

**SOCIETÀ
DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI
IN TORINO**

POLITECNICO DI TORINO
SISTEMA BIBLIOTECARIO

**PER
15
3059**

BIBLIOTECA DI INGEGNERIA

Anno 119

RASSEGNA TECNICA

XL-5-6

N U O V A S E R I E

**MAGGIO
GIUGNO 1986**

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

PARTE SECONDA

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



TURCHIA - DIGA DI KARAKAYA - ITALSTRADE RECCHI

RECCHI

S.P.A.

COSTRUZIONI GENERALI

**COSTRUZIONI EDILI STRADALI IDROELETTRICHE FERROVIARIE
OPERE MARITTIME**

TORINO VIA MONTEVECCHIO 28

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



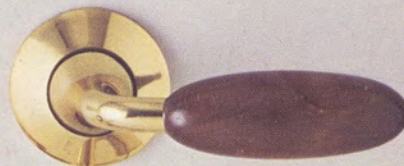
Gamma

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



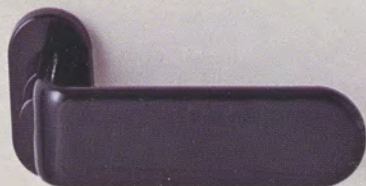
Garda

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 alpaca. 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



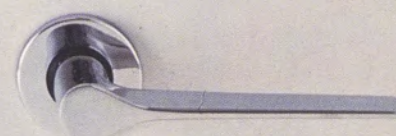
Monza

design Studio Olivari
OT - AL



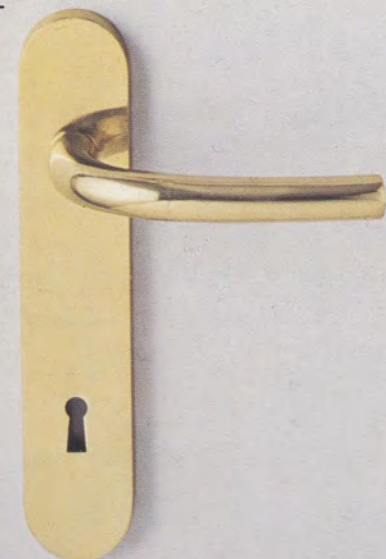
Lama

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



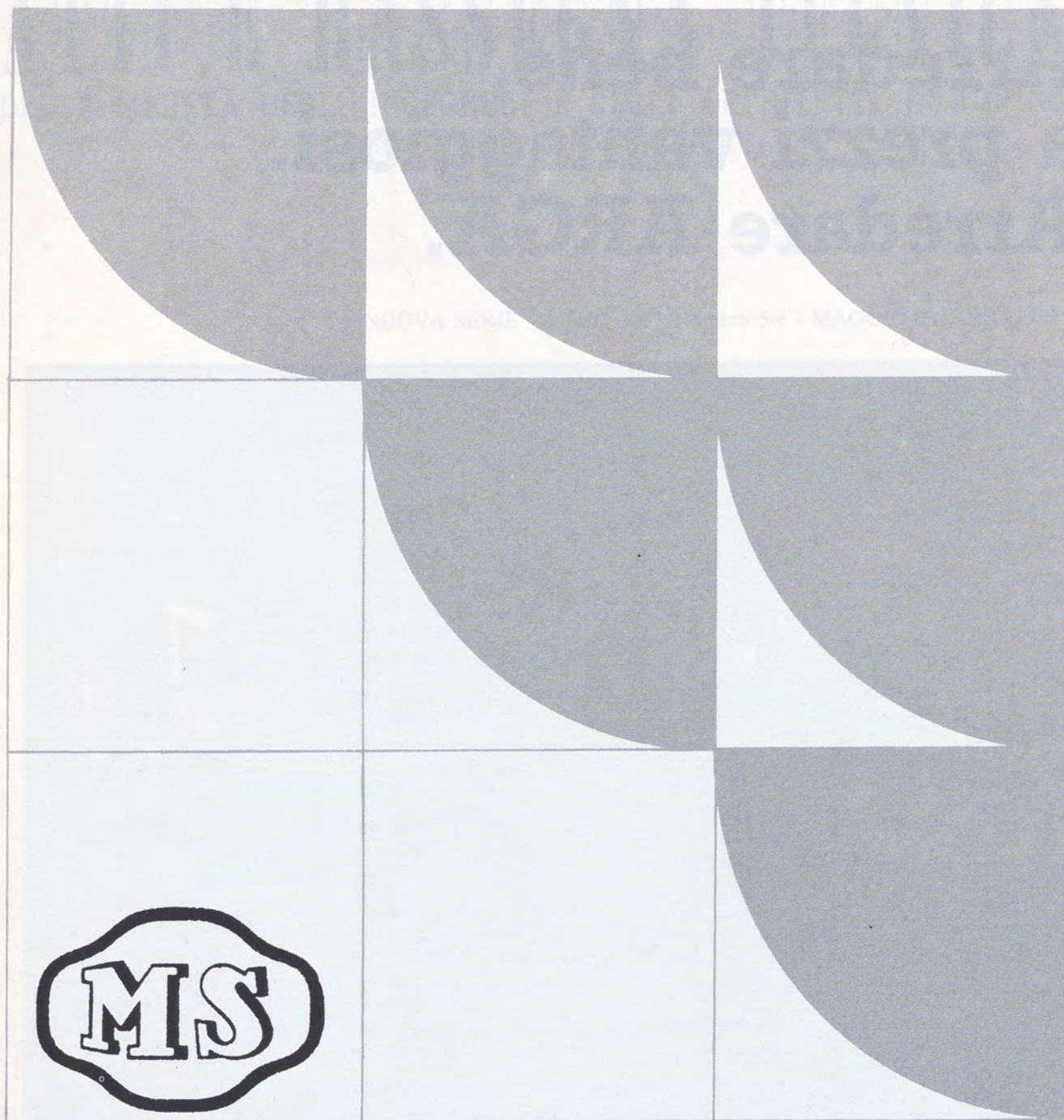
Olivari start their activity on 1911, by producing brass, bronze and nickel silver handles. The Factory has developed along the time, according to the technologies evolution and they have binded themselves to use extremely well the new materials. Nowadays Olivari have more than 600 sale points all around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



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

