \frac{2a_1^2 A_1}{1 + EA_1 \frac{e' \pi^2}{C l^2}}$$

nel caso di tre elementi collegati con simmetria

$$J_r = J_1 + J_2 + \frac{A_1 a_1^2 + A_2 a_2^2}{1 + \frac{\pi^2 E A_1 A_2 e'}{l^2 (A_1 + A_2) C}}$$

nel caso di due elementi collegati, intendendo per:

- E = modulo di elasticità del legno
- A_1 = area delle sezioni estreme nel caso di tre elementi o della sezione superiore nel caso di due elementi collegati
- A_2 = area della sezione inferiore nel caso di due elementi collegati
- J_1 = momento d'inerzia proprio baricentrico delle sezioni di cui agli indici 1

- J_2 = momento d'inerzia proprio baricentrico della sezione con indice 2
 a_1, a_2 = distanze dei baricentri delle aree di indice 1 e 2 dal baricentro geometrico complessivo della sezione totale
 e' = distanza media dei collegamenti
 l = luce di calcolo della trave
 C = modulo di elasticità tangenziale del mezzo di collegamento

A proposito di C è da osservare che esso è assunto, in campo elastico, come il valore della forza mutua ammissibile attraverso la connessione, capace di generare lo spostamento di un millimetro.

Osservando le espressioni soprascritte dei momenti d'inerzia reali ed «efficienti», si può dedurre che, indicando con k rispettivamente nei due casi le quantità costanti dei denominatori:

$$k = \frac{\pi^2 E A_1 e'}{C l^2}; \quad k = \frac{\pi^2 E A_1 A_2 e'}{l^2 (A_1 + A_2) C}$$

l'espressione del coefficiente γ diviene:

$$\gamma = \frac{1}{1 + k}$$

Il calcolo dell'inerzia effettiva (della quale si è qui riportato, per esigenze di spazio, soltanto l'espressione conclusiva) permette di procedere alle varie verifiche di sicurezza. Qualora tali verifiche risultassero inizialmente contraddette, si procede ad una iterazione la quale è, comunque, sempre rapidamente convergente.

Sintesi del processo di calcolo

Con riferimento alla fig. 2, il processo di calcolo e di verifica della sezione resistente rinforzata prevede, in sintesi, le seguenti tappe:

- 1) ricerca dell'inerzia geometrica e dell'asse $x-x$ baricentrico geometrico, e valutazione orientativa delle piolature e della reciproca distanza e' ;
- 2) calcolo del momento d'inerzia effettivo, previa la determinazione del coefficiente k ;
- 3) ricerca della posizione dell'asse neutro $n-n$ effettivo e corretto mediante l'espressione:

$$y_2 = h_2/2 + \gamma a_2$$

- 4) ricerca della posizione dell'asse neutro ideale della sezione superiore (nel caso di due sezioni sovrapposte):

$$y_1 = h_1/2 + \gamma a_1$$

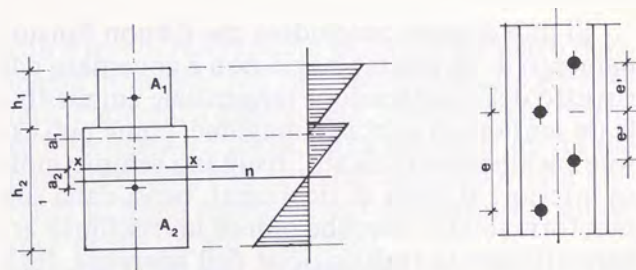


Fig. 2 - Posizione dell'asse neutro «efficiente» e distribuzione finale delle tensioni.

- 5) verifica delle tensioni ai lembi estremi, introducendo l'inerzia effettiva e le distanze y_1 e y_2
- 6) verifica alle tensioni tangenziali in corrispondenza dell'asse neutro effettivo
- 7) verifica della distanza fra le piolature, come rapporto fra il carico ammissibile competente ad un collegamento e l'azione tagliente longitudinale per unità di lunghezza: questa ultima valutata a partire dallo sforzo di taglio massimo.

Travi rinforzate con cordolo in béton epossidico armato

Vorrei dedicare un breve spazio per illustrare questo sistema di consolidamento (caso e) assolutamente originale da noi ideato, supportato da lunga ricerca sperimentale, applicato in moltissimi casi, sottoposti con successo a prove di collaudo.

Il sistema prevede di poter operare in estradosso di trave, previa rimozione di una fascia d'impalcato e reseatura dei travetti secondari. Si predispongono i casserini longitudinali, le staffe d'acciaio nervato inserite in fori poi colmati di formulato epossidico, e l'armatura metallica longitudinale; si procede quindi al getto del composto epossidico, per il quale è richiesto un rapporto resina/inerte, con inerti a granulometria dosata e controllata, particolare, al fine di ottenere, insieme ad una certa fluidità del composto, un modulo elastico normale maggiore di quello del legno. Le resistenze caratteristiche di questo formulato a compressione, trazione, flessione, taglio sono elevatissime (605,85,221,260 kg/cm² rispettivamente), come risulta dalla ricerca da noi condotta.

La nuova sezione resistente nasce quindi dal connubio di tre materiali: acciaio, béton epossidico, legno: le numerose prove da noi condotte hanno offerto risultati ottimi circa la loro reciproca aderenza.

Il calcolo della nuova inerzia che la sezione retta della trave così consolidata viene ad assumere, tiene conto del rapporto di omogeneizzazione acciaio-legno, mentre assume, a favore di sicurezza,

za, eguale ad 1 quello béton-legno. Lungo la superficie di contatto cordolo-trave, si instaura una solidarizzazione che, in fase di calcolo,   guidata (e castigata) dalla tensione longitudinale tangenziale ammissibile del legno, perch  le prove di aderenza hanno dimostrato che la rottura avviene sempre per sfaldamento di questo ultimo, e non per suo scollamento dal composto. La solidarizzazione, inoltre,   ancora incrementata dalla presenza delle staffe che hanno il compito di governare i pericoli d'instabilit  delle barre d'acciaio presenti in lembo compresso.

Le deformazioni tangenziali lungo la superficie di contatto béton-legno, dunque, non sono maggiori di quelle presenti in una sezione di legno massiccio nelle medesime condizioni di carico: le sezioni rette cos  rinforzate, sotto la sollecitazione di flessione, seguono ancora la legge di Navier, quindi il calcolo dell'inerzia della nuova sezione resistente non richiede ulteriori penalizzazioni, ed essa pu  essere assunta pari all'inerzia geometrica, con il massimo vantaggio complessivo.

Questa soluzione non presenta problemi esecutivi, ma richiede molta cura ed esperienza nella predisposizione del conglomerato epossidico. La sovratrave inoltre, si adatta spontaneamente alle preesistenti inflessioni della trave da consolidare, dando luogo, molto spesso, ad una sorta di solido lenticolare di tipo ad uniforme resistenza per flessione.

La fig. 3 porge i diagrammi mediati carico-freccia relativi ad una particolare serie di prove da noi condotte su tre tipologie di travi (in legno larice nuovo, di II qualit ), di identica luce ed in identiche modalit  sperimentali. Come si   cercato di evidenziare nella figura, le tipologie esaminate sono le seguenti:

- 1) due travi di legno, di eguale sezione, semplicemente sovrapposte;
- 2) le medesime travi solidarizzate fra loro mediante piolature in acciaio sigillate al legno con pasta epossidica;
- 3) due travi di legno di altezza, ciascuna, inferiore di 1 cm rispetto a quelle dei casi precedenti, solidarizzate, e con sovrapposto un piccolo cappuccio (fig. 4) di altezza pari a 2 cm in beton epossidico armato da una barra $\varnothing 10$ d'acciaio nervato.

Nella figura sono riportati i carichi di collasso medi, e gli incrementi percentuali dei medesimi da un caso all'altro.

Confrontando i valori delle frecce si nota come per $P = 1000$ kg (corrispondente al carico raggiunto del quale nella trave n. 1 sono stati prudenzialmente rimossi i comparatori), possiamo leggere:

caso 1):	$f = 14,94$ mm
caso 2):	$f = 5,26$ mm
caso 3):	$f = 2,36$ mm

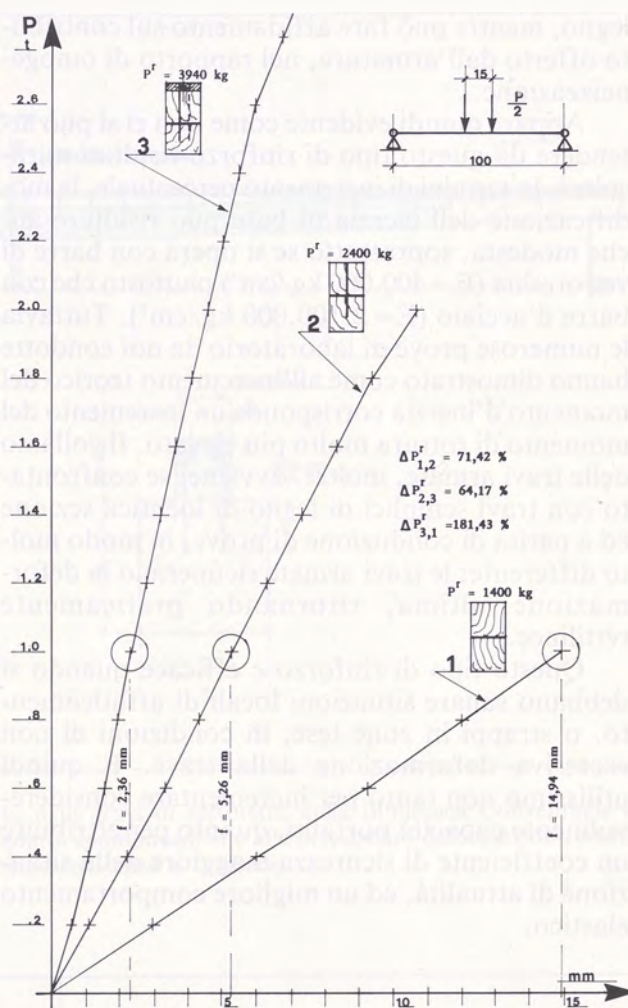


Fig. 3 - Diagrammi comparativi mediati carico-freccia relativi ad una serie di prove sperimentali su travi di legno: semplicemente sovrapposte, solidarizzate, solidarizzate con cordolo in béton epossidico armato.

La freccia relativa al caso n. 3 equivale a quella di trave in legno di unica sezione retta. Il piccolo cordolo armato   in grado quindi di attribuire alla sezione una inerzia tale da recuperare la decurtazione dovuta alla connessione elastica dei due elementi di legno.

Travi rinforzate con barre d'acciaio o di vetroresina

L'intervento consiste nell'inserimento in traccia di barre longitudinali d'acciaio ad aderenza migliorata, o di vetroresina, sigillate al legno con pasta epossidica (caso f).

Il calcolo del nuovo momento d'inerzia deve tener doverosamente conto della decurtazione praticata nella sezione di base, in quanto il composto epossidico che si utilizza, di grande fluidit , ha modulo elastico pari a circa 1/3 di quello del

legno, mentre può fare affidamento sul contributo offerto dall'armatura, nel rapporto di omogeneizzazione.

Appare quindi evidente come non ci si può attendere da questo tipo di rinforzo risultati miracolosi. In termini di incremento percentuale, la modificazione dell'inerzia di base può risultare anche modesta, soprattutto se si opera con barre di vetroresina ($E = 400.000 \text{ kg/cm}^2$) piuttosto che con barre d'acciaio ($E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$). Tuttavia le numerose prove di laboratorio da noi condotte hanno dimostrato come all'incremento teorico del momento d'inerzia corrisponde un incremento del momento di rottura molto più elevato. Il collasso delle travi armate, inoltre, avviene, se confrontato con travi semplici di legno di identica sezione ed a parità di conduzione di prove, in modo molto differente: le travi armate recuperano la deformazione ultima, ritornando praticamente rettilinee.

Questo tipo di rinforzo è efficace quando si debbano sanare situazioni locali di affaticamento, o strappi in zone tese, in condizioni di non eccessiva deformazione della trave. È quindi utilissimo non tanto per incrementare considerevolmente capacità portanti, quanto per attribuire un coefficiente di sicurezza maggiore nella situazione di attualità, ed un migliore comportamento elastico.

Confronti

Nella fig. 4 sono messi a confronto i risultati cui si è pervenuti ipotizzando di consolidare una sezione di legno $22 \times 26 \text{ in cm}$, secondo queste quattro modalità:

- 1) Solidarizzando in estradosso una sovratrave di legno di dimensioni $12 \times 13 \text{ in cm}$;
- 2) Solidarizzando in estradosso un piatto d'acciaio di dimensioni $120 \times 20 \text{ in mm}$ (i risultati sono identici se il piatto è intradossale);
- 3) Solidarizzando due piatti d'acciaio di dimensioni $120 \times 15 \text{ in mm}$;
- 4) Solidarizzando una sovratrave in béton eposidico armato da due barre $\varnothing 20 \text{ in acciaio}$ ad aderenza migliorata.

I calcoli sono stati effettuati considerando parità di luce e di carico, e precisamente assumendo:

- $l = 4,75 \text{ m}$ (luce molto consueta negli edifici dell'edilizia storica)
- $p = 1.300 \text{ kg/m}$ (corrispondente ad un intersasse consueto di $2,30 \text{ m}$ circa e ad un carico d'esercizio pari a 350 kg/m^2).

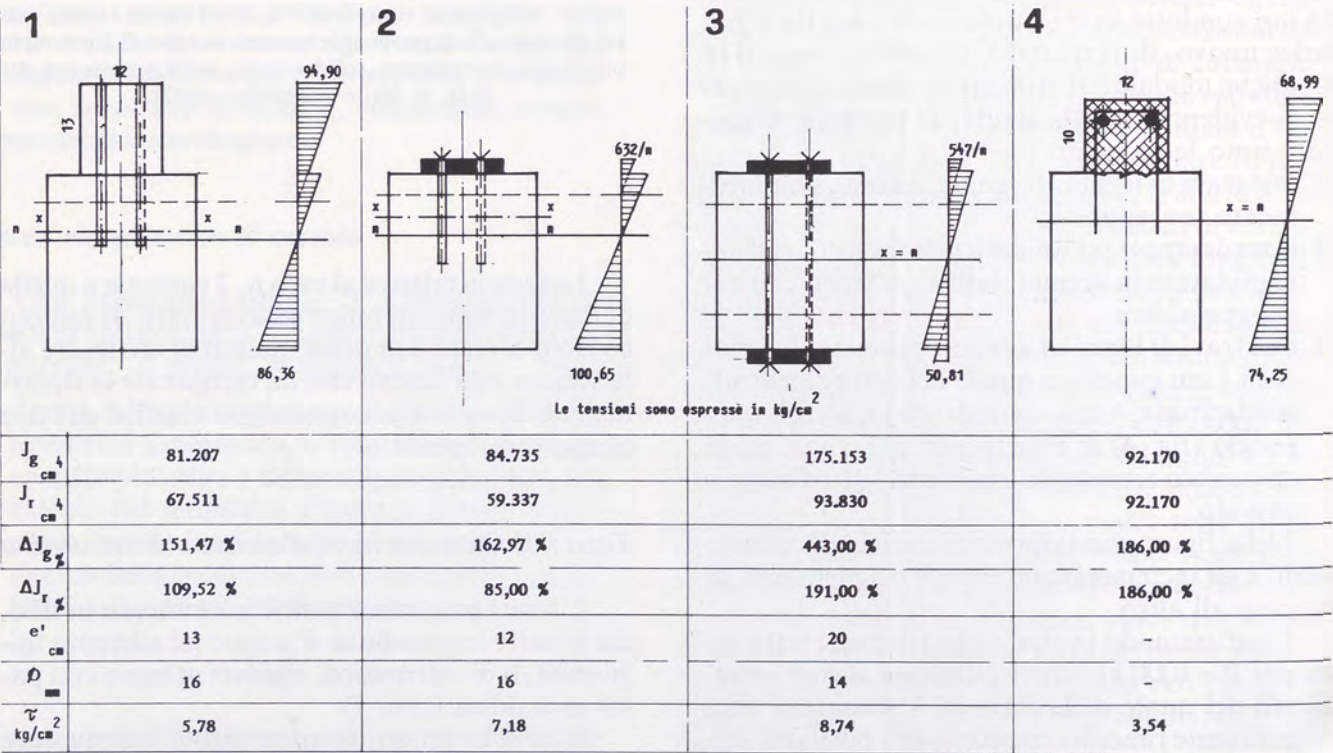


Fig. 4 - Diverse ipotesi di consolidamento di una trave di legno di luce pari a $4,75 \text{ m}$, di sezione $22 \times 26 \text{ cm}$, sottoposta a un carico di 1300 kg/m e con inerzia eguale a $32,222 \text{ cm}^4$: 1) consolidamento con sovratrave di legno di $12 \times 13 \text{ cm}$; 2) consolidamento con piatto d'acciaio di $120 \times 30 \text{ mm}$; 3) consolidamento con 2 piatti d'acciaio di $120 \times 15 \text{ mm}$; 4) consolidamento con cordolo di béton epos armato.

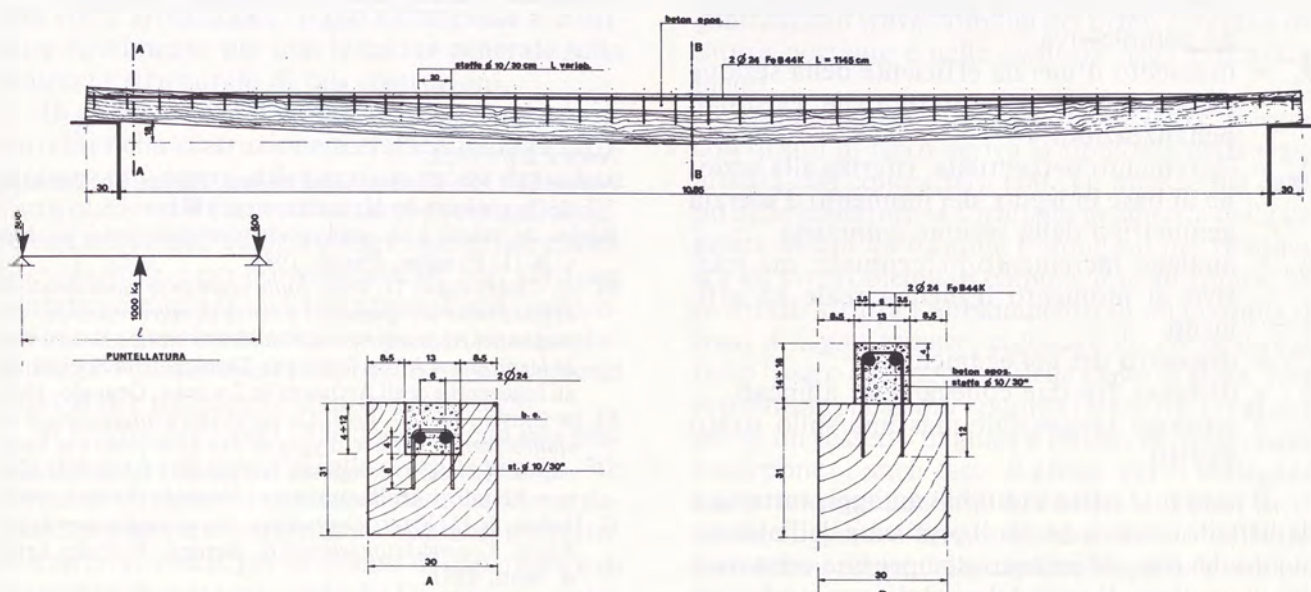


Fig. 5 - M. de Cristofaro, D. Fois: progetto di consolidamento delle travi di sottotetto della Biblioteca Conventuale di Monteripido a Perugia. Il cordolo in béton epossidico armato si adatta spontaneamente alle preesistenti deformazioni, realizzando sistemi del tipo ad uniforme resistenza a flessione.

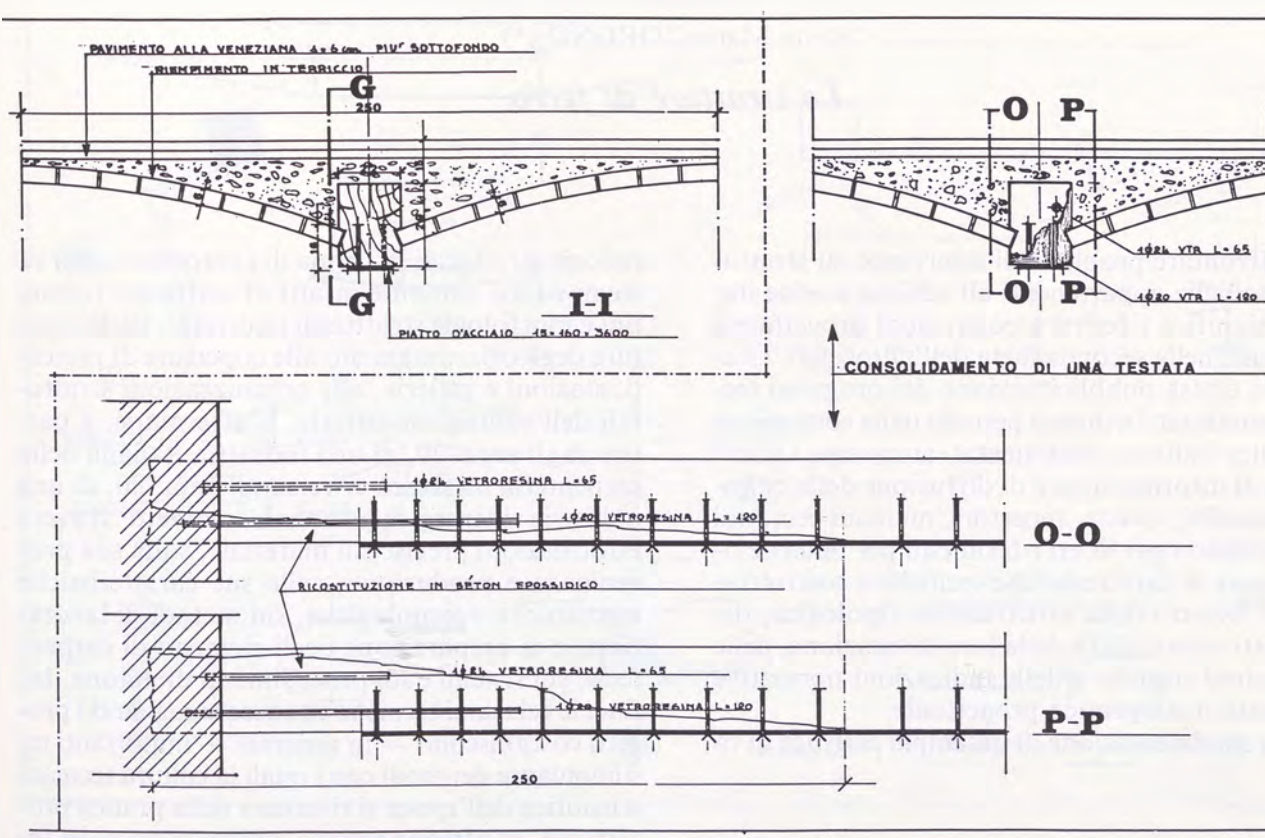


Fig. 6 - M. de Cristofaro, D. Fois: Ente Comunale di Consumo a Carpi. Consolidamento mediante piatto d'acciaio intradossale di travi reggenti voltini di mattoni in foglio. Il pavimento, di tipo alla Veneziana, era inamovibile. Le zone deteriorate di alcune travi sono state ripristinate mediante barre di vetroresina collocate in traccia e completamente in béton epossidico.

Nella tavola sono stati evidenziati i seguenti risultati:

J_g = momento d'inerzia geometrico della sezione complessiva

J_e = momento d'inerzia efficiente della sezione rinforzata, tenuto conto delle eventuali penalizzazioni

Δ_g = incremento percentuale, riferito alla sezione di base in legno, del momento d'inerzia geometrico della sezione composta

Δ_r = analogo incremento percentuale, ma relativo al momento d'inerzia reale ed efficiente

$\varnothing$ = diametro dei collegamenti

e = distanza fra due collegamenti allineati

τ = tensione tangenziale massima sullo strato neutro

Il caso n. 3 offre indubbi vantaggi, tuttavia è di difficile esecuzione per il problema dell'allineamento dei fori, ed incontra sempre una certa ostilità in cantiere. Il caso del cordolo armato fa premio assoluto, in quanto il bêtôn epossidico si sposa

perfettamente al legno assecondando le deformazioni preesistenti. Si notino i valori del momento d'inerzia e delle tensioni massime estreme.

BIBLIOGRAFIA

Norme DIN 1052.

Norme SIA 164, Constructions en bois, Zurich, Société suisse des ingénieurs et des architectes, 1981.

Règles de calcul e de conception des charpentes en bois C.B.71, Eyrolles, Parigi, 1981.

M. DE CRISTOFARO, D. FOIS, *Sulle resistenze caratteristiche di conglomerati epossidici e barre di vetroresina per impieghi nel restauro e consolidamento statico di strutture in legno*, in: «Atti e Rassegna Tecnica della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino», Gennaio, 1983.

M. DE CRISTOFARO, D. FOIS, *Un particolare intervento di restauro statico nella «Loggia di Fra Giocondo» a Verona*, in: Atti del I Congresso Nazionale «Consolidamento e Restauro Architettonico», Verona, Ottobre, 1981.

G. DRÖGE, K.H. STÖY, *Grundzüge des neuzeitlichen Holzbaues, Konstruktionselemente*, Berlino, Wilhelm Ernet & Sohn, 1981.

G. GIORDANO, *La moderna tecnica delle costruzioni in legno*, Milano, Hoepli, 1964.

Anna Maria ZORGNO (*)

Le strutture di ferro

Affrontare problemi di intervento su strutture metalliche appartenenti all'edilizia storica italiana significa riferirsi a costruzioni progettate e realizzate nella seconda metà dell'Ottocento. Grazie alla estesa pubblicizzazione dei progressi tecnici manifestati in questo periodo dalla costruzione metallica italiana, documentati attraverso i nuovi mezzi di informazione e di diffusione della cultura, periodici, riviste, repertori, manuali ecc., noi possediamo oggi sicuri riferimenti per poterne riconoscere le caratteristiche tecniche e costruttive sotto l'aspetto della articolazione tipologica, dei prodotti siderurgici e della loro lavorazione, delle concezioni statiche e delle indicazioni normative utilizzate nella pratica progettuale.

La sperimentazione di un'ampia casistica di ti-

pologie strutturali in forma di componenti e di sistemi edilizi consente infatti di verificare forme, tipi e morfologie strutturali ricorrenti, dalle tessiture degli orizzontamenti alle coperture di mercati, stazioni e gallerie, alle organizzazioni strutturali dell'edilizia industriale. L'affermarsi, a partire dagli anni '70, di una industria italiana della carpenteria metallica e, verso gli anni '80, di una industria siderurgica nazionale, permette di avere informazioni precise sul materiale, sulla sua provenienza e produzione, sulle sue caratteristiche meccaniche e tecnologiche, sui metodi di lavorazione e di preparazione degli elementi di carpenteria, sui sistemi e sui procedimenti di unione. Infine, le relazioni tecniche che accompagnano i progetti costituiscono — in generale — importanti testimonianze dei modi con i quali la cultura tecnico-scientifica dell'epoca si riversava nella pratica progettuale, ed offrono precise informazioni sulla interpretazione statica dell'opera, sui risultati di prove sulla struttura, sull'organizzazione dei lavori e delle fasi di montaggio.

(*) Architetto. Socio della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino, Professore associato di Tipologia strutturale nel Dipartimento di Progettazione architettonica del Politecnico di Torino.

La messa a punto di una metodologia tecnica di intervento sulle costruzioni metalliche dell'edilizia storica italiana richiede che tali indicazioni, una volta attualizzate, siano ricomposte a costituire riferimento per una indagine generale sulla sicurezza strutturale di tali costruzioni.

In quest'ottica una rassegna delle tipologie ricorrenti nella costruzione metallica italiana ottocentesca può essere utile per riconoscere da un lato l'articolazione di forme e funzioni strutturali in differenti settori dell'edilizia civile e industriale e la loro evoluzione, e per poter interpretare dall'altro con consapevole aderenza al tema tecnologico particolari costruttivi e caratteristiche meccaniche di collegamenti e connessioni reciproche tra gli elementi strutturali e tra questi e le sottostrutture.

A partire dagli anni '30 è documentata una pratica che avrà sviluppo fino alla metà degli anni '70: l'impiego di elementi strutturali metallici come elementi coadiuvanti tradizionali impianti a struttura muraria, specie per problemi di copertura e di ingombro di sostegni verticali. Di più nota sperimentazione, tanto da riproporsi praticamente fino a fine secolo, è l'abbinamento tra elementi por-

tanti in legno ed elementi metallici, che trova impiego nei sistemi di copertura, ad incavallatura a travi armate con contraffissi e a centina, nelle organizzazioni trave-colonna dei primi sistemi a osatura portante e nelle tessiture degli orizzontamenti.

Dal principio di rinforzare una trave di legno con tiranti di ferro deriva la tipologia della trave armata con contraffissi (fig. 1), mentre nel campo delle coperture la fortunata geometria della capriata ideata da Camille Polonçeau nel 1840 nasce da un problema di eliminazione di spinta: essa infatti sfrutta l'abbinamento di una coppia di travi di legno armate, collegate da un tirante di ferro fissato alle estremità delle saette di ghisa. Nelle prime applicazioni i puntoni sono riuniti al colmo in un cassetto di ghisa e infissi, al piede, nello «scarpone», anch'esso di ghisa, cui si collegano anche i tiranti inclinati. Ai cassettei di ghisa, facilmente soggetti a fessurazioni a motivo delle deformazioni subite dalla capriata durante la sua posa in opera, vengono successivamente sostituite piastre e squadre di ferro (fig. 2).

Già a partire dagli anni '50 l'abbinamento tra

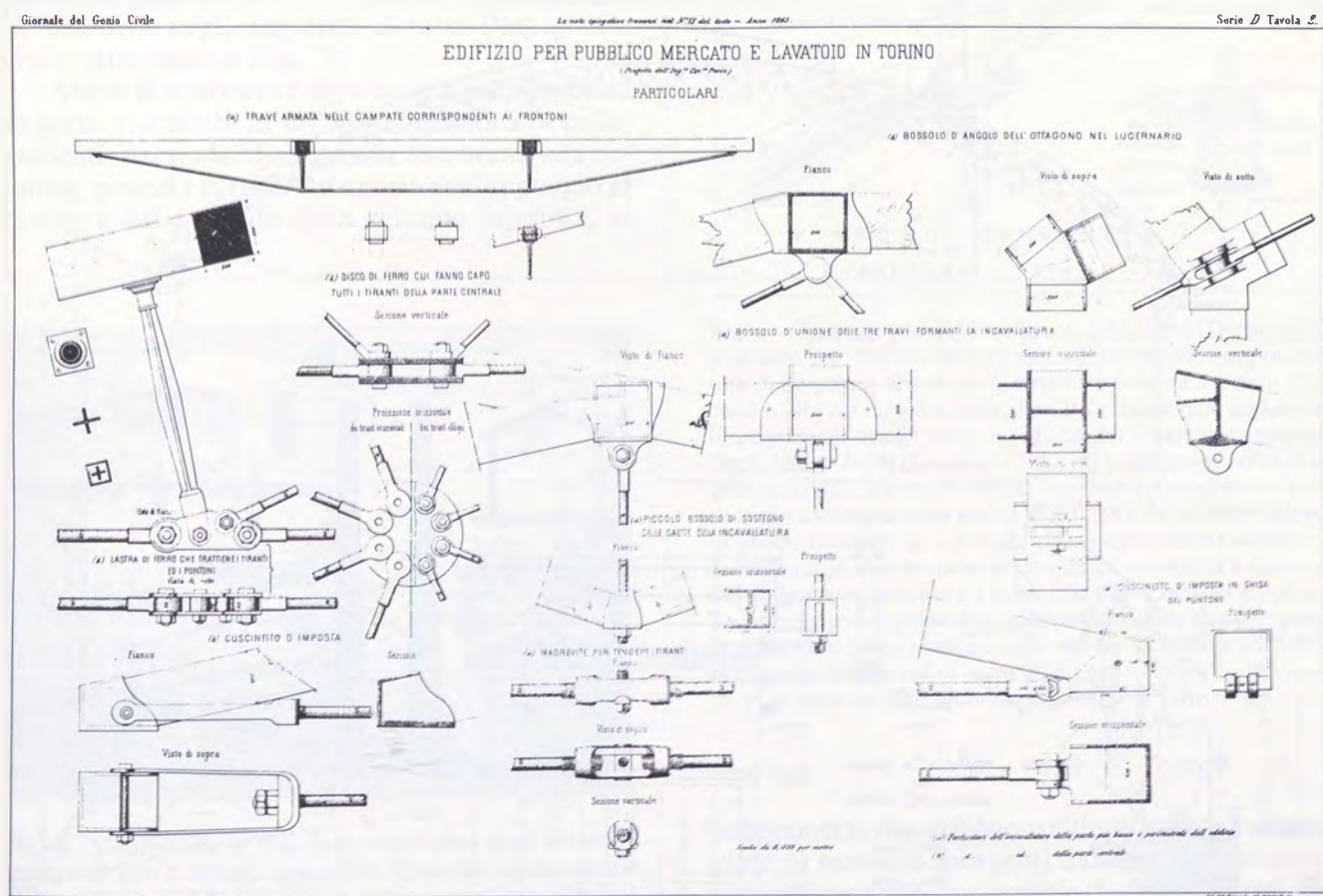


Fig. 1 - Particolari della copertura di legno e ferro del salone ottagonale del pubblico mercato di piazza Bodoni a Torino, realizzato nel 1864 su progetto degli ingegneri Pecco e Velasco. La copertura, su diametro di circa 21 m, utilizzava il principio del sistema Polonçeau integrando il complesso delle travi armate degli spioventi con un sistema di tiranti che si collegavano a un disco centrale di ferro.

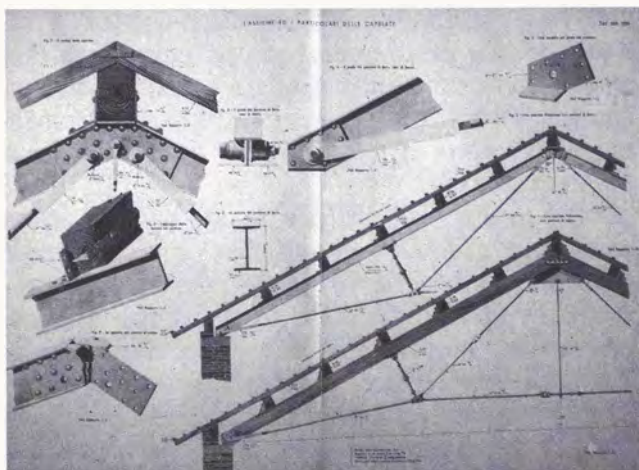


Fig. 2 - Travi Polonçeau in legno e ferro e interamente metallica per portate compressive tra i 12 e i 18 m.

elementi di legno ed elementi metallici in un'unica tipologia strutturale trova un interessante campo di applicazione nelle tettoie ferroviarie, specie

nella tipologia delle centine a spinta eliminata. La centina che fungeva da copertura della zona di sosta dei convogli nella stazione di Alessandria, ad arco di cerchio ribassato di 37,25 m di luce, fu costruita negli anni 1856-57 su progetto e sotto la direzione di Alessandro Mazzucchetti che avrebbe progettato, dieci anni più tardi, le grandi centine metalliche della stazione di Porta Nuova. La soluzione adottata rappresentava in quegli anni un genere di struttura che per la prima volta trovava pratica applicazione in Italia per una tettoia ferroviaria (fig. 3). Un'analoga copertura a centina, seppure di luce un poco ridotta (34,30 m) era stata progettata fin dal 1861 per la tettoia della stazione centrale di Napoli, che fu realizzata dieci anni più tardi su capriate tipo Polonçeau interamente metalliche.