Arredare bene, a prezzi vantaggiosi. Arredare **ARGA**.



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

Mobili per Ufficio

FORNITURE COMPLETE PER UFFICI - INDUSTRIE SCAFFALI componibili PER MAGAZZINI NEGOZI

ARGA S.A.S.

di GALLO & ARIEMMA

Via Genova, 30 - 10126 Torino - Telefono 67.82.62

Sede: Moncalieri - Corso Roma, 15

ATTI E RASSEGNA TECNICA

DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI IN TORINO

RIVISTA FONDATA A TORINO NEL 1867

NUOVA SERIE - ANNO XL - Numero 5-6 - MAGGIO-GIUGNO 1986

SOMMARIO

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

TERZA GIORNATA

I SISTEMI COSTRUTTIVI TRA '600 E '800: RILIEVI GEOMETRICI E STRUTTURALI NEL RICONOSCIMENTO DELL'EVOLUZIONE COSTRUTTIVA

G. PISTONE, <i>Il Seicento e il Settecento</i>	pag.	123
R. ROCCATI, <i>L'Ottocento</i>	»	130
F. ROSSO, <i>Rilievo-modello: un elogio del rilievo strutturale</i>	»	137

QUARTA GIORNATA

L'INTERPRETAZIONE STRUTTURALE DELLA COSTRUZIONE NELL'ASSETTO STATICO ORIGINARIO, NEGLI ASSETTI TRANSITORI, NEI PROGETTI DI RIUSO

G. CROCI, <i>Interpretazione strutturale e criteri di intervento: il Palazzo Ducale di Genova</i>	pag.	145
G. PIZZETTI	»	147

QUINTA GIORNATA

LE STRUTTURE MURARIE: MODELLAZIONE FISICO-MATEMATICA DETERMINAZIONI SPERIMENTALI

P. P. ROSSI, <i>Indagini sperimentali per la caratterizzazione meccanica delle murature</i>	pag.	159
G. SACCHI LANDRIANI, A. TAGLIERCIO, <i>Analisi numerica della prova ai martinetti piatti su pareti in muratura</i>	»	166