Di particolare interesse appaiono le testimonianze, talune delle quali tuttora leggibili, dei contributi che l'edilizia industriale, sollecitata da problemi di importanza vitale per la produzione — ingombro delle strutture portanti verticali, carichi di servizio onerosi, esigenza di maggiore libertà

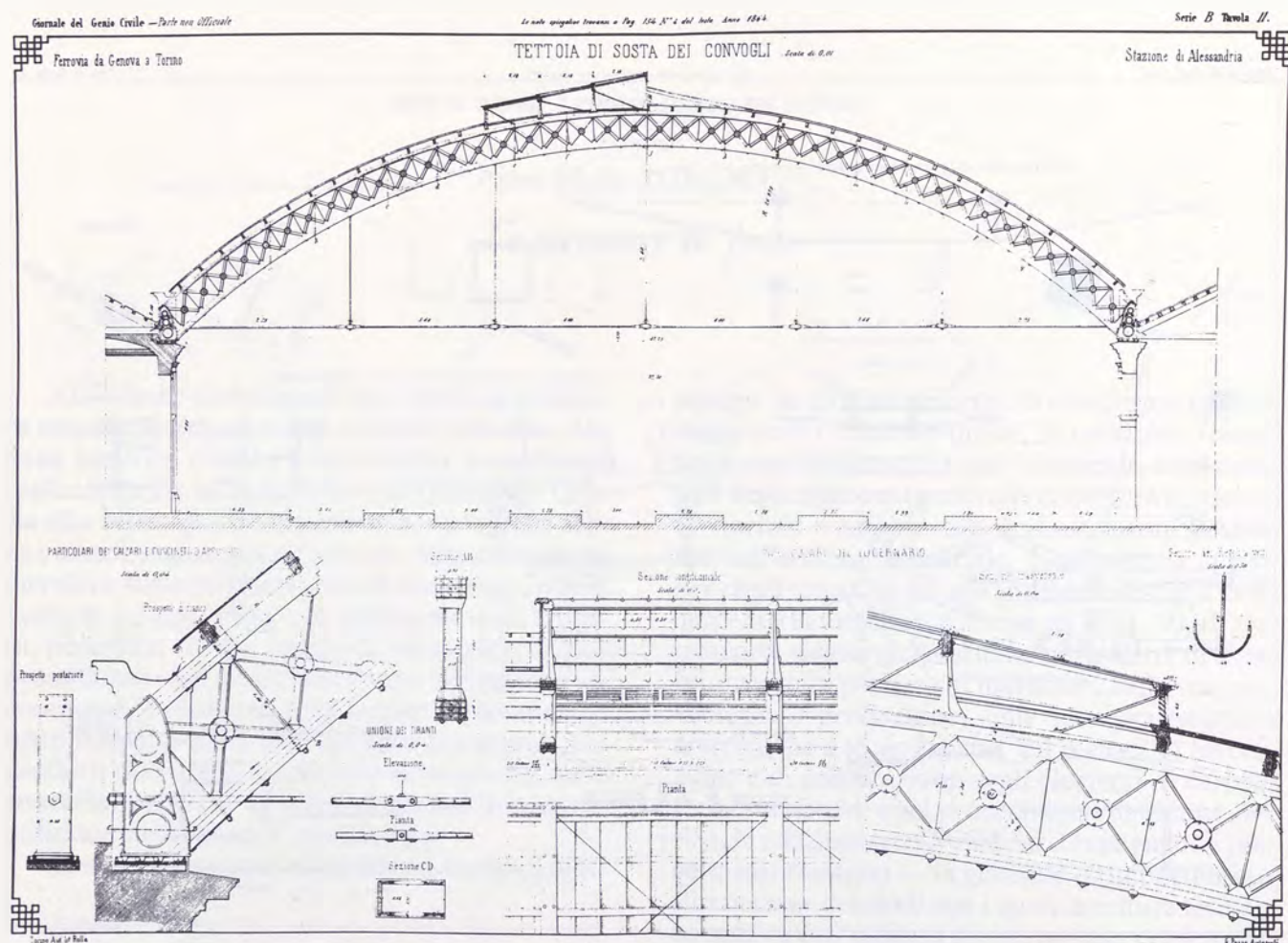


Fig. 3 - Centina di copertura della zona di sosta dei convogli della stazione di Alessandria, composta da due bande circolari formate ciascuna da tre ordini di tavole, con lame di ferro addossate ai fianchi attraverso le chiavarde di unione, e legate da croci di S. Andrea di legno. La spinta era assorbita da un robusto tirante che legava le estremità della centina, formato da sei barre di ferro riunite con staffe metalliche, sostenute da cinque tiranti verticali sospesi all'intradosso.

nella organizzazione dei sistemi di distribuzione della forza motrice — offrì, ancora con il ricorso all'abbinamento tra elementi portanti in legno ed elementi metallici, alla definizione di alcuni temi strutturali specifici, che sarebbero stati successivamente assunti dalla edilizia civile corrente: prime formulazioni di sistemi a scheletro attraverso diverse organizzazioni del nodo trave-colonna, successivo precisarsi delle tessiture degli orizzontamenti. L'abbinamento colonne di ghisa travi di legno, già presente in alcuni ampliamenti e ristrutturazioni risalenti al primo Ottocento di impianti strutturali settecenteschi, si precisa sino a divenire chiaro suggerimento per la successiva definizione dello schema ad ossatura portante in taluni edifici industriali degli anni '70 (figg. 4-5). Poco meno di un secolo prima lo stesso abbinamento colonne di ghisa travi di legno era stato assunto in Inghilterra come punto di partenza per la realizzazione nei fabbricati industriali di strutture incombustibili (fig. 6).

Con l'impiego della trave di ferro profilata a doppio T anche la tessitura dell'orizzontamento a travetti metallici, o a travi e travetti metallici con voltine in mattoni si precisa — con chiaro riferimento alle esperienze dell'edilizia industriale — prima richiamate secondo tipologie che resteranno classiche negli impalcati di tutta l'ingegneria civile ottocentesca (fig. 7).

Anche il nodo trave di ferro laminata-colonna di ghisa si articola in un'ampia casistica di collegamenti: dal nodo che assicura continuità alla colonna, essendo la trave interrotta sull'appoggio al di sopra del capitello della colonna inferiore, ai

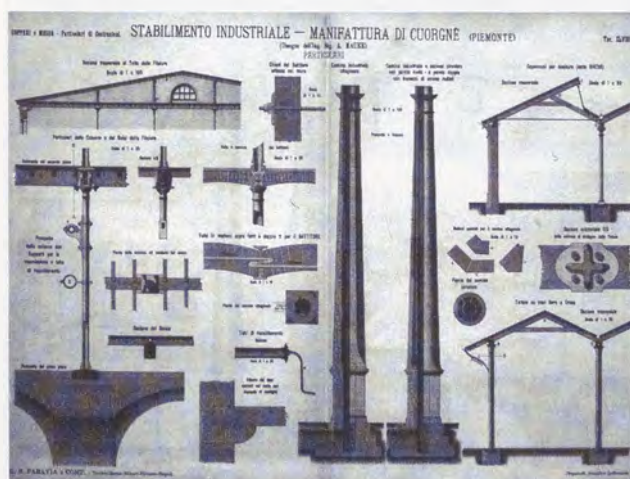


Fig. 4 - Manifattura di Cuornè: Particolari degli elementi strutturali tipo e dettagli costruttivi. Costruita in due tempi successivi, tra il 1872 e il 1875, su progetto dell'ing. Mauke, presenta nel primo corpo realizzato una organizzazione a muri perimetrali portanti, colonne interne di ghisa a sezione circolare cava continue su tutta l'altezza dell'edificio con pesanti travi maestre di legno, alle quali si ancorano i solai di legno con travetti incastri a metà altezza della trave.



Fig. 5 - Manifattura di Cuornè (primo nucleo, 1872): particolare dell'attacco delle travi maestre trasversali di legno alla scatola di ghisa sporgente dal fusto della colonna, fusa assieme al capitello.

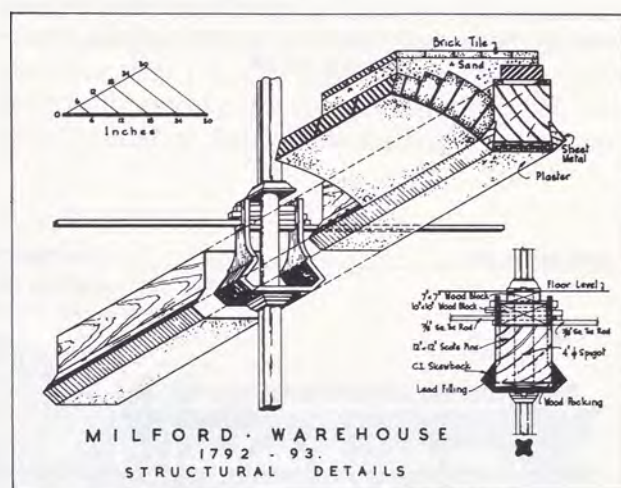


Fig. 6 - Il magazzino di Warehouse, a Milford (Derbyshire), costruito da William Strutt negli anni 1792-93, rappresenta una delle prime soluzioni di struttura interna a prova d'incendio alla cui messa a punto l'edilizia industriale inglese era impegnata in quegli anni, a seguito del disastroso incendio degli Albion Mills (Londra, 1791). Ai tradizionali solai di legno sono qui sostituite voltine laterizie appoggiate su travi di legno sostenute dalle pareti d'ambito e da colonne interne di ghisa; la trave, in corrispondenza della connessione con la colonna, è abbracciata da una scatola di ghisa a rinforzo del nodo trave-colonna e a contrasto dei tiranti delle voltine. Le prime travi di ghisa che troveranno subito dopo impiego in edifici industriali inglesi deriveranno da questa particolare sagoma della trave di legno il suggerimento a conformare la loro sezione secondo il profilo a T invertito.

collegamenti che offrono continuità alle travi, poggiare su mensole sporgenti dal capitello, ai collegamenti realizzati con scatole di ghisa a pareti verticali che si lasciano attraversare dalle travi di ferro. Verso fine Ottocento la morfologia dei solai ferro-laterizi manifesta ulteriori articolazioni: l'impiego di cassettonati di putrelle suggerisce di ri-

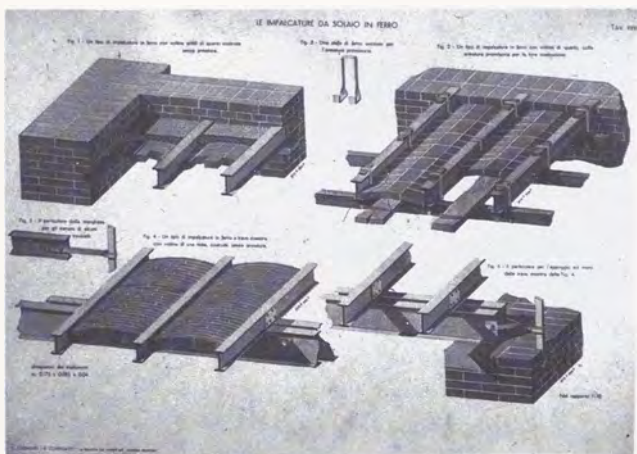


Fig. 7 - Alcuni esempi ricorrenti nell'edilizia civile e industriale ottocentesca di solai ferro-laterizi. Particolare attenzione era offerta all'appoggio esterno dei travetti e della trave maestra, appoggio realizzato mediante una pietra inserita nella muratura e con saldo ancoraggio ad essa tramite paletti metallici. La posa in opera delle voltine veniva effettuata contemporaneamente alle due estremità opposte incominciando dalle murature e procedendo verso la mezzzeria, allo scopo di assoggettare i travetti a spinte e controspinte eguali.

correre per il riempimento dei campi a voltine di mattoni a padiglione, mentre in altre soluzioni si precisa la sostituzione della voltina o della volterana con un getto di malta cementizia su di una rete di armatura a barre a sezione quadra. Parallelamente si ritrovano le prime realizzazioni di solai in c.a. del tipo Hennebique su colonne di ghisa. E, agli inizi del Novecento, è ancora il settore dell'edilizia industriale che propone sperimentazioni anche più complesse: travi principali a sezione composta di ferro e c.a., solette in c.a., travi appoggiate sul perimetro a pilastri di muratura e all'interno su colonne di ghisa.

Un altro settore in cui la costruzione metallica ottocentesca offre in Italia realizzazioni di grande interesse architettonico e spesso di notevole impegno strutturale è quello delle coperture. Basti pensare alle numerose e talora ben conservate pensiline delle nostre stazioni, che erano presentate nei progetti con la suggestiva indicazione di «tende metalliche», alle leggerissime tettoie delle stazioni, come la grande tettoia della stazione di Napoli, realizzata nel 1870 da Cottrau su luce di 34,30 m con schema a capriata Polonçeau (fig. 8); alle coperture degli edifici industriali, talune del-

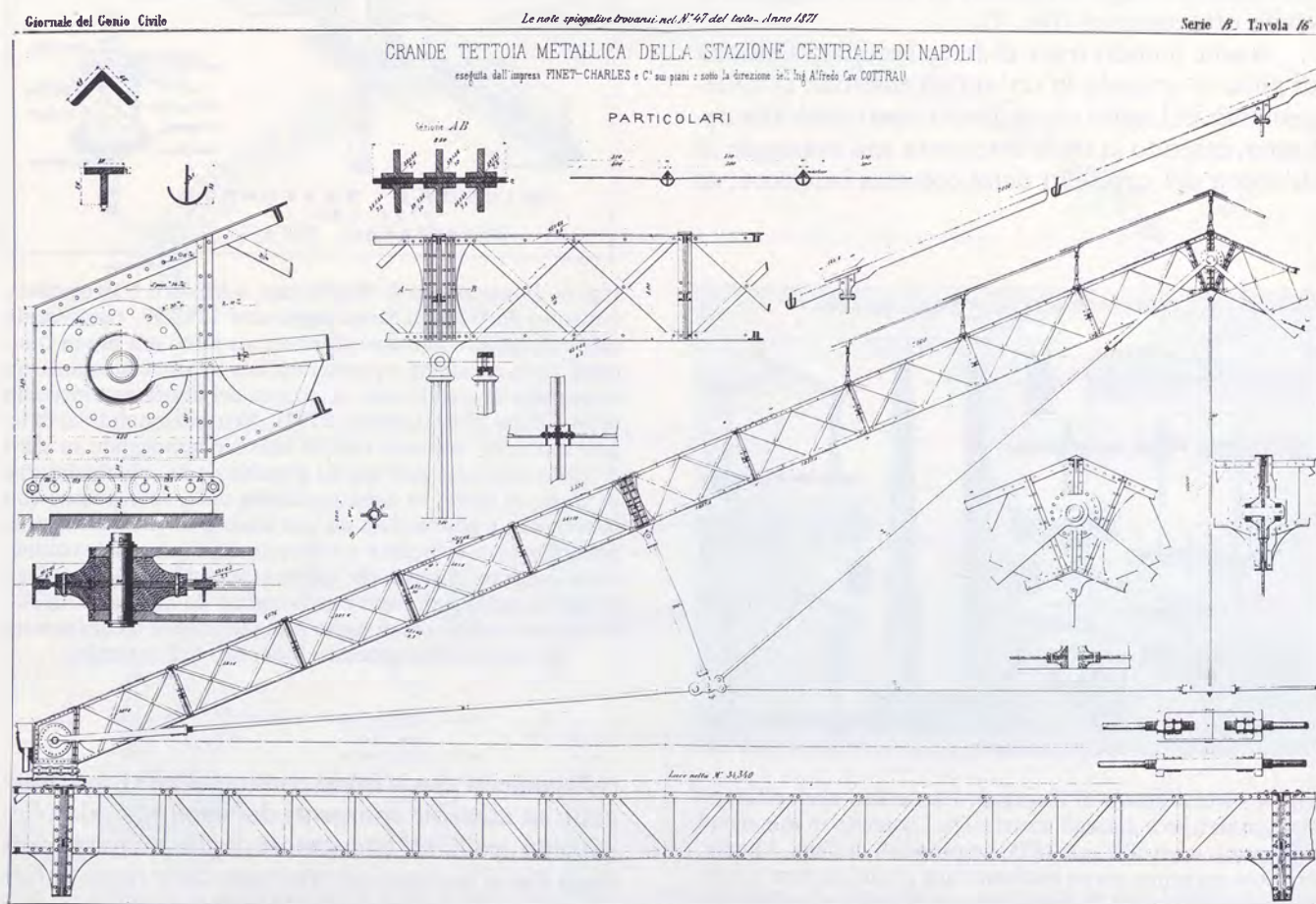


Fig. 8 - La grande tettoia della stazione di Napoli, realizzata nel 1870 dall'Impresa Industriale Italiana di Costruzioni Metalliche, a capriate tipo Polonçeau, di 34,30 m di luce, su progetto dell'ing. Alfredo Cottrau.



Fig. 9 - Il mercato centrale S. Lorenzo a Firenze, progettato nel 1873 da Giuseppe Mengoni.

le quali a shed, alle incavallature di copertura di alcuni padiglioni per esposizione.

Tra le tipologie edilizie di cui si arricchisce la nuova città borghese i fabbricati adibiti a mercato offrono l'occasione per la realizzazione di tet-

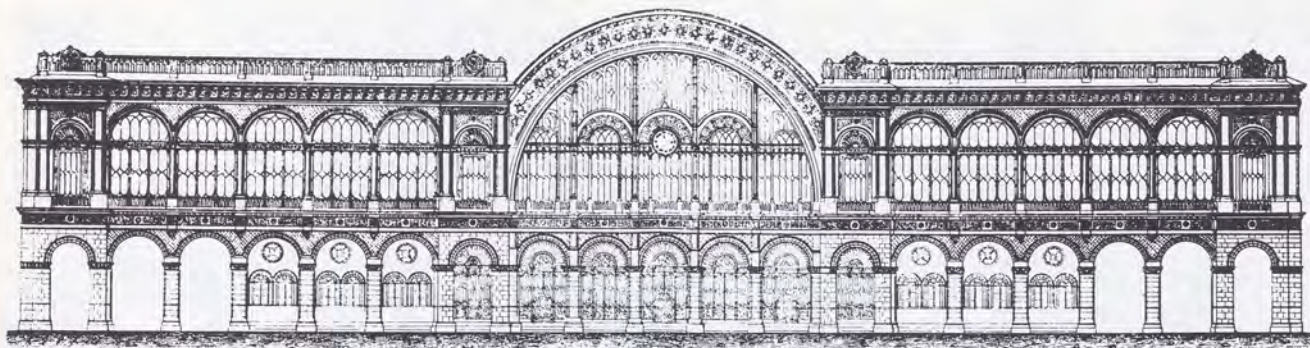
toie a falde secondo modelli facilmente riproducibili, o per la costruzione di veri e propri organismi architettonici; tra questi ultimi il mercato centrale di Firenze, progettato da Giuseppe Mengoni nel 1873, a tre navate, di cui la centrale di 30 m di luce e le laterali di 24 m, coperte con leggere capriate a traliccio.

Nel settore delle coperture a centina un posto di rilievo merita la grande centina della stazione di Porta Nuova, di 48 m di luce, ad arco semicircolare incastrato con robusti zoccoli di ghisa, progettata da A. Mazzucchetti e realizzata nel 1867 (fig. 10). Nei primi decenni del Novecento la tipologia della centina a profilo circolare troverà magistrale applicazione nella copertura della stazione di Milano, con campata centrale di 72 m di luce.

Né si possono dimenticare in questa rassegna le grandi coperture che hanno promosso, nell'ultimo quarto del secolo scorso, la nascita e la diffusione della cosiddetta architettura in ferro e vetro. Dalle grandi sistemazioni di ambienti esterni alle serre (fig. 11), alle coperture in ferro e vetro dei cortili interni delle ville patrizie (fig. 12), alle gallerie cittadine. Queste ultime nel giro di una ven-

STAZIONE CENTRALE DI TORINO

Prospetto principale verso la piazza Carlo Felice.
Scala di 1 su 400



Sezione trasversale sulla linea FF.
Scala di 1 su 400

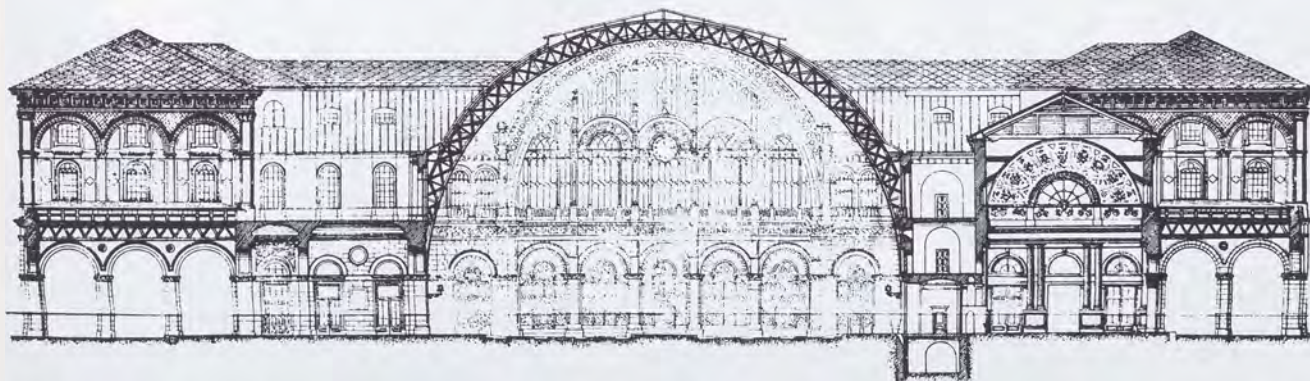


Fig. 10 - La grande centina della stazione di Porta Nuova, su 48 m di luce, nel progetto di Alessandro Mazzucchetti (1867).