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 Mandracchi, 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

Vittorio Ballarè

Arredatore - Tappezziere

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

3 - I sistemi costruttivi tra '600 e '800: rilievi geometrici e strutturali nel riconoscimento dell'evoluzione costruttiva

3 ottobre 1985

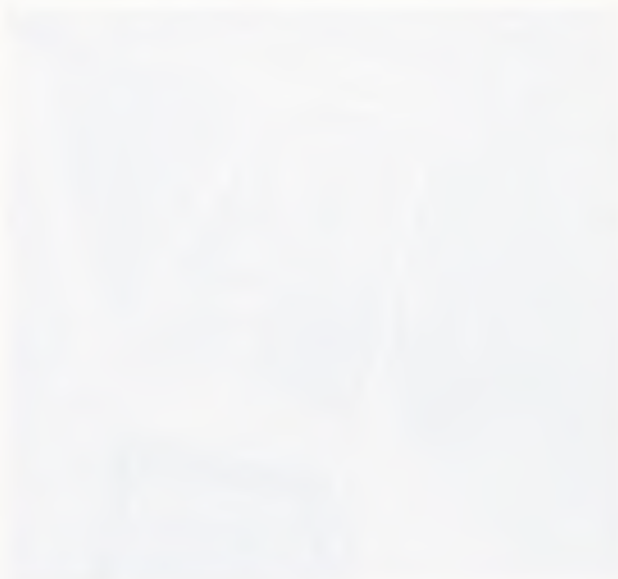


Fig. 1. Veduta dell'edificio di cui si parla nel testo.

Il disegno è un'opera di un autore che non si conosce, ma che ha una certa importanza. Si tratta di un disegno di un edificio, che si può vedere in una fotografia. Il disegno è in bianco e nero, e mostra un edificio con una facciata che ha una serie di finestre e di colonne. L'edificio sembra essere un palazzo o un palazzo di un'epoca antica. Il disegno è molto dettagliato, e mostra anche i dettagli dell'architettura, come le colonne e le finestre.

Il disegno è un'opera di un autore che non si conosce, ma che ha una certa importanza. Si tratta di un disegno di un edificio, che si può vedere in una fotografia. Il disegno è in bianco e nero, e mostra un edificio con una facciata che ha una serie di finestre e di colonne. L'edificio sembra essere un palazzo o un palazzo di un'epoca antica. Il disegno è molto dettagliato, e mostra anche i dettagli dell'architettura, come le colonne e le finestre.

William Bullard

2 January 1901
to the President of the University of California
at Berkeley
Dear Sir:

Very respectfully,
William Bullard

Enclosed are two copies of the report of the
Committee on the University of California
at Berkeley

Il Seicento e il Settecento

ALCUNE CONSIDERAZIONI SULLA TIPOLOGIA DELL'EDIFICIO CIVILE NEL SEI-SETTECENTO

Per il periodo Sei-Settecento si può parlare di uno schema fondamentale che subisce una graduale evoluzione, all'interno della quale su di esso vengono operate alcune, anche importanti, trasformazioni, e, all'interno del quale, viene accentuata la presenza di alcuni elementi strutturali in sostituzione di altri.

Lo schema fondamentale utilizza come elemento portante verticale la parete continua, con presenza saltuaria di pilastri, o sistemi di pilastri (porticati al piano terra e loggiati ai piani superiori, almeno nella edilizia importante — prevalentemente nel Settecento —). Gli orizzontamenti vedono utilizzato largamente il legno per tutto il periodo, con presenza di volte non troppo frequente nel Seicento.

La tipologia degli edifici del Settecento vede spesso il seguente schema:

- volte a p.t., ma anche a 1° piano;
- solai in legno ai piani superiori.

Nel Settecento si tende poi ad abbassare l'altezza utile dei vani con finte volte sotto i cassettoni, a struttura in legno e finitura in cannicciato. (Fig. 1).

Le coperture sono in legno, secondo schemi tradizionali e ripetuti (puntoni, capriate, ecc.), salvo per le grandi realizzazioni, quali chiese, castelli, ecc., con schemi statici anche assai complessi.