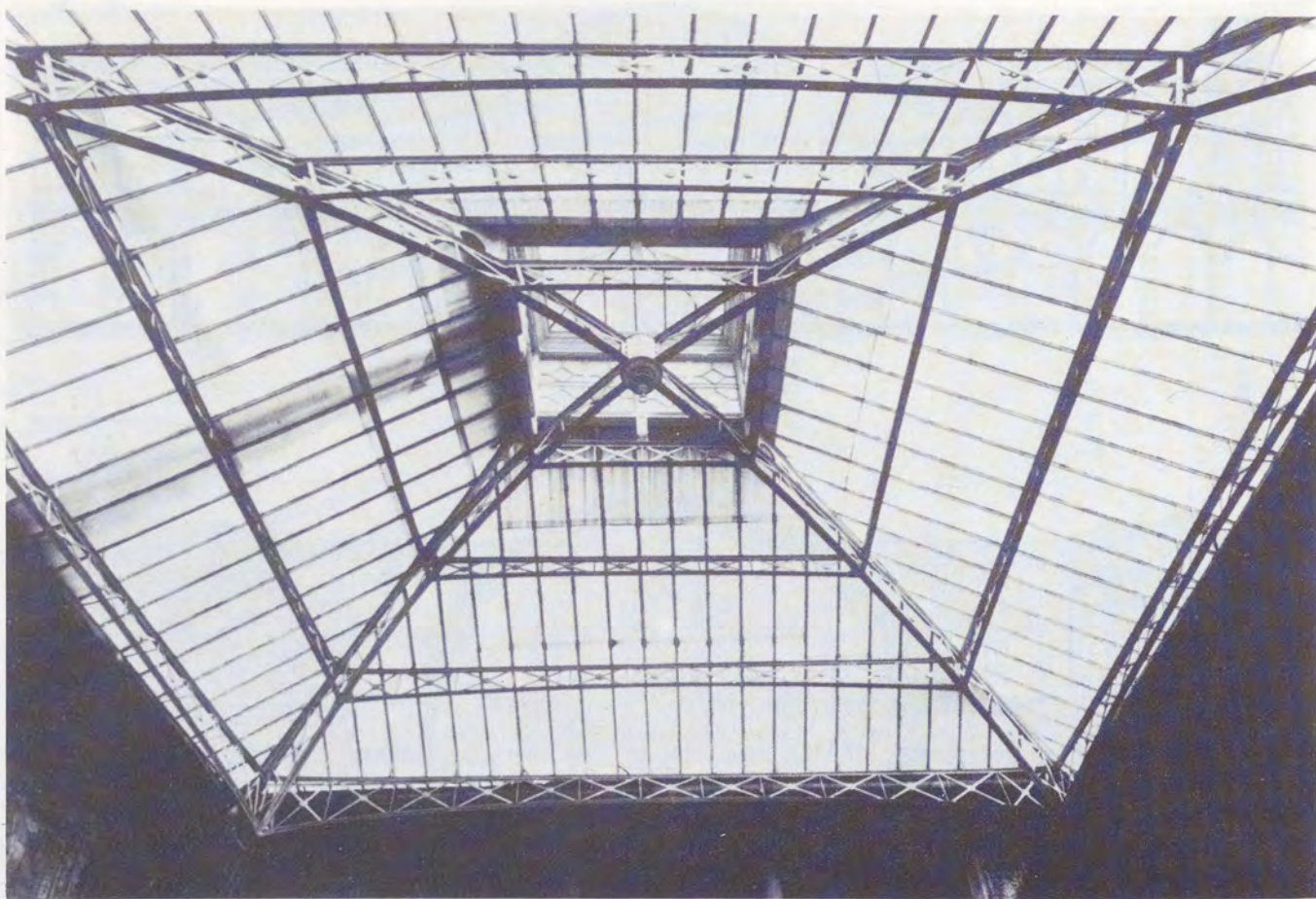


tina d'anni, si modellano sull'esempio della prima, la galleria Vittorio Emanuele II a Milano, progettata da Giuseppe Mengoni e realizzata negli anni 1865-1878, con la sua cupola scandita da 16 costoloni in ferro su 39 m di diametro (fig. 13); a Genova, la galleria Mazzini (1871) che superava tutte le precedenti, non solo italiane, ma anche europee, per estensione, altezza e complessità architettonica (fig. 14); a Napoli la galleria Umberto I (1885) in cui è chiaro il riferimento al modello milanese (fig. 15); a Torino la galleria dell'Industria Subalpina, realizzata nel 1874 su progetto di Pietro Carrera (fig. 16).

Per quanto riguarda i prodotti siderurgici, con cui tali costruzioni furono realizzate, la ghisa e il ferro pudellato laminato a pacchetto, vi è subito da dire che le caratteristiche meccaniche di tali materiali sono strettamente legate alla composizione chimica ed alla tecnologia produttiva caratteristiche della siderurgia dell'epoca.

Fig. 11 - Il «Gran Tepidario» del Giardino d'Orticoltura a Firenze (Giacomo Roster, 1879).

Fig. 12 - La copertura del cortile della Villa reale della Petraia.





Nella ghisa la percentuale complessiva di carbonio, variabile da 2% al 4,5%, è notoriamente responsabile delle scadenti proprietà meccaniche del materiale e della non elevata temperatura di fusione. Le ghise per getti, come ad esempio le ghise grigie, hanno anche un elevato tenore silicio, variabile dall'1% al 3%, che rende il getto fluido e limita gli effetti del ritiro. La presenza di silicio è particolarmente importante per i getti di colonne a forma allungata in spessore ridotto nei quali si cerca di rendere minimi gli effetti negativi del ritiro. Ebbene la circostanza concomitante del lento raffreddamento di getti che solidificano in forme di terra e della presenza di silicio favorisce nella ghisa una azione gratificante che porta alla liberazione di carbonio sotto forma di grafite lamel-

Fig. 13 - La Galleria Vittorio Emanuele II a Milano (1865-78), progettata da Giuseppe Mengoni.

Fig. 14 - La galleria Mazzini a Genova (1871).





Fig. 15 - La cupola della galleria Umberto I a Napoli (1885).

lare. Di qui la caratteristica fragilità del materiale, connessa con l'azione di intaglio delle lamelle e la tipica frattura grigio scura. Il legame sforzi-deformazioni della ghisa non segue la legge di Hooke e, per un dato tipo di ghisa, la resistenza diminuisce all'aumentare dello spessore. Ne deriva che è possibile definire il modulo di elasticità normale solo in via convenzionale, mentre appare sempre più diffuso l'orientamento a ricercare ulteriori relazioni tra spessore, durezza e resistenza. Inoltre l'affidabilità dell'elemento strutturale di ghisa è strettamente legata alla presenza di difetti nel getto: cricche, porosità, soffiature sono difetti legati alla fusione; ma il getto può anche presentare difetti conseguenti a impurità nella lega o difetti geometrici. Le cricche, che nascono a motivo delle tensioni che accompagnano il ritiro, si possono verificare per le differenti velocità di solidificazione cui sono soggette parti di diverso spessore, oppure per il contrasto opposto tra forma e anima. Di solito le rotture che conseguono alla presenza di cricche sono visibili ad occhio nudo, o mediante controlli non distruttivi, come liquidi penetranti, esame magnetico, esame radiografico. L'evoluzione della frattura può essere arrestata eseguendo un foro a ciascuna sua estremità, ma ci si deve al tempo stesso assicurare che

essa non presenti andamento ramificato nello spessore.

Il rimedio che è più di frequente adottato, nel caso di colonne di ghisa, è la cerchiatura, che forza il contatto tra le parti distaccate ripristinando la compattezza del getto. Ma nel getto possono anche essere latenti stati di elevate autotensioni che tendono a diventare critici per effetto dei carichi e le rotture, di solito estese ad ampie porzioni del getto, possono anche verificarsi nel tempo (fig. 17).

I difetti di geometria sono prodotti dalle notevoli pressioni metallostatiche che si verificano durante il getto e che possono deformare la forma o l'anima. Sono questi difetti molto pericolosi per i riflessi che hanno sulle caratteristiche di resistenza delle sezioni; le inflessioni dell'anima, che sono responsabili di notevoli variazioni di spessore nella sezione trasversale, non sono di solito visibili all'esterno. Per rilevare questo difetto può sempre essere utilmente applicato il vecchio sistema della battitura dell'elemento strutturale con un martello; oppure, per accertarsi della costanza dello spessore, si può forare l'elemento in alcuni punti o, ancora, ricorrere all'esame ultrasonico che, tuttavia, dà risultati probanti solo in ghise compatte.

Esprimere un giudizio sulla sicurezza della struttura o dell'elemento strutturale di ghisa con riferimento alla sua resistenza e alla sua stabilità è dunque una operazione molto delicata. I difetti di geometria accertati possono essere messi in conto con la definizione di aree di nocciolo ridotte per le sezioni, mentre i difetti di montaggio e di forma possono essere interpretati attraverso la definizione di una eccentricità fittizia. Nelle verifiche di stabilità — inoltre — il modello di calcolo deve essere ipotizzato affetto da imperfezioni e pertanto il carico critico euleriano va visto come un limite superiore, non raggiungibile, per i carichi ultimi.

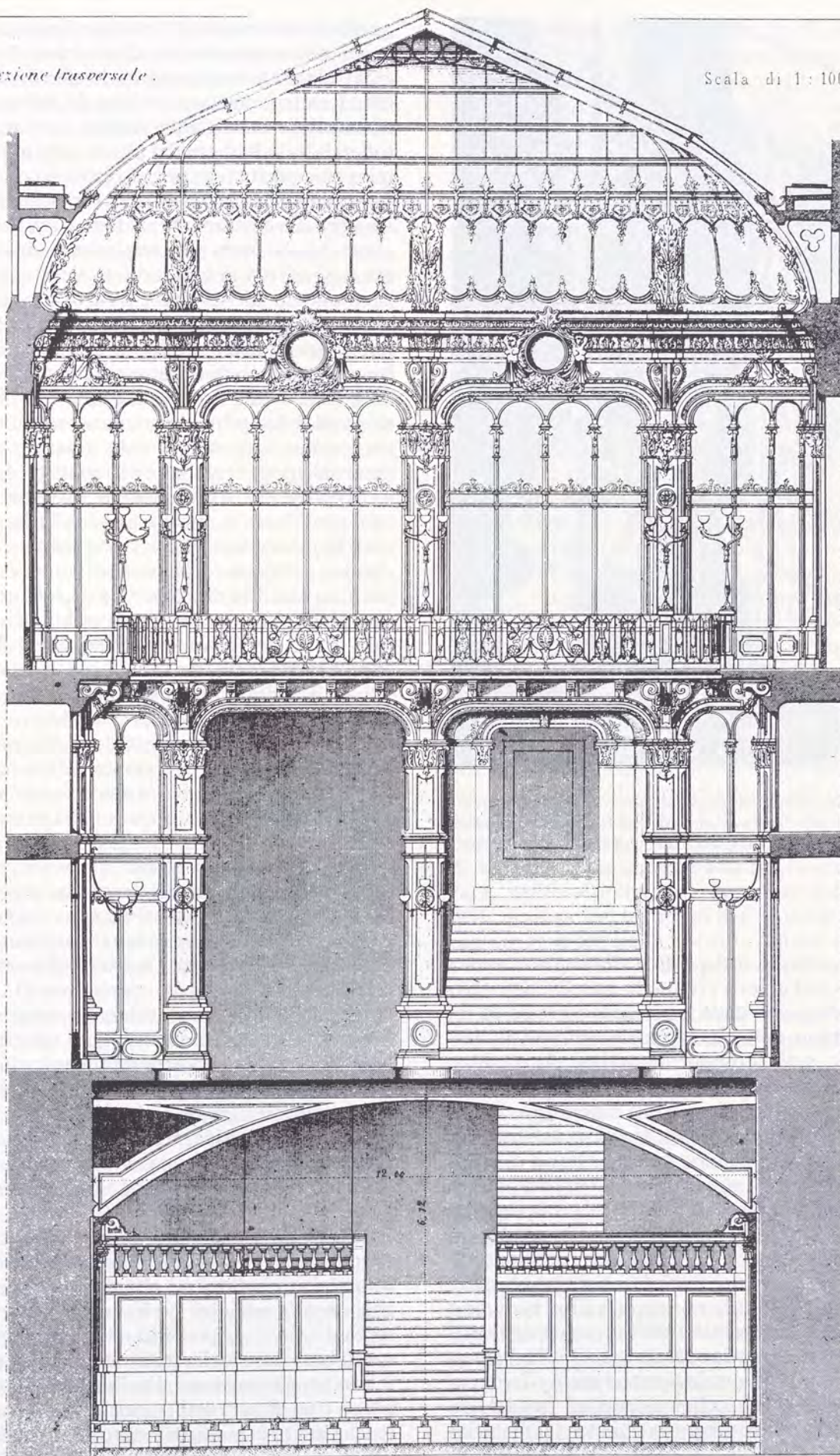
Quanto al ferro pudellato laminato a pacchetto si tratta di un materiale con struttura nettamente disomogenea ed anisotropa, caratterizzata da una elevata presenza di inclusioni non metalliche e da una sistematica stratificazione, che è parallela al piano di laminazione ed allungata nella direzione di laminazione. Dal punto di vista chimico la bassissima percentuale di carbonio e l'elevato tenore di fosforo sono responsabili della scarsa tenacità del materiale, che può d'altra parte essere rilevata dai risultati delle prove di resilienza.

Si tratta quindi di un materiale con caratteristiche mediamente scadenti sia dal punto di vista metallurgico e chimico sia dal punto di vista meccanico. Come si possono allora interpretare que-

Fig. 16 - La galleria dell'Industria Subalpina a Torino (Pietro Carrera, 1874).

Sezione trasversale.

Scala di 1:100



B. Lanson inc.

Provincia di Torino - Palazzo del Comune

Tip. e Lit. Camilla e Bertolero.



Fig. 17 - Particolare dell'ampio distacco di materiale manifestato dal fusto di una colonna di ghisa, prodotto da autotensioni latenti nel getto (Palazzina «La Meridiana» a Firenze, 1874).

ste caratteristiche in rapporto alla sopravvivenza delle opere ed al loro eventuale riuso? Con riferimento al requisito della resistenza, espresso da un valore minimo del rapporto tra la tensione di snervamento e/o di rottura del materiale e la tensione prodotta dalle azioni sulla struttura, si tratta semplicemente di ridefinire i limiti di impiego dell'opera in funzione degli effettivi valori sperimentali della tensione di snervamento. Di più difficile interpretazione è il requisito della tenacità, vale a dire della resistenza all'innesco della propagazione di una rottura fragile, in determinate condizioni di temperatura e di sollecitazione e in presenza di difetti preesistenti nei materiali o derivanti dalla costruzione. Infatti le norme attuali prescrivono valori di resilienza minimi che rappresentano semplicemente una generica garanzia sul livello di qualità dei materiali di produzione odierna, riferiti peraltro alle esigenze delle costruzioni saldate. In realtà la tenacità che si può richiedere al materiale di una costruzione chiodata è assai minore di

quella necessaria per il materiale di una corrispondente costruzione saldata. Questo perché la costruzione chiodata non presenta le alterazioni di origine termica e le autotensioni da ritiro che sono tipiche della costruzione saldata e ciò fa apparire tollerabili, sulla base dei più recenti metodi sulla meccanica della frattura, difetti iniziali molto superiori a quelli sufficienti per innescare la rottura fragile nella costruzione saldata. Inoltre la costruzione chiodata non presenta le discontinuità di forma o gli effetti di intaglio frequenti nelle costruzioni saldate; difficilmente si ritrovano stati di tensione pluriassiali e gli spessori sono in genere limitati, quasi mai superiori a 15 mm. Ma quando in un intervento di restauro si debba ricorrere all'uso della saldatura, ad esempio per intervenire sui gravi danni subiti da numerose membrature per corrosione, il problema della scarsa tenacità del materiale può divenire determinante, tenuto conto delle sue caratteristiche negative: la sua struttura stratificata in relazione alle sollecitazioni normali al piano di stratificazione indotte dalla saldatura, e l'elevato contenuto di impurezze che — pur non essendo dannose in generale nella struttura chiodata — sono incompatibili con la saldatura. In tal caso è necessario eseguire indagini più approfondite, non solo sulla tenacità del materiale, ma anche sulla sua attitudine, nelle previste condizioni di intervento, ad essere saldato. I collegamenti saldati, nonostante molteplici motivi di diffidenza, sono a tutt'oggi molto diffusi negli interventi di sostituzione e rinforzo, perché oggi il ricorso alla chiodatura appare nella pratica molto oneroso.

La ribaditura dei chiodi che avveniva in cantiere con speciali martelli a manico lungo, era una operazione sostanzialmente manuale; oggi, quando parliamo di chiodatura manuale parliamo di chiodatura che esige almeno l'impiego di martelli pneumatici. Ma la figura del chiodatore di un tempo non si trova più, e le macchine a comando idraulico, molto veloci e precise, che si adoperano nelle officine, sono troppo pesanti per il cantiere, anche nei premontaggi a piè d'opera. Va però segnalato, a questo riguardo, che notevoli vantaggi ha dimostrato di assicurare, in recenti interventi di rinforzo in cui non si voleva rinunciare al collegamento chiodato, l'impiego di perforatrici magnetiche.

Molto diffuso, da una quindicina d'anni a questa parte, è il ricorso ai collegamenti ottenuti con l'impiego di bulloni ad alta resistenza che garantiscono una maggior sicurezza, più agevoli operazioni di montaggio ed hanno minori esigenze di specializzazione della mano d'opera; inoltre, per il loro comportamento, i bulloni A.R. costituiscono un tipo di connettore particolarmente versatile, che limita le punte di autotensione in corrispondenza dei fori e riduce gli assestamenti, oltre a con-

sentire una diminuzione degli effetti di fatica in presenza di carichi variabili nel tempo. Ma anche l'impiego di bulloni ad alta resistenza richiede particolari cautele, specie se il collegamento è previsto per ottenere l'unione di una membratura in materiale metallico attuale con un'altra in ferro pudellato. Le superfici a contatto devono essere infatti perfettamente pulite e ciò non è sempre fattibile quando si abbia a che fare con una superficie verniciata o arrugginita; in questi casi è necessario riconoscere un valore ridotto al coefficiente di attrito.

Un altro importante problema che è necessario saper affrontare è il degradamento della struttura per carenza di manutenzione o assenza di protezione. Molte costruzioni o elementi strutturali metallici ottocenteschi appaiono profondamente ossidati e corrosi e denunciano chiaramente una marcata sfogliatura delle lamiere. Questo fenomeno, estremamente dannoso e irrimediabile, è legato alla struttura stratificata del materiale ed è il risultato di un processo di corrosione che, distrutto lo strato protettivo, favorisce il rapido innesco del processo elettrochimico, facilmente alimentato dalle numerose discontinuità chimiche e di superficie presenti nei piani di stratificazione. Se il fenomeno è localizzato è sempre possibile rimediargli agevolmente, ma più sovente esso si presenta diffuso su tutta la costruzione e investe le zone interstiziali dei collegamenti correnti delle aste composte — provocando la festonatura di profilati e lamiere — e dei collegamenti di forza.

Al mancato rinnovo della protezione sono imputabili fenomeni altamente dannosi per la sicurezza della struttura, come la rottura del gambo dei chiodi per attacco della corrosione sotto testa, l'abbattimento del carico critico delle aste compresse per autotensioni e instabilità locali, il bloccaggio dei vincoli di tipo mobile e dei giunti di dilatazione. Quando la struttura si trova in tali condizioni il deterioramento che essa ha subito può essere bloccato, ma non può essere integralmente risarcito. Inoltre la minuta operazione di smontaggio e di raddrizzamento delle festonature delle aste e di sostituzione dei chiodi, il recupero dell'efficienza di cerniere, carrelli e giunti, appare difficilmente praticabile sia sotto l'aspetto tecnico che sotto quello economico.

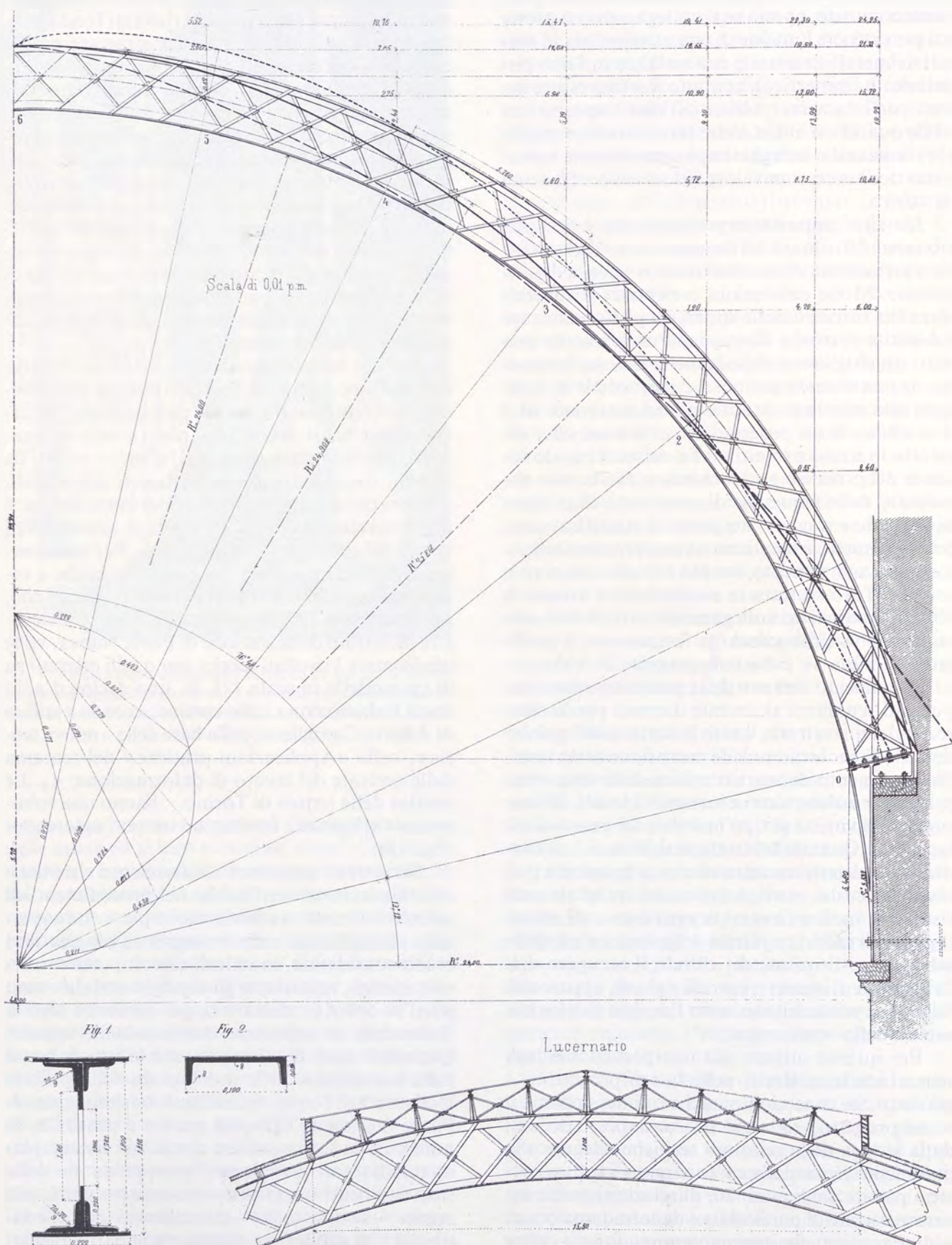
Per quanto attiene alla interpretazione degli schemi statici utilizzati nelle fasi di progetto si è già detto che concezioni statiche e dimensionamento del progetto originario possono spesso dedursi dalla lettura delle relazioni tecniche allegate alla pubblicizzazione della costruzione. Si tratta, specie a partire dagli anni '70, di relazioni molto accurate, ricche di particolari e di considerazioni di ordine pratico, che spesso comprendono — oltre al procedimento di calcolo vero e proprio — una minuziosa descrizione delle fasi e delle operazio-

ni di montaggio e, non di rado, anche una stima complessiva dell'opera, con i dettagli relativi alla voce «strutture metalliche». La cultura ingegneristica ha ormai fatto propri i risultati fondamentali degli studi sulla teoria delle strutture e sulla resistenza dei materiali che, proprio nella seconda metà dell'Ottocento, conferiscono fisionomia matura alla Scienza delle Costruzioni, grazie al continuo stimolo e riferimento sperimentale e progettuale offerto dalla costruzione metallica. I problemi chiave che ha suscitato questo riferimento, quello della trave e dell'arco, quello del ruolo tecnico dei risultati euleriani per le membrature metalliche, sono stati risolti. Restano ancora negli anni '70 in Italia alcune perplessità sul significato di struttura iperstatica e sul modo di affrontare il problema della indeterminazione statica con procedimenti di calcolo semplici.

Ebbene la definizione della sicurezza strutturale dell'opera oggi — con riferimento allo schema statico originario — non può ignorare che archi e travi incastrate, sistemi piani continui, venivano dimensionati in base ai riferimenti offerti da abachi, formule, regole e che questi riferimenti, proprio perché dovevano essere di applicazione il più generale possibile, offrivano di norma ampi valori del coefficiente di sicurezza. Per temi particolarmente impegnativi si ricorreva anche a verifiche su modelli. È il caso del Mazzucchetti che, progettata nel 1861 la centina ad arco semicircolare incastrato della stazione di Porta Nuova, volle confrontare i risultati teorici con quelli ottenuti su di un modello in scala 1/8. E, una decina d'anni dopo l'ultimazione delle centine, ecco la verifica di Alberto Castigliano, sulla base della «nuova teoria», nelle «Applicazioni pratiche» del teorema delle derivate del lavoro di deformazione: «...Le centine della tettoia di Torino... hanno una robustezza sufficiente, fors'anche un po' soverchia» (fig. 18).

Né si deve trascurare il riferimento sistematico, chiaramente verificabile nei procedimenti di calcolo utilizzati, a schemi statici piani. Le coperture esemplificate nella rassegna tipologica non erano considerate, in sede di calcolo, come strutture spaziali, nonostante gli accorgimenti che erano posti in opera praticamente per conferire loro la fisionomia di coperture continue nello spazio. Quando il prof. Boubée progettò la cupola posta sulla intersezione delle due braccia della galleria Umberto I di Napoli fece esclusivo riferimento all'arco meridiano tipo. Ed ancora è possibile, in numerosi casi, riconoscere come, nei sistemi piani collaboranti prevalesse l'interpretazione della struttura come organismo resistente per parti, con scarsa — se non nulla — attenzione ai temi di continuità e di solidarietà mutua tra le parti. Infine, e ciò è riscontrabile soprattutto nelle coperture a incavallatura piana, ma anche in numerosi orga-

STUDIO DI UNA TETTOJA SENZA TIRANTI



nismi ad ossatura portante, i problemi di rigidità e di stabilità alle azioni trasversali erano affrontati con l'utilizzo di sovraccarichi notevolmente limitati; ciò anche per carenza di precise indicazioni normative al riguardo.

Tenuto conto di tali considerazioni si deve osservare che, a favore del progettista che si accinga ad intervenire in sede di rinforzo o di restauro su di una costruzione metallica ottocentesca, anche per eventuale riuso, vi sono almeno due argomenti di sicura affidabilità e garanzia. La verifica della sicurezza di una vecchia costruzione metallica può oggi avvalersi dei procedimenti di un'analisi strutturale molto più affinata di quella adottata ai tempi della costruzione. I modelli di calcolo utilizzabili sono in grado di simulare il comportamento della struttura nella sua reale condizione di vincolo e, eventualmente, nella sua configurazione spaziale; essi sono inoltre in grado di mettere in conto sollecitazioni che di norma erano trascurate nei calcoli originari, come ad esempio le sollecitazioni secondarie che nelle travature reticolari non sono irrilevanti nelle aste dotate di particolare rigidità flessionale. Infine è possibile coinvolgere la costruzione in un unico modello, valutando effetti di interazione fra diverse membrature che in occasione del progetto erano state considerate disaccoppiate (fig. 19).

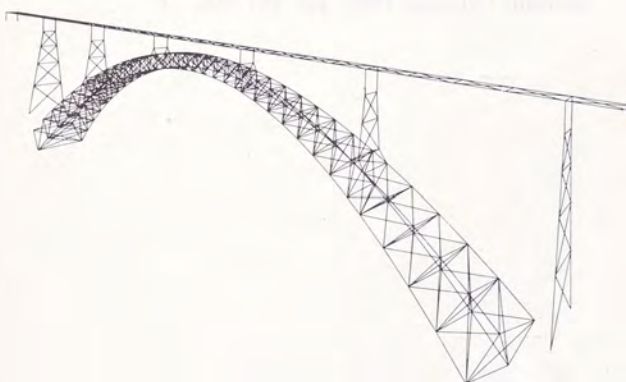


Fig. 19 - Ponte di Paderno (1887-1889). Modello di calcolo utilizzato in una recente verifica delle caratteristiche di resistenza della struttura, grazie al quale è stato possibile valutare l'interazione arco-trave in modo rigoroso, anziché mediante calcoli su una struttura disaccoppiata come era avvenuto in occasione del progetto.

Il secondo argomento è offerto dalla possibilità di avvalersi di una caratteristica intrinseca, molto importante per programmi di restauro finalizzati specificamente al riuso, della costruzione metallica; la possibilità che essa presenta di resistere alle sollecitazioni anche su schemi statici fortemente diversi da quello preventivato per l'esercizio. Tale caratteristica deriva da due proprietà

tipiche delle costruzioni metalliche: la loro leggerezza, alla quale corrisponde un basso rapporto tra i carichi dovuti al peso proprio ed i carichi di esercizio, e l'indifferenza della sezione metallica al segno della sollecitazione, naturalmente nei limiti delle verifiche di stabilità. Da questa circostanza si può trarre grande profitto nelle operazioni di restauro, come già accade peraltro nelle fasi di progettazione e di realizzazione di strutture metalliche. È infatti possibile trasformare schemi statici originari con interventi non molto onerosi idonei ad assicurare ad esempio mutua collaborazione tra elementi portanti pensati originaria-

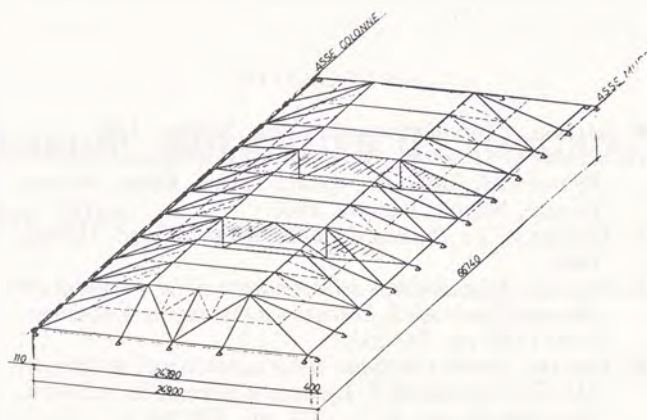


Fig. 20 - Risanamento delle strutture di ferro e ghisa del mercato S. Lorenzo in Firenze (1975-76). Guscio realizzato mediante strutture reticolari di falda mascherate entro le coperture esistenti, inserito a copertura della navata centrale. A questa struttura reticolare, così come a quelle realizzate sulle due navate laterali (che trovano sostegno direttamente sulle murature perimetrali) sono state appese le vecchie strutture metalliche. Il suggerimento ad adottare tale soluzione è stato offerto dalla constatazione che la stabilità dei portali originari di sostegno della copertura era stata garantita nel tempo soprattutto dall'intervento del tavolato sotto tegola di falda, che aveva funzionato come trave tra frontone e frontone.

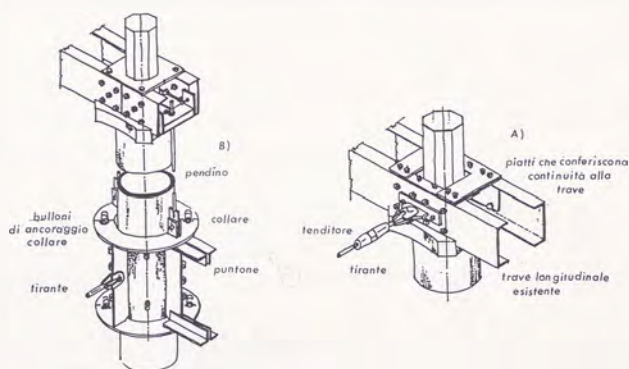


Fig. 21 - Ristrutturazione della struttura di ghisa e ferro della sala principale del mercato centrale di Ravenna (1984). A presidio delle colonne di ghisa, in preoccupanti condizioni di stabilità, sono state poste in opera due strutture di controvento, una a quota capitello A), l'altra ad una quota intermedia B).

mente disaccoppiati ovvero a realizzare vincoli trasversali atti a stabilizzare l'impianto strutturale. Ed ancora è possibile, a volte con mezzi semplici e di facile messa in opera, assicurare rigidezza e stabilità alle azioni orizzontali di interi complessi strutturali o di coperture a falde inclinate o a centina.

Alcuni interventi di rinforzo e restauro, realizzati in Italia negli ultimi dieci anni, testimoniano chiaramente il ricorso a questi procedimenti (figg. 20-21-22).

BIBLIOGRAFIA

- B. SALDINI, *L'Architettura del Ferro*, Milano, 1882.
 G. MUSSO, G. COPPERI, *Particolari di Costruzioni murali e Finimenti di Fabbricati*, 4 voll., Torino, Roma, Milano, Firenze, Napoli, Paravia, 1885.
 C. FORMENTI, *La Pratica del Fabbricare*, Milano, Hoepli, 1893.
 G. ROMARO, *Risanamento della struttura di ferro e ghisa del Mercato Centrale «S. Lorenzo» a Firenze*, in: «Acciaio», n. 9, 1976, pp. 347-353.
 G. ROMARO, *Storia e restauro della copertura di acciaio del Mercato Centrale di S. Lorenzo a Firenze*, in: «Costruzioni Metalliche», n. 5, 1978, pp. 197-202.
 A. ALESSI, A. RAFFAGLI, *Problematiche connesse con il recupero di vecchie strutture in ghisa*, in: *Atti II Congresso Nazionale ASSIRCO: La città difficile*, Ferrara, maggio-giugno, 1984, pp. 233-243.

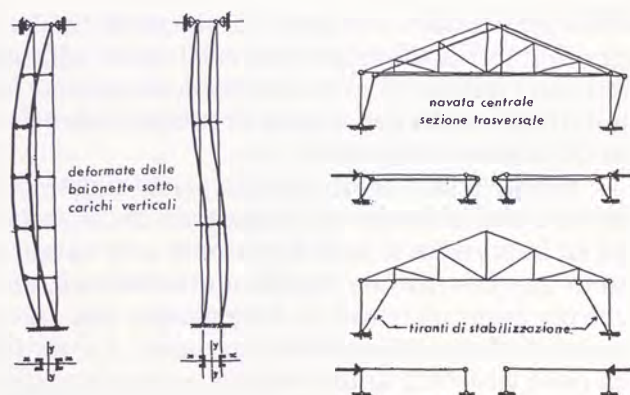


Fig. 22 - Risanamento delle strutture di copertura di ferro della sala lavorazione dell'ex macello di Padova (1984). Al fine di rendere sicuri i modelli statici delle diverse componenti strutturali sono stati eseguiti interventi sulle baionette che reggono il portale di copertura della navata centrale, nelle quali ai piatti chiodati sono stati sostituiti due calastrelli rigidi saldati, e sullo schema statico del telaio di copertura della navata centrale, trasformato da schema labile a schema iso-statico, oltre all'inserimento di strutture di controvento nelle falde delle tre navate.

- V. NASCÈ, A.M. ZORGNO, C. BERTOLINI, V.I. CARBONE, G. PISTONE, R. ROCCATI, *Il Ponte di Paderno: storia e struttura*, in: «Restauro», 73-74, 1984.
 G. ROMARO, *Risanamento delle strutture di copertura della sala lavorazioni dell'ex macello di Padova*, in: *Atti Giornate Italiane della Costruzione in Acciaio*, C.T.A., Montecatini, Ottobre, 1985, pp. 555-566.

8 - Le normative: normativa esistente, normativa da fondare

14 novembre 1985

Normativa: problemi di restauro-riuso

- Parlerò di restauro, per affermarne i caratteri qualitativi e progettuali
- Parlerò di progetto, come riferimento necessario per ogni intervento edilizio sull'antico e sul nuovo
- Parlerò di norma, non come regola salvifica di qualità architettoniche, ma come riferimento necessario, pro-memoria che la società pone a noi per giuste esigenze
- Mi limiterò a considerare casi correnti; non so nulla dei grandi restauri (la zona di Palermo, la cupola di Santa Maria del Fiore): ai casi correnti si riferisce del resto la normativa delle strutture.

Intendo, con questo mio contributo, esprimere quanto so, in base alle mie esperienze, per una migliore impostazione e realizzazione del restauro-riuso.

L'avranno già detto tutti, cosa è il restauro, cosa si intende per riuso: uso il termine riuso soltanto adesso, mentre nel testo che segue userò solo il termine restauro. Vedo infatti soltanto due motivazioni a favore del termine riuso: di ispirare mutamenti d'uso, di fronte a nuove esigenze (anche se di per sé riusare vuole soltanto dire, usare di nuovo: e quindi soprattutto secondo la destinazione d'origine); di introdurre un termine più laico, meno ampolloso.

Il termine restauro è usato spesso come termine qualificante, rispetto a riuso, così come il termine architettura è usato spesso come termine qualificante rispetto a edilizia.

A me va molto bene che sostantivi qualificino le cose e che lo scadimento del prodotto edilizio non sia anche sostenuto nelle terminologie correnti. Non mi va mica bene se si dice: «non si preoccupi tanto, questo è soltanto un edificio, non ha nessuna preoccupazione di connotarsi come architettura»: e parallelamente: «non si preoccupi tanto, questo non è un restauro, si presenta solo come riuso funzionale dell'edificio».

Io non conosco molti protagonisti del restauro a livello nazionale; conoscevo e stimavo Chierici, il fondatore dell'insegnamento del Restauro a Torino, e così conosco e stimo i suoi allievi e seguaci: in Soprintendenza e poi in Facoltà Maria Grazia Cerri, in Soprintendenza Clara Palmas

Devoti; conosco e stimo Andrea Bruno — che cito emblematicamente, per non citare tutti gli altri architetti — che pratica il restauro a Torino: fuori Torino incontro volentieri persone per cui ho grande stima: a Milano Patetta, a Roma Paolo Marconi (per quest'ultimo ho poi un tenero legame di viaggi e sopralluoghi, qua e là, fra liberty e neoliberty e di serate romane, a fine di convegni e tavole rotonde). Ho conosciuto e frequentato alcuni ingegneri progettisti e direttori dei lavori di opere strutturali: da loro, nella pratica comune del progetto, ho sperimentato la vastità e la difficoltà del tema: con Isola ho cercato di seguirne gli ammaestramenti, inserendoli nel progetto e nelle opere in cantiere. Ho conosciuto e frequentato impresari, grandi e piccoli, capimastri che parlavano solo in dialetto, ma che conoscevano il mestiere così bene, da insegnarlo agli altri (me compreso, uditore attento).