FONDAZIONI

Il problema del basamento degli edifici è, fin dai primi trattatisti, uno dei più sentiti: che la solidità delle fabbriche dipenda da fondazioni ben proporzionate e costruite con cura estrema viene affermato già da Vitruvio, e, dopo di lui, da tutti gli autori che gli fanno eco nei secoli successivi; eppure questo problema resta, per lunghissimo tempo uno dei più fraintesi e, sul piano teorico, dei più oscuri.

(*) Ingegnere, Socio della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino, Assistente ordinario nel Dipartimento di Ingegneria strutturale del Politecnico di Torino.

Le indicazioni che vengono date, spesso contraddittorie, si fermano a discussioni tipologiche circa il tipo di fondazioni da impiegare in funzione della qualità dei terreni, con istruzioni per il loro dimensionamento per lo più arbitrarie.

La meccanica dei terreni, disciplina difficile, perché legata all'influenza di troppi parametri di ardua valutazione, resta sconosciuta: Belidor fa un primo tentativo, non riuscito, di interpretazione di un singolo problema, la spinta delle terre, all'inizio del Settecento, ma la soluzione giungerà solo più tardi con Coulomb (1773).

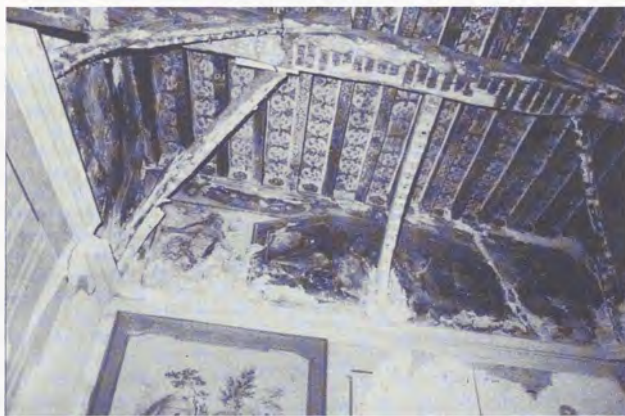


Fig. 1 - Finta volta con soprastante solaio a cassettoni.

Il concetto di resistenza di un terreno, per i costruttori del Sei-Settecento, ha, tutt'al più, la valenza di capacità di portare il carico che gli viene imposto senza cedere, o di assestarsi senza gravi danni per la costruzione sovrastante; Rondelet, all'inizio dell'Ottocento afferma: «..... il principale oggetto delle fondazioni deve essere in consolidamento del terreno sul quale esse posano». Nessun autore pensa di poter, in qualche modo, valutare la resistenza con delle misurazioni.

Meno chiaro ancora il concetto di interazione suolo-struttura, che si andrà precisando solo nel corso dell'Ottocento, con molta lentezza. Si aggiunga a tutto questo che le indicazioni qualitative e le raccomandazioni, pur valide, che molti autori già nei Sei-Settecento propongono, sono riferite ad opere di particolare importanza, o ad infrastrutture, quali ponti, sicché nella pratica costruttiva corrente, e, più in generale, nella edili-

zia civile, esse trovano scarso seguito, anche per i costi elevati che comportano.

Murature di fondazione.

La tecnica costruttiva dei muri fondazione ordinari, su terreno di caratteristiche medie e buone, non subisce sostanziali mutazioni per molti secoli; può valere per tutte, la descrizione riportata da Bullet (1673) nel suo *Devis - tipo* per murature di fondazione: «*Saranno i muri di fondazione dei muri faccia a vista a partire dal suolo fino a tre pollici dal piano terreno; la prima fila sarà costituita da buoni massi di pietra dura grossolanamente squadrate e messi in quadro, posati sul terreno, senza malta; sopra si poseranno pietre da costruzione fino a tre pollici dal piano di calpestio delle cantine, altezza alla quale si poserà una fila di pietre da taglio dure, per tutto lo spessore del muro, a superficie resa scabra sul lato contro terra e in paramento sul lato interno, a letti di posa e giunti squadrate*».