Insinuo, un primo dubbio: il restauro trae le sue radici dai restauri, o nasce da incontro fra storia documentata con strutture preesistenti, e rivisitata con ricerche d'archivio e storia tratta dagli scritti, e ripresa in sede critica, con qualche aggancio alla filosofia?

Mi pare necessario tracciare questo percorso per avvertire i giovani che si applicano al restauro (e penso al nostro Maurizio Momo, solo per ricordare uno che lavora spesso a scuola per esercitazioni di Restauro vicine a quelle dei nostri corsi progettuali), che non si tratta di acquisire una «pratica del restauro», o che il restauro è insegnamento e professione a sé, roba da specialisti: anche l'otorinolaringoiatra è soprattutto medico, anche quando opera nel cavo laringeo...

Il restauro è opera di architettura e riguarda la cultura architettonica: è insito nel restauro un processo progettuale che tende ad essere scientificamente impostato, in ogni fase, nelle diverse branche di approfondimenti, ma che tende anche a configurare un assetto finale significativo.

Troppo nota è la formula del restauro scientifico anni '30: gratta via e sostituisce le parti fatiscenti, interviene con materiali sani, e soprattutto rimette in evidenza ad ogni costo l'assetto originario.

Ho citato l'otorinolaringoiatra, per non citare il perito settore: dico soltanto che da accurate analisi tecniche, da raffinati interventi strutturali e di finimento, da indagini sulle preesistenze che vadano all'osso, si ottengono illustri cadaveri: non è questa competenza, quella che vogliamo conseguire.

(*) Architetto. Vice Presidente della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino, Professore Ordinario di Progettazione architettonica nel Dipartimento di Progettazione architettonica del Politecnico di Torino.

Il problema è poi sempre quello: le competenze puntuali, le specializzazioni disciplinari devono entrare nel processo progettuale come competenze al servizio del fine che si vuole raggiungere, perdendo quindi quei caratteri di absolutezza, di autonomia che spesso assumono nello specifico campo della ricerca. Esiti negativi, incongruenze, errori vengono così giustificati: specchio questo per l'architettura di quella «crisi delle scienze europee» che Husserl aveva individuato nell'exasperata separatezza delle competenze, nell'approfondimento avvenuto a spese della finalizzazione, nell'aulica sicurezza che assegna a minimi settori del sapere, grande prestigio scientifico.

Il tema del restauro rientra, a mio avviso, nel più vasto e generale tema della progettazione architettonica: dicendo questo non ho nessun secondo fine (di feudalizzazione di gruppi concorsuali, di preminenza dei compositivi su tutti gli altri). Osservo che un edificio restaurato e un edificio costruito ex novo devono necessariamente trasmettere al rimirante e all'utente una serie di messaggi durevoli nel tempo, e significativi per la cultura. È chiaro che mentre l'edificio antico ha un rapporto intrinseco e diretto con la storia, un edificio di nuova costruzione ha con la storia un rapporto mediato. Ma attenzione: la storia non ha solo consistenza di mattoni e di conci di pietra, di pilastri e di volte: ha consistenza di cultura, espressa da materiali e da tipi, chiaramente o oscuramente.

Questa mia premessa tende a sostenere soltanto che: la legittimazione qualitativa, culturale di un edificio non sta nel rispetto della norma: non sta neanche nell'evasione della norma. Sta invece in caratteri qualitativi di per sé non normabili: questo perché la norma non garantisce sulla qualità dell'architettura. Il riferimento alla norma è diverso, necessario e non però indispensabile, utile però ma non *conditio sine qua non*. Come non esiste edificio perfetto, nella storia dell'architettura (non perché non sia praticamente rilevabile, ma perché non può esistere), non esiste restauro perfetto.

Qui occorre essere chiari sul rapporto progettazione e scienza, ricerca architettonica e ricerca scientifica: è quanto ho cercato di fare nel volume n. 6 del «Progetto Torino», edito da Franco Angeli, ed in un opuscolo che inaugurava nel 1983 la vita del nostro Dipartimento di Progettazione Architettonica. Scopo della nostra ricerca architettonica non è a mio avviso l'individuazione di algoritmi, ma la definizione di realtà complesse e composite, fatta utilizzando separate competenze, convergenti verso il progetto. Sbagliato o giusto può parere l'edificio di nuova costruzione, o quello di recente restauro: ho progettato qualche edificio con Isola, edificio ritenuto allora assolutamente sbagliato, poi emblematicamente

interessante: così van le cose della cultura. Nulla è definitivamente vero.

Così credo sia per il restauro: valgono però attorno alle operazioni di restauro, più che attorno alle consuete operazioni progettuali, specificità singolari: ne individuerai alcune.

- 1) *Il rilievo geometrico delle preesistenze*, rilievo che non ha rapporto diretto con la rappresentazione, nello spazio, dell'edificio in sé, ma con gli interventi di restauro in programma. Tale rilievo propone subito difficoltà normative: occorre che sia caricato sulla tipizzazione degli elementi, rendendoli tutti simili al modello riprodotto in disegno, o che sia caricato sulla diversità degli elementi, quali si riscontrano nella realtà? Per dirla semplice, in un edificio medioevale tutti i pilastri devono tendere a un tipo, o devono essere rappresentati direttamente nelle loro anomalie? Riterrei necessaria nel rilievo, l'individuazione di elementi tipici, da discutere tipo per tipo: colonne, finestre, porte, decidendo poi la via da prendere. Riterrei inoltre utile tendere ad una completa descrizione grafica dell'edificio, fondata sulle norme, sui riferimenti tecnici usati in cantiere, tralasciando quei caratteri esornativi o illustrativi che meglio rappresentano le fotografie (ecco nascere di qui una prima norma: non si dia il via a nessun restauro se prima non si dispone di un rilievo esatto; si creino in ogni modo le condizioni adatte per un rilievo attento, consentendo l'accesso libero a tutti i locali, l'esecuzione di saggi, anche con rottura di intonachi e di parti murarie, imponendo ove occorra l'uso di ponteggi, ecc.).
- 2) *La disponibilità della proprietà e dell'uso*: siano bene chiarite le condizioni in cui si dovrà operare nel corso del restauro, e le disposizioni finali compatibili con situazioni di diritto (ecco nascere una seconda norma: una specie di commissariamento dell'opera nel corso del restauro).
- 3) *La reale consistenza dei materiali* presenti comunque nell'opera, e *la reale conformazione delle tipologie strutturali* principali per sistemi portanti verticali e orizzontali, per coperture, ecc. (ecco nascere il desiderio di veder documentata una serie di analisi chimico-fisiche, l'intero repertorio della tecnologia dei materiali presenti, con approfondimenti, ove possibile, sui luoghi di provenienza, sui processi di trasformazione, sui modi di impiego).
- 4) *Una approfondita conoscenza delle vicende* subite dalla costruzione dalle origini ad oggi, così da capire quali eventi ha sopportato e con quali conseguenze (si può così tracciare uno stato di salute del momento, e accertare le sue condizioni per far fronte a nuovi usi).

5) A questo punto direi a chi si occupa del problema di prendere un po' di fiato, e di meditare: la meditazione in questo caso si chiama *indagine storico documentaria*, di biblioteca e di archivio; si chiama soprattutto *collocazione dell'edificio nella storia* per coglierne peculiarità tipiche, e atipiche. Oggi si può essere fiduciosi negli esiti del lavoro storico: se monumento eccezionale e unicum irripetuto, piaceva alla critica tardoidealistica; se esempio ripetuto da altri, ricorrente e comune, piaceva alla critica tardopositivista. Oggi può essere valutato di per sé, criticamente, con amore pertinente alla sua consistenza, ai suoi significati. Attraverso il filtro del lavoro storico l'edificio può essere indagato nell'incontro fra i mestieri con cui è stato realizzato e le esigenze della committenza che lo hanno costruito ex novo, o riadattato, o rimaneggiato: l'edificio può essere collocato in quell'ambito della cultura dei mestieri che è rappresentata dalle regole dell'arte del costruire, dai trattati, dai manuali. L'argomento è difficile: nel senso che non consente immediate conclusioni: privilegiare gli aspetti costruttivi dell'edificio non vuole dire sottovalutarne le volontà funzionali e culturali che lo hanno portato allo stato attuale. Volontà attive, creatrici talora, portate da una *Kunstwollen* di rilievo da parte del proprietario, dell'utente, o negative talora, connesse a senso d'abbandono, a volontà distruttrici (per ragioni di rendita fondiaria o d'altra), della stessa parte responsabile. In questo campo di lavoro riprendono vita nuova e diversa, attuali schemi di riferimento culturale; in primis le strutture portanti, con le loro specificità riportabili solo talvolta a logiche strutturali a noi comprensibili. C'è, in questi edifici, specie in quelli anteriori a questo secolo, quel tanto che appartiene ad una *ratio* per noi comprensibile, di facile accesso rispetto ai nostri codici di attesa attuali, e quel tanto di irrazionale, che pare irrazionale, perché non riconducibile ai nostri schemi: e questo fino ai limiti della casualità. Qui si pone a mio avviso un tema molto arduo, che sconfina dai problemi strutturali per toccare problemi distributivi: fino a che punto è lecito imporre a posteriori un razionalità moderna — presente anche se non altro come caso di ignoranza — in tutte le nostre impostazioni attuali, rette da quel principio di ragione che è intrinsecamente moderno? Non è poi neanche vero che in epoche passate tutti i nostri progenitori avessero fatto interventi edilizi perfetti, che gli antichi fossero infallibili. Qualche volta non riusciamo a comprendere ciò che hanno fatto ed è difficile dire se abbiano o meno operato correttamente.

Molti edifici escono dai restauri modernizzati

in questo significato profondamente irrispettoso delle reali preesistenze.

Proprio per queste ragioni non vorrei mai che si ponesse mano ad un restauro senza aver indagato la storia della costruzione. Non basta una scheda.

Mi accorgo di avere qui dimostrato una passione singolare verso la presenza di autentiche competenze storiche, nei processi di intervento sulle strutture dell'edilizia storica. Esiste, nella regolamentazione delle opere pubbliche, la figura del collaudatore in corso d'opera: un professionista in grado di seguire le varie fasi costruttive, cogliendo quelle peculiarità che l'opera finita può nascondere o può rendere meno evidenti. Mentre però è raro che un collaudatore in corso d'opera possa far deviare totalmente la direzione lavori dalle impostazioni originarie del progetto, lo storico presente in corso d'opera dovrebbe poter incidere non solo sulla conduzione dei lavori, ma sul progetto stesso.

6) Mi parrebbe utile infine, prima ancora del progetto, indagare sulle vicende che ha subito l'edificio nel tempo: indagare di fronte agli effetti, sulle possibili cause (io tendo a diffidare delle cause endogene; propendo per le cause esogene: l'acqua soprattutto sui tetti, l'acqua proveniente dal terreno, il taglio di una chiave, ecc.).

Una normativa difficile riguarda oggi la scelta dell'impresa: gli antichi modi per l'appalto parevano caduti in disuso, quando altri sono stati introdotti. Ora pare abbiano ragione di nuovo le regole dell'*ancien régime* (e lo dico con molto rispetto per l'organizzazione delle opere pubbliche in quel periodo).

Occorre nell'affidamento dei lavori essere attenti ai caratteri dell'impresa: ad esempio: l'organizzazione produttiva corrente nelle grandi imprese, pare adatta per grandi interventi, specie strutturali, da condurre su grandi opere: non adatta agli interventi di minuta manutenzione, ecc. Tutto il tema *scelta dell'impresa* dovrebbe essere rifondato, proprio a partire dalla estrema difficoltà di affidamento ad impresa capace, di opere di restauro: il fatto che ne abbiano realizzati, anche per enormi importi, non è probante. Un certo snellimento nelle procedure di intervento dello Stato e degli enti pubblici per far fronte a crolli, lesioni, ecc. e per facilitare interventi capillari nel territorio, consisterebbe nel ricorso all'appalto per opere di manutenzione ordinaria e straordinaria, oggi correnti in alcuni grandi enti (Università, Politecnico, ecc.): in base ad un elenco prezzi vasto (come quello edito dalla CCIA di Milano) potrebbero essere appaltate opere a determinarsi nel tempo; appena l'Ente riconosce l'urgenza di interve-

nire, l'impresa è pronta, i prezzi sono noti. Con questo modello di contratto anche le grandi o medie imprese potrebbero assicurare tempestivamente una serie di restauri anche piccoli, anche diffusi sul territorio (ma per evitare eccessivi spostamenti, tali appalti dovrebbero avere ambiti provinciali e non regionali).

È certo che l'edilizia piemontese è complessivamente esposta ai danni del tempo, e complessivamente così degradata da ispirare l'intervento di grosse opere di restauro. L'argomento è delicato: di fronte a recenti opere di grandioso restauro non c'è che da rimanere ammirati (parlo del Castello di Rivoli): ma per opere di minor mole, da condurre su edifici che non siano ridotti praticamente in rovina, mi pare che il discorso cambi.

Tempo fa mi sono trovato a presentare il bel volume di Luciano Tamburini sul Teatro Regio: letto il testo, letti i documenti allegati, ho provato quella grande angoscia che proviamo oggi davanti al presente degrado edilizio. Si capiva benissimo che poche tegole smosse in corrispondenza di una capriata, una goccia, stagione per stagione, penetrata in quei nodi, bastava a produrre seri guai. Quando poi le strutture sottostanti sono in legno e stucco, quando poi le volte sottostanti possono raccogliere tonnellate di acqua nei rinfianchi, mi pare che ci fossero ragioni più che sufficienti per registrare gravissimi danni. Parlo qui di episodi resi noti a tutti da uno studioso attento: non scendo alle cose che so per avere visto o per avere sentito, anche recenti.

Il pettegolezzo è di danno certo alle operazioni di restauro, come quella goccia insistente, che colpiva la capriata del Regio. Il lavoro di restauro da parte dei progettisti, direttori dei lavori, imprese — e soprattutto da parte di organi di tutela — deve essere un lavoro calmo, sereno, fiducioso, fattivo. Fa più male all'edificio la fretta, o la scenata violenta, di quanto non faccia male quella goccia: si tratta di un lavoro che richiede pazienza e presenza: presenza soprattutto. Spesso mi rincresce che esperti di strutture antiche come quelli che abbiamo potuto annoverare in questo seminario, siano divenuti rari. Ma preferisco un giovane alle prime esperienze, intelligentemente presente in cantiere, aperto ad osservare quanto accade e a chiedere subito consigli e collaborazioni, al grande assente. Il restauro è operazione non delegabile: anche quando si ricuce l'ultimo tessuto, è bene che il chirurgo sia lì, presente.

Mi piacerebbe, fossi Mandarinò dell'edilizia storica, emettere una norma che non consentisse di lasciare nemmeno un mese un edificio con un gran buco nel tetto: vorrei intervenire, far intervenire gli organi di tutela direttamente e subito, procedendo con maestranze proprie, anche su edifici altrui. Mi si dice, chi pagherà? Risponderei che si tratta di un grave danno che richiede interventi

urgenti e che non può essere rimandato d'un giorno. Passo spesso, andando e venendo dalle mie parti, davanti ad una cappella: le mancano tutte le coperture, o almeno lastre di pietra sono lì in bilico e attendono di cadere: guardo quell'edificio come l'ignoto che si incontra per strada: non so nulla di lui, eppure denota gran fascino. Quelle mura rotte sono lì a testimoniare un grosso episodio di storia fra Sette e Ottocento. So che quella cappella non sarà più figlia di nessuno e che in molti la vogliono vedere crollare. Ecco, fossi quel Mandarinò, manderei un'impresa a puntellarla, a ricoprirla con un tetto: poi si vedrà.

I Mandarinò dell'imperatore sono anche feroci: non guardano in faccia a nessuno. Turerei subito buchi di copertura in edifici pubblici e privati; in qualche caso, se la facciata ne ha danni, aggiungerei qualche gronda.

Darei così lavoro a agili squadrette di carpentieri e di muratori, e anche un po' a qualche squadra di lattonieri.

Preso dall'ansia virtuosa, vorrei porre coperture di rame a protezioni di timpani e di cornici, di guglie di campanili, di piloni campestri.

Poi mi riposerei: passerei la mano ad altri, più competenti, più esperti. Ma avrei intanto salvato mille edifici, con una normativa che consenta interventi straordinari.

Mi accorgo che in tempi attuali il Mandarinò da me sognato, sarebbe personaggio di cartoni animati: e volerebbe in elicottero. Lo vedo scorrere radente sui tetti sfondati di case, cappelle, castelli e segnalare via radio il punto. Vedo presto cucite da mani abili e competenti tutte quelle lesioni e rivivere quegli edifici vita nuova, salvi per molti anni. Ma sono soltanto sogni, parto di fantasie eccitate.

Capisco che il ben fare non passi oggi attraverso l'iniziativa del Mandarinò. Ma non potendo suggerire nulla di meglio, mi accontento di suggestionare le persone competenti, amanti del bello, responsabili ed operose.

Accenno ancora ad un tema, che non vorrei venisse disinvoltamente inserito in una normativa per il restauro: quello del rispetto dei materiali, delle strutture, delle finiture antiche.

Il motivo non è connesso né alla tendenza all'innovare ad ogni costo, né a conservare ad ogni costo: il motivo è inerente al concetto, sul quale vorrei insistere, di considerare un progetto di restauro soprattutto come progetto di architettura.

Pongo qui una prima regola, che vorrei più diffusa. La conservazione, la più rigorosa possibile, di tutte le preesistenze tecnologiche comunque presenti: di tetti, anche se conservarne alcuni e sostituirne per necessità altri può parere un rappezzo; di intonachi, a costo di trovare muri storti, pareti tutte a buchi rappezzati come si può; e così di pavimenti, ecc. Una parola vorrei riservare ai ser-

ramenti, perché sono i primi ad essere sradicati e sostituiti (lasciano passare due dita d'aria: ebbene noi al Castello del Valentino li abbiamo conservati così, e sono belli e anche funzionali e costituiscono testimonianze rare — vorrei avere il tempo per descriverli —).

Ma gratta e toglie le parti «fatiscenti» — accertate come tali —, occorrerà poi procedere in qualche modo.

Faccio un inciso. Devo progettare una scuola nuova: vengo giudicato architetto di valore sul fatto che io usi serramenti di alluminio, o serramenti di legno? Sono architetto competente, se prevedo solo facciate in paramano, o se uso altri materiali. Io so che voi siete verso le mie opere così intelligenti e così giudici, da non limitarvi a questo tipo di rilievo.

E allora se uso per restaurare una struttura antica un getto di cemento armato, là dove ci vuole, per motivi strutturali e di costo, sono certo che non mi squalificherete solo basandovi su questa mia decisione. Anche qui faccia il progettista ciò che ritiene necessario, senza limiti preconcepiuti (mi permetto di segnalare qui per inciso una osservazione che sottopongo, con un po' di candore, all'osservazione degli esperti del restauro: le costruzioni antiche erano costruite con elementi strutturali discontinui — gran lavoro di Antonelli stava nel tentativo di assemblarle —: ebbene le origini del calcestruzzo armato, come propagate da Hennebique, comportano, con grande successo, l'innovazione di costruire strutture monolitiche: la compatibilità fra queste due diverse concezioni strutturali è da verificare di volta in volta; ma sono sicuro che se gli antichi avessero potuto bloccare in alto un muro sovrastato da un cornicione murario, con un cordolo interno in c.a., lo avrebbero fatto; né oggi vi è soluzione migliore, a quel che so: qui sta il limite al rispetto degli antichi materiali, qui da me posto solo a titolo di esempio). Ricordo anche — quanti ricordi — che cosa mi aveva insegnato Franco Jacazio, il grande strutturista torinese: se devi aprire un vano in un muro, non porre in alto una trave di ferro, o di cemento armato, ma costruisci attorno al vano che progetti un telaio continuo, a cornice, così da ripristinare il più possibile la continuità della parete. All'inverso anche un edificio restaurato con cura estrema e con efferato perfezionismo, può connotare aspetti deleteri: quelli che abbiamo in odio in un edificio progettato e realizzato ex novo. Il processo del restauro non giustifica per sé gli esiti dell'operazione: per questo non sarei nemmeno favorevole ad una normativa che riguardi i procedimenti di progetto e di realizzazione. Occorre essere chiari sugli esiti: anche quando le emergenze dei rilievi fatti in corso d'opera richiedono continui aggiornamenti, e talora radicali mutamenti di rotta. Ogni modifica però deve avvenire

all'interno di un processo progettuale autentico: se no, come osservavo in premessa, ci troviamo di fronte a quei cucinoni bianchi, percorsi da macchie di umidità, ridotti all'osso come testimonianze autentiche dell'antico, quelle che il razionalismo architettonico, esteso al restauro, ricercava allora quale rispecchiamento, per la combinazione di volumi, quasi in assenza di decorazioni, nella sua filosofia museale.

Un intelligente giovane collega — Domenico Bagliani — titola sulla nostra rivista un suo articolo recente, richiamando uno studioso inglese: il restauro deve essere inteso come l'ultima, la più recente «manomissione» di costruzione preesistente. Ogni volta che un edificio è stato restaurato, da cent'anni ad oggi, si è sempre pensato compiere un'operazione definitiva: pare che il restauro arresti la storia dell'edificio nell'attimo in cui i lavori di restauro sono terminati: ma non è così. Dopo pochi anni si ricomincia: questo ricominciare continuo è giustificato spesso dalla presenza di errori compiuti dai nostri predecessori, in precedenti restauri. Leggendo relazioni di restauro di varia provenienza, viene spesso da pensare che di per sé, generazione per generazione, tutti i restauratori siano stati un po' stupidi, o un po' superficiali, o un po' ignoranti: salvo l'ultimo.

Quali sono allora le norme per il buon restauro?

Occorre subito fare un taglio netto fra normativa prescrittiva e indirizzo culturale.

Parliamo della normativa prescrittiva: questa nasce dall'esigenza di creare un primo orientamento, un primo schema di lavoro. Una normativa qualsiasi trae dall'illuminismo la sua stessa esistenza: non che prima non fossero esistite leggi e norme, ma certamente attorno alla metà del Settecento si è così fortemente acuito, in sede filosofica, l'interesse prescrittivo, da autorizzare noi posteri a ricercare in quegli anni riferimenti certi: è difficile che in quell'ansia legislativa qualcosa sia andato dimenticato. Ma da quell'interesse illuministico per dotare di norme certe ogni settore dell'attività umana, hanno avuto origine due diversi orientamenti: il primo che radica fortemente la norma all'esperienza, e cioè — per entrare nel nostro argomento — che tende a normare le regole dell'arte del costruire, patrimonio prezioso della tradizione edilizia europea; il secondo orientamento, tipico di alcune disposizioni del periodo napoleonico, privilegia invece l'idea innovativa, sostituendola spesso alla concreta esperienza. L'apparato delle nuove scienze, più lento a formarsi nell'ambito delle costruzioni, che non nell'ambito fisico matematico, ha dato sostegno al secondo orientamento normativo, e non al primo: così che lentamente la normativa scientifica si è sganciata dalla tradizione delle arti e dei mestieri. Elena Tamaño ha qui citato il caso Soufflot, ripreso da Ron-

delet: ebbene, si è trattato, negli ambiti dell'accademia di Lione, di un estremo tentativo di tenere saldo il legame fra architettura, progetto strutturale, verifica sperimentale. Dopo, in anni seguenti, la separazione fra i diversi ambiti diveniva estrema e, forse, definitiva.

Ora il dissidio fra le specializzazioni scientifiche è riesaminato in sede teorica, in campo epistemologico — come compatibilità e comunicabilità fra ambiti disciplinari diversi —, ed in sede operativa, in campo progettuale — come confluenza di competenze in un'operazione di intervento nel reale —.

La tendenza di una normativa che parta dall'architettura è stata talora quella di orientare a ben fare. Questo intento moralistico, certamente radicato nelle tradizioni dell'architettura contemporanea, è però privo di significati autentici: porta a creare una condizione astratta pre-o-meta-progettuale, non chiaramente definita e descritta, da cui derivano norme, quasi corollari di facile enunciazione ed applicazione.

Il mio richiamo è diverso: ed è quello enunciato in premessa: concorrano nel progetto di restauro le competenze specifiche, con il sostegno di quelle normative scientificamente fondate, utili per specifici apporti e approfondimenti. Il progetto sia il luogo di tali convergenze. Il riferimento del progetto sia quindi alla cultura architettonica, non ad una scienza del restauro, che non esiste. Certo esiste una prassi qualificata del progetto: il progetto comporta costruzione e destinazione d'uso. Spesso una costruzione restaurata non è un edificio perché non ha destinazione chiara: questo è un grave ricorrente sbaglio, che vanifica l'esito di molti restauri.

Carte e statuti, regole di comportamento, giuramenti di fedeltà a canoni di cultura costituiscono veicoli pericolosi per dare autorità agli errori, per fornire scorciatoie al pensiero progettuale: pensiero che non può essere ostentato come verità, ma come opera concreta, proposta all'osservazione critica, al sereno dibattito. Qualità queste spesso latenti negli ambiti della tutela della preesistenza.

Franco LEVI (*)

Credo che i relatori che hanno condiviso con me l'onere di portare a buon fine l'attuale seduta conclusiva del Seminario saranno d'accordo nel ritenere molto impegnativo il tema che ci è stato assegnato. Parlare della normativa in atto non è un grosso problema perché essa è molto carente, per certi aspetti addirittura «inesistente»; invece delineare quella che si dovrebbe creare è molto difficile poiché, come ampiamente dimostrato dalle conferenze svolte nelle precedenti sedute, gli interventi sull'edilizia storica consentiti dalle moderne tecnologie sono così variegati che appare assai arduo inquadrali tutti in una normativa coordinata.

Un accordo preliminare fra noi ci ha consentito comunque di stabilire una suddivisione dei

compiti. Il prof. Gabetti ha parlato dei problemi legati agli aspetti conservativi degli edifici soggetti a salvaguardia. Io, invece, cercherò di tracciare un quadro d'insieme di tutte le prescrizioni e di tutti i controlli che, in varie forme, dovrebbero costituire l'ossatura portante di una normativa atta a costituire la base di una «garanzia di qualità» degli interventi sull'edilizia storica.

CONSIDERAZIONI PRELIMINARI SULLE FORME NORMATIVE E SUI CONTROLLI

La stesura delle normative tecniche è divenuta negli ultimi anni una vera e propria attività specialistica, anch'essa soggetta a regole di comportamento. Si è infatti riconosciuto che, per evitare confusioni, si dovevano necessariamente rispettare alcuni concetti fondamentali: il rispetto della logica formale; l'adeguamento ai condizionamenti temporali. È poi generalmente ammesso che, alle

(*) Ingegnere. Socio della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino, Professore Ordinario di Scienza delle costruzioni nel Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Torino.

varie forme che possono assumere le norme, devono corrispondere diverse metodologie di controllo.

In relazione al legame con la logica formale, gli attuali orientamenti si ricollegano alla nozione di «criteri prestazionali» secondo i quali, nell'ambito delle norme, si devono distinguere chiaramente gli scopi da raggiungere od i mezzi atti a conseguirli. Il primo passo deve quindi consistere nella formulazione delle *esigenze* (Requirements). Si dovrà, ad esempio, prescrivere di mantenere entro limiti prefissati, la probabilità di raggiungimento di talune soglie denominate *stati limite* quali il superamento della capacità portante, il conseguimento di condizioni incompatibili con le normali condizioni di esercizio, ecc. In effetti, nel quadro delle «esigenze», si devono normalmente includere anche delle considerazioni terminologiche (definizioni) e la descrizione dei modelli ingegneristici ritenuti idonei per la risoluzione del problema. Il secondo stadio è costituito dalla individuazione dei criteri prestazionali atti a soddisfare le esigenze. Si definiranno ad esempio, sulla base di una ottimizzazione economica, le probabilità accettabili di raggiungimento degli stati limite ed i metodi di calcolo o le regole di progettazione. Spesso tali criteri vengono inclusi più genericamente in una raccolta di *Regole di applicazione* che costituiscono la parte operativa del Regolamento. La Norma si suddivide così in due parti distinte: Principi e Regole. È questa la forma di presentazione che verrà sistematicamente adottata per gli Eurocodici attualmente in fase avanzata di elaborazione. Con riferimento alle nostre abitudini nazionali, i termini Principi e Regole potrebbero identificarsi rispettivamente con il contenuto dei Decreti Ministeriali e con quello delle Istruzioni che spesso li accompagnano. Ciò mette chiaramente in evidenza l'incidenza anche giuridica della suddivisione adottata.

Per quanto attiene ai condizionamenti temporali, si deve riconoscere che l'attività normativa non può non adeguarsi alla incessante evoluzione delle tecniche costruttive e delle loro basi tecnologiche. Il problema si pone ovviamente in termini affatto diversi nel quadro delle tecniche tradizionali, caratterizzate da lunga esperienza applicativa, ed in quello dei nuovi materiali o metodi costruttivi.

Per le metodologie costruttive classiche, cemento armato normale o precompresso, costruzioni metalliche e, con qualche restrizione, murature, la definizione delle «esigenze» è relativamente agevole in quanto fondata su nozioni ormai consolidate. Si può quindi parlare in questi casi di *Principi* più o meno immutabili e di *Regole di applicazione* abbastanza ben definite, suscettibili tutt'al più di aggiornamenti non troppo ravvicinati destinati a tener conto del progresso teorico.

Una eccezione riguarda tuttavia il campo delle murature, caratterizzato da una esperienza applicativa plurimillenaria, ma anche da una recentissima ed ancora incompleta acquisizione di precise nozioni sul comportamento. Per tale motivo, la muratura assume una posizione intermedia fra le tecniche classiche testé citate e quelle innovative di cui diremo nel seguito.

Molto più complesso il processo normativo nel campo delle nuove tecniche costruttive o nell'applicazione di materiali o tecnologie di avanguardia. In questo settore l'enunciazione dei «principi» può già risultare problematica in quanto non è sempre agevole definire a priori l'ambito esatto di applicazione dei nuovi strumenti operativi. In quanto alle «Regole di applicazione», esse possono definirsi solo passo passo, a mano a mano dell'acquisizione dell'esperienza pratica di utilizzazione. Nell'ambito delle Associazioni internazionali d'ingegneria civile (CEB, CIB, RILEM, FIP, CECM ad esempio), si è quindi giunti a stabilire una specie di gerarchia dei documenti destinati a guidare l'opera del progettista e dell'esecutore. In linea di massima si tende ora a classificare i documenti secondo la seguente scala che segna un passaggio graduale dalla semplice informazione alla regolamentazione vera e propria (ho adottato la terminologia inglese che ha ormai carattere internazionale); *Information reports*; *Progress or synthesis reports*; *State of Art reports or guides for good practice*; *Codes* (normalmente suddivisi in Principi e Regole); *Manuals* (destinati a facilitare l'applicazione dei *Codes* nei casi più complessi).

In teoria, un nuovo strumento di lavoro (materiale, tecnologia, tecnica operativa) dovrebbe passare successivamente attraverso i vari livelli normativi a seconda del grado di esperienza acquisita. Non è affatto da escludere tuttavia che taluni mezzi di opera si arrestino ad un gradino intermedio, sia per l'impossibilità concreta di una stabilizzazione delle relative regole di applicazione, sia per obsolescenza o superamento.

Ciò premesso, nel quadro delle attuali considerazioni metodologiche, occorre ancora abordar il tema fondamentale dei controlli e, volendo esaminare il problema della «garanzia di qualità» in senso lato, si deve distinguere fra controlli sui materiali e controlli del progetto e dell'esecuzione.

Per i materiali, occorre ancora una volta stabilire una distinzione fra materiali tradizionali (muratura, cementi, calcestruzzi, acciaio, legno) e materiali nuovi. Per i primi, la normativa vigente ha da qualche anno imboccato la via del controllo statistico in stabilimento. Purtroppo gli unici Enti in grado di effettuare le verifiche sono i Laboratori Ufficiali che vengono così investiti di una funzione che non è congeniale alla loro vocazione pura-

mente notarile. La procedura è quindi *statistica* solo in apparenza in quanto la numerosità dei prelievi è scarsa e l'affidabilità dei risultati spesso incerta. Inoltre, ed è questo il punto più grave, il sistema non consente di prendere in conto la sola base statistica veramente significativa, e cioè la raccolta dei dati ottenuti quotidianamente dai produttori. Un miglioramento sostanziale si potrebbe avere solo istituendo dei *marchi di qualità* gestiti da un Ente esterno autorevole in grado di verificare la significatività statistica dell'autocontrollo interno. Purtroppo in Italia il problema è lungi dall'essere risolto.

Per i materiali nuovi non è invece possibile puntare direttamente al marchio di qualità in quanto, come già osservato, occorre preliminarmente definire con precisione le funzioni che il materiale può svolgere. Un primo approccio temporaneo (che in taluni casi potrebbe anche assumere carattere permanente) consiste nell'istituzione di «certificati d'idoneità tecnica» nei quali siano elencate le proprietà fisiche o meccaniche garantite e le relative modalità di controllo. Utili indicazioni per il rilascio di tali certificati potranno naturalmente scaturire dai documenti orientativi elencati: *Information* o *progress reports*, *State of Arts* o *Guides*. Purtroppo, anche in questo settore, la situazione italiana è molto carente in quanto l'Icite, organismo del C N R incaricato del rilascio dei riconoscimenti d'idoneità, è in grado di coprire solo una minima parte delle esigenze di mercato.

Per quanto attiene al controllo del progetto e dell'esecuzione, il problema è ancora più complesso. In Italia, se si esclude il caso particolarissimo dei reattori nucleari, non esiste una organizzazione sistematica della garanzia di qualità estesa a tutte le fasi dell'attività costruttiva. In particolare, malgrado vari tentativi effettuati dall'ANCE, dalle Compagnie di Assicurazione e da Enti di controllo privati non si è mai riusciti a creare un sistema di verifiche legato all'assicurazione decennale quale esiste in altri Paesi, fra cui la Francia. Così pure non esiste nulla di confrontabile alla Bau Polizei Svizzera o Tedesca. In questo campo si può quindi contare solo sulla serietà e sulla competenza professionale del progettista e del direttore lavori, i quali, ancora una volta, potrebbero trovare utilissimi supporti nelle varie categorie di documenti normativi e nei certificati d'idoneità di cui abbiamo parlato in precedenza.

NORMATIVE E MODALITÀ DI CONTROLLO APPLICABILI ALLE VARIE FASI DEGLI INTERVENTI

Per rispondere al quesito implicito nel titolo della nostra seduta, è allora logico domandarsi come le considerazioni svolte al punto precedente

possano applicarsi alle varie fasi degli interventi sulle strutture dell'edilizia storica: Diagnosi, riprogettazione, esecuzione, collaudo, sorveglianza.

Diagnosi

Questa operazione fondamentale comporta due aspetti distinti: gli accertamenti sui materiali, l'analisi delle condizioni statiche. Per il primo punto il tecnico incaricato può generalmente appoggiarsi sulla normativa classica. In effetti, come risulta dal rapporto del professor Di Pasquale, la documentazione relativa al materiale più importante nel campo in cui ci stiamo occupando e cioè la muratura, comporta ancora grosse lacune. Ma è lecito sperare che queste vengano colmate in un prossimo futuro. Utili indicazioni in tal senso sono già reperibili nelle recenti Circolari sulla riparazione degli edifici murari danneggiati dal sisma cui ha fatto ampio riferimento il professor Mancini. Ulteriori dati scaturiscono dai rapporti presentati dai professori Binda Maier e Fois. Per quanto riguarda il ferro ed il legno, si dovranno interpretare le norme applicabili ai materiali attualmente in produzione per adattare ai materiali di antica fattura. Utili suggerimenti in merito sono stati formulati dalle professoresse De Cristofaro e Zorgno. Sarebbe peraltro auspicabile che le considerazioni riguardanti la formulazione di un giudizio sui materiali storici facessero oggetto di Rapporti informativi e Stati dell'Arte. Tali documenti dovrebbero in particolare aiutare gli operatori interessati a programmare l'impiego delle tecniche di controllo più adeguate (carotaggi, prelievi, metodi non distruttivi, ecc.) e ad interpretarne i risultati.

La seconda operazione, quella relativa all'analisi delle condizioni statiche, rientra nel quadro dell'attività specifica del progettista la quale, come si è visto, non è attualmente sottoposta in Italia ad alcun controllo esterno. In questo settore si potranno quindi tutt'al più formulare raccomandazioni di carattere metodologico relative alla necessità di un esame globale delle condizioni di fabbricato, alla ricerca di eventuali difetti mascherati (tamponature di antiche aperture), alla presa in conto dell'interazione con la fondazione. Segnaliamo che, per la ricerca dei difetti occulti, appare molto proficuo l'impiego della termovisione la cui applicazione ed interpretazione dovrebbe fare oggetto di Raccomandazioni specifiche.

Notiamo infine che la definizione delle azioni da prendere in conto nelle verifiche dovrà naturalmente basarsi sulle Norme generali sui carichi e sovraccarichi. Non è tuttavia escluso che, in taluni casi, si debbano contemplare azioni di tipo particolare: ad esempio redistribuzione delle sol-

lecitazioni per effetti reologici fra materiali originali e aggiunti.

Riprogettazione

È il campo tipico nel quale intervengono prevalentemente la capacità e l'esperienza professionale del progettista e nel quale quindi non si può, per ora, concepire né una normativa, né una procedura di controllo. Se tuttavia si tiene conto che, nella maggior parte dei casi, gli interventi previsti comportano l'uso di tecniche o materiali nuovi, iniezioni con cementi senza ritiro o con resine, placcaggi in calcestruzzo o in acciaio incollato, posa di tiranti pretesi o di ancoraggi, ecc. si ritrova anche in questo campo la necessità di disporre di rapporti di sintesi o di guide che definiscano le modalità d'impiego, illustrino le precauzioni di prendere e diano suggerimenti per il controllo.

Segnaliamo in proposito che il Comitato Europeo del Cemento Armato ha recentemente creato un gruppo di lavoro precisamente intitolato *Re-design* il quale si propone di formulare esigenze e criteri per la realizzazione razionale delle operazioni di riprogettazione. In particolare il documento in preparazione insisterà molto sulla valutazione dei margini di sicurezza prima e dopo gli interventi, sullo studio delle ridistribuzioni degli sforzi fra struttura esistente ed elementi di rinforzo, sulla durabilità, ecc. Ovviamente il documento tratterà solo il caso delle costruzioni cementizie che non rientrano nel quadro degli *edifici storici*. È tuttavia probabile che la metodologia prospettata possa utilmente estendersi anche ad altre tecnologie.