Queste raccomandazioni di Bullet si ritrovano sostanzialmente anche nella nostra edilizia, pur di sostituire, quasi sempre, le pietre con i mattoni. La fila di pietre a secco contro terra, per quanto contrastata da qualche autore (ad esempio Belidor), rimane tecnica frequente fino a tutto l'Ottocento: per quanto nessun autore ne dia una esplicita giustificazione, essa parrebbe intesa ad accogliere, a mo' di cuscinetto, eventuali assestamenti locali del terreno. Nell'edilizia più povera viene spesso impiegato, in sostituzione, uno strato di sassi di fiume e terra debolmente aspersa con acqua di calce: su di esse si dipartono poi — a formare il muro vero e proprio — strati di mattoni ben cotti, spesso ferrioli, di formato piuttosto grande; nella fondazione viene però utilizzato tutto, per cui si trovano frequentemente mezzi mattoni, pietre e sassi, quasi sempre però come detto, piuttosto duri.

Rilievo

Il rilievo, dovendo tenere conto della realtà, oltre a capire a fondo la soluzione tecnologica impiegata in un dato caso, deve preoccuparsi di mettere in chiaro la situazione attuale di una data fondazione.

Giova a questo proposito richiamare alcuni importanti aspetti:

- una fondazione antica ha spesso utilizzato un basamento preesistente, ancora più antico, (fig. 2);
- una fondazione, eseguita a suo tempo con cura, ha mutato col passare dei secoli la sua natura e la sua consistenza.



Fig. 2 - Imposta di un pilastro che utilizza una fondazione preesistente.

Spesso la malta non ha più resistenza ed è polverizzata, cosicché lo strato di muratura nel terreno è diventato una massa deformabile di elementi resistenti (gli inerti, i mattoni, le pietre) che trovano continuità a mezzo di una malta dei giunti simili a sabbia: come risultato si ha un'estensione dello «strato cuscinetto» a tutta la parte inferiore della fondazione, sovente a tutta la fondazione;

- la fondazione, in forza di questa sua progressiva deformabilità, ha accolto i movimenti dell'edificio, intervenuti via via nel tempo, cercando di ridistribuire al meglio il flusso delle tensioni verso il terreno;
- il terreno sottostante ha subito una compattazione per lungo periodo, per cui, anche se di scarse caratteristiche meccaniche, risponde discretamente allo status quo.

Se il rilievo non riesce a chiarire molto bene la situazione in atto, coi suoi riflessi sul resto della costruzione, potrebbero essere presi provvedimenti inadatti: ad es. un irrigidimento eccessivo dovuto ad una nuova fondazione elimina le articolazioni, venutesi a creare, ma anche, di conse-

guenza, la capacità di adattamento dell'organismo murario soprastante.

STRUTTURE VERTICALI

Si ha qui un quadro complessivamente più preciso che non nel caso delle fondazioni.

Il problema dei materiali da impiegarsi nelle costruzioni, viene affrontato già dai Trattatisti rinascimentali, e va arricchendosi di informazioni e di dati nel corso dei secoli successivi.

Di conseguenza anche la tecnica costruttiva delle murature verticali viene disciplinata da regole che tengono in conto questo quadro di conoscenze relative ai materiali progressivamente più ampio e definito.

Mancano elementi di calcolo vero e proprio per i muri portanti, che compariranno, in modo sistematico, solo nel nostro secolo e molto vicino a noi. Così pure i criteri per il dimensionamento dei muri che portano i carichi verticali rimangono, fino a buona parte del Settecento, basati su regole empiriche, prive di alcuna giustificazione di tipo quantitativo.

In effetti anche qui il problema si presenta complesso per l'influenza dei seguenti parametri:

- disomogeneità degli elementi;
- eccentricità dei carichi, difficile a determinarsi;
- parzializzazione delle sezioni;
- schema statico composto da lastre.

(Della difficoltà del problema si trova testimonianza nella complicazione degli attuali metodi di calcolo, che pure tentano di interpretare il comportamento di murature assai più regolari di quelle storiche).