Esecuzione

Come si è visto, non è praticamente possibile nell'immediato affidare ad altri che al Direttore lavori e al collaudatore il controllo delle operazioni in sito. La formulazione delle modalità esecutive e delle procedure di controllo dovrebbe tuttavia fondarsi su documenti normativi, sia di carattere classico per i materiali tradizionali, sia di natura specifica per le tecnologie avanzate.

Collaudo e sorveglianza

Per i collaudi la situazione non differisce molto da quella relativa all'esecuzione. Vale tuttavia la pena di sottolineare l'opportunità di ricorrere il più spesso possibile al collaudo in corso d'opera onde poter effettuare durante i lavori i controlli degli interventi sia tradizionali che di tipo particolare. Notevole interesse potrebbe inoltre assu-

mere la codificazione nelle forme opportune dei controlli d'interventi speciali (ad esempio: impiego di tecniche non distruttive ultrasoniche o ad impulso per il controllo delle murature iniettate).

Per quanto riguarda infine la sorveglianza del comportamento in esercizio, è doveroso sottolineare che essa costituisce una via obbligata per garantire la durabilità degli interventi. Purtroppo, nel nostro Paese, non esistono strumenti giuridici che ne consentano l'attivazione. Ne deriva una completa carenza d'iniziative, anche per l'impossibilità di conseguire i finanziamenti necessari e di ottenere la disponibilità degli edifici.

CONCLUSIONI

Riteniamo che i punti salienti messi in evidenza dalla nostra disamina possano compendiarsi come segue:

- a) La normativa tecnica vigente copre solo i campi tradizionali: azioni sulle costruzioni; proprietà dei materiali tradizionali. Fra quest'ultimi tuttavia la situazione in tema di murature è ancora carente e richiederebbe aggiornamenti sostanziali.
- b) Per coprire tutti i problemi legati alla diagnosi, alla riprogettazione, all'esecuzione degli interventi, al collaudo e alla manutenzione si dovranno sviluppare iniziative a vari livelli per la formulazione di note informative o guide tecniche. Un notevole supporto in tal senso potrà essere fornito dalle Associazioni Internazionali.
- c) Appare indispensabile l'istituzione in Italia di un sistema di marchi di qualità (per i materiali di più largo impiego) nonché l'ampliamento dell'istituto del «Certificato d'Idoneità».
- d) La garanzia di qualità in senso lato potrà ottenersi solo con la creazione di un sistema generalizzato di controlli di tipo assicurativo per i quali in Italia mancano per ora le premesse.
- e) Sarebbe infine necessario aggiornare la legislazione per consentire la sorveglianza e la manutenzione tempestiva delle opere. È tuttavia ovvio che tale ultima esigenza riguarda sia gli interventi sugli edifici storici che il campo delle nuove costruzioni.
- f) Segnaliamo infine che le considerazioni relative agli aspetti statici degli interventi strutturali alle quali si riferiscono le note precedenti potrebbero applicarsi anche ad altri aspetti del comportamento funzionale degli edifici quali ad esempio: condizionamento ambientale, resistenza al fuoco, conservazione delle opere di finitura.

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 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.

Direttore responsabile: **GIAN FEDERICO MICHELETTI**

Autorizzazione Tribunale di Torino, n. 41 del 19 Giugno 1948

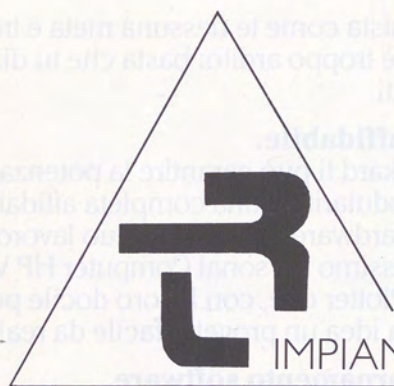
Spedizione in abbonamento postale GR III/70 - Mensile

STAMPERIA ARTISTICA NAZIONALE - CORSO SIRACUSA, 37 - TORINO

Vittorio Ballarè

Arredatore - Tappezziere

Via F. Paolini, 9 - 10138 Torino - Tel. (011) 441.114



IMPIANTI ELETTRICI CIVILI E INDUSTRIALI

di Rossano Tellone

Manutenzioni varie

Elettricista autorizzato IRPAIES

Via Pian del Re, 10 - 10036 Settimo Torinese - Tel. (011) 800.34.89

HP: High Proje

Hewlett-Packard ti dà l'ok anche sui progetti impossibili. Soluzioni HP hardware e software: il simbolo dell'avanguardia nella progettazione computerizzata.

DORLAND ITALIANA



Per un professionista come te nessuna meta è impossibile, nessun progetto è troppo ardito: basta che tu disponga degli strumenti adatti.

Hardware molto affidabile.

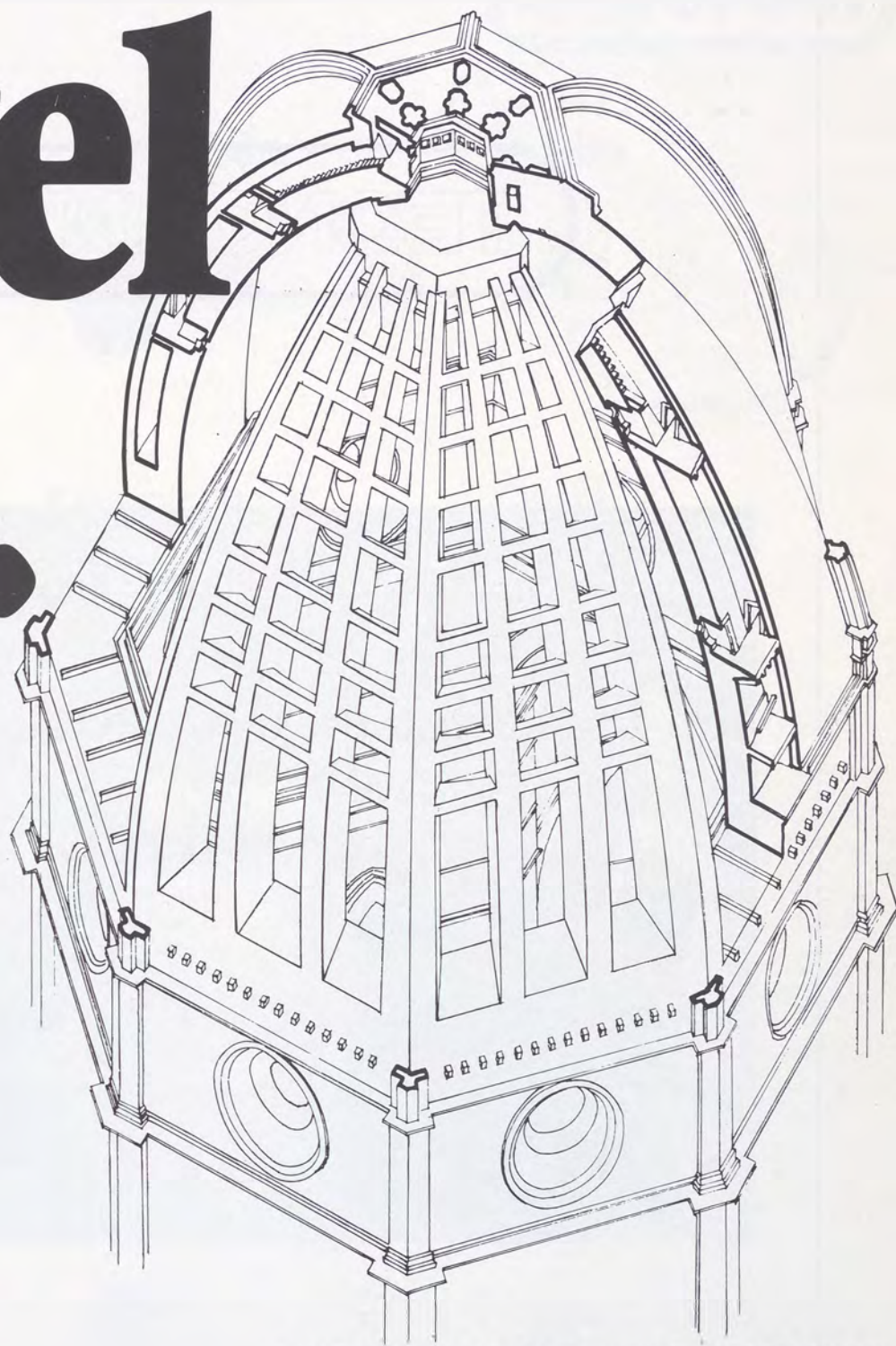
Solo Hewlett-Packard ti può garantire la potenza, la compatibilità, la modularità e una completa affidabilità su tutti i componenti hardware necessari al tuo lavoro. Come ad esempio il nuovissimo Personal Computer HP Vectra, le stampanti laser e i Plotter che, con la loro docile potenza, renderanno ogni tua idea un progetto facile da realizzare.

Un continuo aggiornamento software.

Hewlett-Packard è anche una vasta gamma di software d'avanguardia. Per esempio oggi è disponibile il nuovissimo esclusivo HP-GBG® Personal Draft Maker: il disegno tecnico computerizzato alla portata di ogni studio di progettazione. Disegni meccanici di schemi, di strutture civili e anche layout di impianti industriali, con HP-GBG® Personal Draft Maker diverranno un processo puramente creativo. Oltre ad HP-GBG® Personal Draft Maker potrai trovare molti altri validissimi software compatibili con HP Vectra. Come ad esempio ASYST: uno strumento indispensabile per la progettazione, perché ti dà il massimo del calcolo, delle statistiche e dell'acquisizione dati.



level cts.



HP è sempre avanguardia.

Solo Hewlett-Packard può darti tanto. Da sempre saldamente all'avanguardia della tecnologia elettronica mondiale e nell'organizzazione di vendita e assistenza oggi HP in più ti offre convenienti soluzioni in leasing che renderanno ancora più facile usare un HP Vectra.

HP informatica a "misura d'uomo".

Vieni a conoscere e a provare HP Vectra dai Rivenditori Autorizzati Hewlett-Packard, che troverai sulle Pagine Gialle alla voce Personal Computer. Oppure compila l'accluso coupon e riceverai, senza impegno, la documentazione completa.

Hewlett-Packard Italiana SpA - Via G. Di Vittorio 9
20063 Cernusco sul Naviglio - Milano - Tel 02/923691

GBC® Personal Draft Maker è un marchio registrato della CAD LAB di Bologna.

Hewlett-Packard Italiana - Marketing Communication - C.P. 10190 -
20100 Milano. Desidero ricevere ulteriori informazioni sul Personal
Computer HP Vectra e le soluzioni di progettazione.

Nome e Cognome _____

Società _____

Indirizzo _____

SIAT/PROJ

HP-soluzioni produttive



HEWLETT PACKARD

TECNOLINEA



ORIGLIA

ORIGLIA S.p.A. Divisione Tecnolinea, 12038 Savigliano (CN) Italy Via Liguria 38
Tel. (0172) 21565 (5 linee r.a.) Telex 210405 ORILIA

Poignées:
Laiton
Aluminium anodisé
Résine
Modèles déposés

OLIVARI®

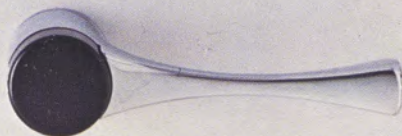
Biscotto

design Ambrogio Rossari-Roberto Farina
OT



Paracolpi Alfa

design Joe Colombo
OT



Martina

design Franco Stefanoni
Maniglia selezionata per il premio "Compasso d'Oro"
OT



Carignano

design Giorgio Rosental
OT



Paracolpi Beta

design Joe Colombo
OT



Chiara

design Studio Olivari
OT - RI



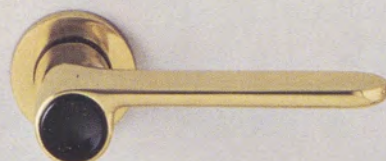
Torino

design Fabrizio Bianchetti
OT



Tokio

design Andries Van Onck-Hiroko Takeda
Maniglia selezionata per il premio "Compasso d'Oro"
OT



Tizianella

fig. F
design Sergio Asti
OT - AL



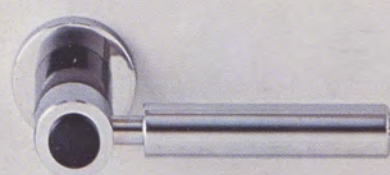
Milano 2

design Studio Olivari
OT



Verbanò

design Fabrizio Bianchetti
OT



Raffaella

design Studio Olivari
OT



Olivari commence son activité en 1911, avec la production de poignées en laiton, bronze et maillechort.

La Maison se développe au cours des années avec l'évolution des technologies et en s'engageant pour une utilisation optimale des nouveaux matériaux. Aujourd'hui Olivari compte plus de 600 points de vente en Italie et la Maison distribue ses produits même à l'étranger.

Il s'agit d'une production de première qualité du point de vue technique, soutenue par une composante esthétique de haut niveau: les réalisations de la Maison sont en effet confiées à personnel très spécialisé aussi que à la collaboration de designers célèbres. Le succès de Olivari n'est pas circonscrit entre le milieu de la maison, mais il est confirmé par une suite de grandes fournitures pour pièces publiques réalisées selon les plus avancés critères architectoniques.

Chaque poignée de porte est en harmonie avec la poignée de fenêtre.

Matériel:

OT - Laiton
AL - Aluminium anodisé
RE - Résine
RI - Revêtement Rilsan
EP - Revêtement Epoxidique

Manillas
Latón
Aluminio anodizado
Resina
Modelos registrados

Punto di vendita Olivari:

REPARTO ARTICOLI DEL LEGNO

FRESIA

10152 TORINO VIA AOSTA 3 TEL. 850.891

OLIVARI®

Impronta

design Producta
AL



Già

design Documento Studio
AL



Trici

design Documento Studio
AL



Agata

design Franco Albini-Franca Helg
OT



Uovo

design Studio Olivari
OT - AL



Edison

design Studio Olivari
OT



Brivio

design Steno Majnoni
OT



Trieste

design Dino Tamburini
OT - AL



Asti

design Sergio Asti
AL



Velasca

design BBPR
OT



Ambra

design Franco Albini-Franca Helg
AL



Triangolare

design Studio Olivari
OT - AL



Olivari empieza su actividad en 1911, produciendo manillas de latón, de bronce y de alpaca. La empresa se desarrolla, en el transcurso de los años, junto con la evolución de la tecnología y esforzándose en la óptima utilización de nuevos materiales. Hoy Olivari cuenta con más de 600 puntos de venta en Italia y distribuye sus productos también en el extranjero.

Es una producción de primer orden desde el punto de vista técnico realizada junto con un soporte estético de alto nivel: de hecho la producción de la empresa se encarga tanto a personal altamente especializado, así como a la colaboración de diseñadores famosos. La fama de Olivari no se limita al interno de la casa sino que se reafirma con una serie de grandes suministros para ambientes públicos realizados siguiendo los más avanzados criterios arquitectónicos.

Cada manilla de puerta cuenta con un juego de manilla para ventana.

Material

OT - Latón
AL - Aluminio anodizado
RE - Resina
RI - Revestimiento Rilsan
EP - Revestimiento Eposidico



TURCHIA - DIGA DI KARAKAYA - ITALSTRADE RECCHI

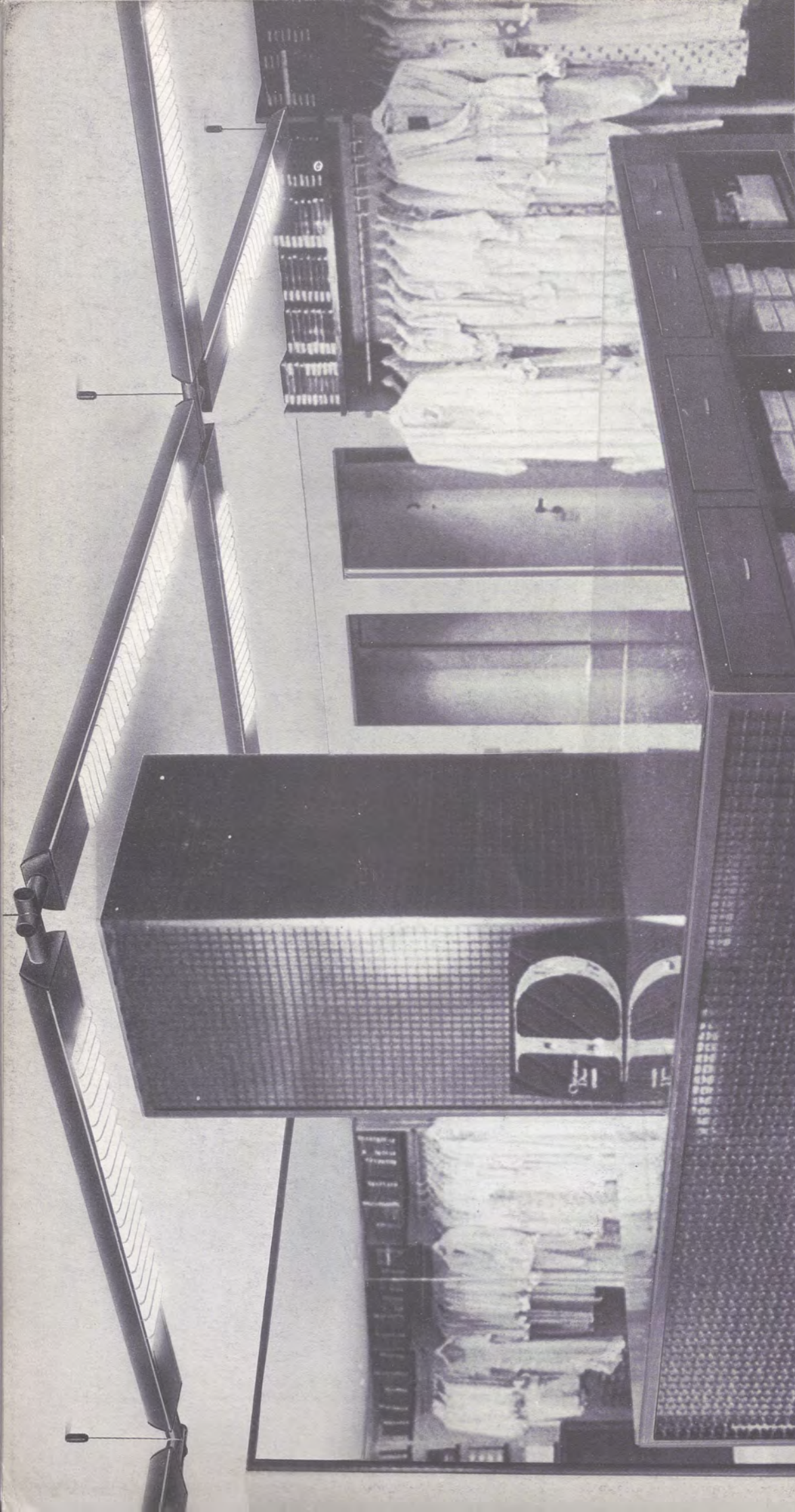
RECCHI

S.P.A.

COSTRUZIONI GENERALI

**COSTRUZIONI EDILI STRADALI IDROELETTRICHE FERROVIARIE
OPERE MARITTIME**

TORINO VIA MONTEVECCHIO 28



SAMESA

DIVISIONE SAMES S.p.A.

Via Don Grazioli, 11 10137 Torino Tel. 011-3099103

TRAPPEZIO TRAPPEZIO