Pur restando, comunque, in gran parte patrimoni delle regole tramandate dalla tradizione, il problema del dimensionamento teorico delle murature verticali riceve sostanza e si precisa nella seconda parte del Settecento e, soprattutto, nel corso dell'Ottocento. Il nuovo modo di indagare i problemi scientifici, proprio dell'Illuminismo, basato, nel campo architettonico, sulla sperimentazione dei materiali da costruzione e, spesso anche di elementi strutturali, contribuisce in modo importante a definire i limiti di resistenza e, più in generale, le prestazioni degli elementi portanti verticali. Soufflot, nel 1775, afferma: «*Les expériences nous rassureront contre les idées ... qui font donner ... a ces matériaux, des dimensions beaucoup au dessus de celles qui sont nécessaires et qui occasionnent ... des surcharges nuisibles et des dépenses qui pourraient être appliquées plus utilement*».

Ne scaturiscono non veri e propri criteri di calcolo, ma piuttosto delle regole precise nelle quali vengono distinte le funzioni delle pareti e fissate le dimensioni in ragione dell'impegno statico a cui sono chiamate.

Rilievo degli elementi verticali.

Ai fini del rilievo, proprio nel caso degli elementi verticali del periodo considerato, va tenuto ben presente che sovente l'apparenza è assai lontana dalla realtà; ed ancora, che, in molti casi, l'esecuzione non corrisponde, se non parzialmente, alle istruzioni contenute nei libri:

- la continuità e gli spessori sono normalmente interrotti da serie di canne fumarie, specie agli ultimi piani;
- le tessiture dei muri non sono omogenee, perché risultato di esecuzioni in tempi diversi, di manomissioni, ecc.;
- gli ammassamenti tra pareti verticali perpendicolari sono spesso scarsi o inesistenti;
- i materiali componenti possono avere scarsissime qualità meccaniche, ad es. mattoni crudi;
- i muri possono essere completamente a secco, ricoperti solo da uno spesso strato di intonaco sui lati esterno ed interno, per non permettere alla sabbia, o all'argilla, o al terreno vegetale, impiegati come leganti, di fuoriuscire, con conseguenti movimenti della muratura;
- i collegamenti, di cui si è fatto cenno prima, furono spesso costruiti da intere travi in legno massiccio poste longitudinalmente nello spessore del muro, occultate dalla muratura di perimetro o, anche solo dall'intonaco; tali elementi risultano ora, quasi sempre, deteriorati, talvolta completamente polverizzati;
- i tramezzi sono spesso costituiti da intelaiature in legno racchiudenti pannelli in muratura; per quanto fosse consuetudine frequente fissarli sia superiormente che inferiormente, essi risultano ora, in taluni casi, solo più sospesi al solaio soprastante; inoltre la presenza di un telaio in legno, spesso controventato, pone precisi vincoli per l'apertura di porte, ecc., se non si vuole demolire tutto il tramezzo;
- può capitare, specie ai piani terreni, che un'apparente parete continua sia in realtà costituita da un arco, tamponato in epoca successiva, ma tuttora dotato di catena e parzialmente in carico: esso va considerato, ai fini dell'intervento, nella sua funzione, dato che qualsiasi intervento su di esso comporta inevitabili assestamenti.

A questi aspetti riguardanti la morfologia degli elementi verticali, occorre associare quelli riguardanti lo stato di conservazione:

- pareti ai limiti della resistenza, ripetutamente interessate da fessurazioni o solcate da lesioni dovute ad interventi impiantistici, il tutto occultato dall'intonaco;
- malte polverizzate e rese inefficaci dall'azione di perdite di tubature domestiche, specie quelle delle condotte nere, il cui acido urico corrode completamente la calce;

— chiavi metalliche spezzate o a sezione estremamente ridotta, inefficaci.

STRUTTURE ORIZZONTALI: VOLTE ED ARCHI

L'uso delle volte non sempre è stato generalizzato: esse sono andate tuttavia affermandosi nel tempo fino a giungere, a fine Ottocento, a costituire il tipo di orizzontamento prevalente nell'edilizia civile. La loro progressiva affermazione parrebbe essere andata di pari passo col progredire dell'interpretazione del loro comportamento statico; ciò infatti garantiva ai progettisti una sempre maggiore sicurezza nell'impiego di un elemento strutturale durevole, costituito da un materiale in grado di supplire alla progressiva mancanza di legname dovuta alla distruzione dei boschi. Va anche detto subito però che l'influenza della conoscenza teorica delle volte fu per lungo tempo solo indiretta, in quanto gli studi erano rivolti piuttosto all'arco piano che alla volta nello spazio, talché ai costruttori continuava a mancare un solido riferimento teorico per la maggior parte delle loro realizzazioni voltate.

Così come procedevano le conoscenze teoriche, progrediva anche la tecnica costruttiva, supportata sia dalla presenza dei materiali sempre più qualificati sul piano delle prestazioni statiche, come già osservato a proposito degli elementi verticali, sia dalla Stereotomia, dal «Taglio delle pietre», sul piano della geometria e della perfetta esecuzione. Il problema delle strutture voltate fu forse il problema più indagato ed affinato, ed, infine, anche il meglio conosciuto nel campo delle strutture in muratura, per tutto il Sei-Sette-Ottocento. Fu anche il campo in cui progettisti e costruttori si impegnarono per dare il meglio di se stessi, coadiuvati da maestranze sempre più brave e professionalmente preparate: ciò che permise di giungere alle meravigliose strutture voltate della scuola piemontese, di Antonelli e di Caselli, veri esercizi di lucida intellettualità compositiva e di insuperabile abilità esecutiva.

Costruzione delle volte

Si tralascia volutamente di parlare, in questa sede, di tutti quei numerosissimi teorici che, a partire da De la Hire per giungere fino a Culmann e al suo ellisse di elasticità, permisero di indagare, in modo sempre più puntuale, le strutture arcuate.

Interessa forse maggiormente la traduzione che tali teorie ebbero per la pratica costruttiva a mezzo dei trattati rivolti ad ingegneri e ad architetti: a questo proposito va subito notato che, sul pia-

no esecutivo, oltre ai problemi comuni agli altri elementi strutturali (materiali buoni da collocarsi in opera con cura particolare, ecc.; per il che ci si può riferire ad istruzioni analoghe a quelle citate per le murature portanti), un altro fondamentale se ne trova, diverso dai precedenti e tipico delle strutture voltate.

Come far sì che dei massi di pietra, accostati gli uni agli altri, siano in grado di riprodurre una superficie curva continua, quale viene schematizzata nella teoria che interpreta il comportamento degli archi e delle volte?

O anche, utilizzando dei mattoni, come disporli in modo da riprodurre un elemento strutturale omogeneo? Il problema era stato presente da sempre ai costruttori di volte: L. B. Alberti, già alla fine del XV secolo, aveva dato alcuni splendidi consigli, rimasti poi sempre in uso a tutti gli esecutori dei secoli successivi: «... alle volte armate per tutto... gioverà subito, per dir così, allentare i puntelli... Et questo... accioché, calando ancora tutta la volta, ella tutta si serri insieme, contropeso il peso per tutto, e che ella si riposi sopra giusta fede». E si badi: il tutto era da compiersi con gradualità, per fruire degli assestamenti in regime plastico! Ma accanto a questo e ad altri accorgimenti costruttivi consimili, il problema si presentava con un aspetto di indole più squisitamente geometrica: occorre tagliare i conci o disporre i mattoni in modo da formare una superficie curva perfettamente rifinita all'intradosso e con elementi ben accostati, sì che il materiale composto che si otteneva possedesse una tessitura compatta, senza discontinuità; e ciò in quanto una volta — che aveva uno spessore forzatamente limitato per limitarne il carico — richiedeva, per tutto il suo spessore, gli stessi requisiti dell'apparecchio esterno di un muro portante, ma con sviluppo su di una superficie curva.

È così che, mentre i primi fondamentali contributi di De la Hire allo sviluppo della teoria delle volte compaiono nel 1695, nel suo *Traité de Mécanique*, già ben prima si hanno trattati di Stereotomia e di Taglio delle pietre; ad es.: il *Livre du traite a preuve* di A. Bosse e *L'Architecture des Voutes, ou l'Art...* di F. Derand, entrambi del 1643. L'argomento percorre, come disciplina a sé stante, tutto il resto del Seicento, per giungere all'opera monumentale di M. Frezier: *La Théorie et la Pratique de la coupe des pierres et des bois pour la construction des voutes*, 1729: tre volumi, oltre 1300 pagine, e chiare tavole illustrative!

L'opera di Frezier rimane, per il resto del secolo, il punto di riferimento principale per la materia, non solo in Francia, ma anche in Italia e in Piemonte.

La disciplina riprende nuovo vigore e si amplia a partire dall'Ottocento, di fronte al generalizzarsi dell'uso della volta e ai nuovi impegni a

cui essa viene chiamata: ponti retti e di sbieco, viadotti, ecc.

Accanto alla Stereotomia, in parallelo, forse meno interessante, ma complementare ad essa, la Stereometria o Misura delle volte, che studia il modo di misurarle e, quindi, anche di tracciarle nello spazio.

L'argomento è ripreso in questa sede con un'attenzione particolare perché il comportamento di una volta è largamente determinato, oltre che dalle caratteristiche meccaniche dei suoi componenti, dal suo spessore e dall'efficacia dei vincoli di estremità, anche dalla sua tessitura e dall'accuratezza della sua esecuzione: non è un caso che si ami spesso, nelle ristrutturazioni, tenere scoperti gli intradossi delle volte perché particolarmente gradevoli alla vista e perfetti nell'apparecchio; questa perfezione, indice di una singolare corrispondenza tra i dettati della Stereotomia e Stereometria e l'impegno del costruttore, sul piano strutturale sta ad indicare elementi dal comportamento regolare, che è possibile schematizzare ed interpretare soddisfacentemente coi moderni metodi di analisi delle strutture, a patto di conoscerne la natura intima, che determina distribuzione e flusso delle forze.

Rilievo delle volte

Ai fini di un corretto rilievo non è tuttavia sufficiente conoscere a fondo la natura della superficie voltata; l'indagine deve essere rivolta anche dalla parte del loro estradosso e delle loro imposte.

Già nel Sei-Settecento la trattatistica indica come nervare ed al contempo, alleggerire le volte: l'uso di accrescimenti di sezione regolari per tutto lo sviluppo e di aumento di spessore verso le imposte è frequente, specie negli elementi di maggior luce; spesso anzi, alle imposte, la volta diventa un sol blocco monolitico, fortemente aderente ai muri d'ambito. La nervatura inoltre non solo permette di rinforzare gli elementi, ma spesso di alleggerirli dal riempimento: in questi casi il pavimento viene direttamente appoggiato sulle nervature, tramite una superficie orizzontale di supporto, evitando l'appesantimento del sottofondo, fatto con scorie di carbone o calcinacci: questa tecnica diventerà comunque frequentissima e tecnicamente perfetta nell'Ottocento.

Nel Sei-Settecento è tuttavia più frequente raggiungere la quota di imposta del pavimento con materiale sfuso, spesso di peso specifico non elevato, ma in molti casi, come detto, costituito da calcinacci e frantumi di mattoni e, nell'edilizia più povera, anche di semplice terra: ciò che permette di contenere le escursioni di tensione dovute ai carichi accidentali in margini limitati, ma che impegna fortemente tiranti e muri di contropinta e

comporta considerevoli aumenti del carico complessivo dell'edificio.

Altro aspetto dalle forti implicanze agli effetti del rilievo è costituito dal sistema adottato per l'assorbimento delle spinte: per quanto l'ordine di grandezza della spinta degli archi fosse conosciuto, come detto, già a partire dalla seconda metà del Seicento, raramente tale spinta venne affidata in modo completo a dei tiranti metallici. Eppure la loro efficacia era nota ed enfatizzata fin dal Rinascimento: ancora L. B. Alberti sentenzia: «*Finalmente in ogni volta, sia ella come si voglia, noi andremo imitando la natura, la quale allhora che congiunse l'ossa all'ossa, andò con nervi intessendo le carni; attraversandole per tutto con legature, introdotevi per la lunghezza, per la larghezza, per l'altezza e circularmente*».

Forse il primo importante tentativo di affidare integralmente a dei tiranti l'intera spinta di una volta sulla base di un rigoroso calcolo teorico è quello compiuto dal marchese Poleni nel 1748; ai fini del consolidamento della cupola di S. Pietro egli propone la posa di cinque anelli, a diverse altezze nel suo sviluppo, atti a contenere le perdite di forma dei meridiani.

Lo studio del Poleni si pone anche come uno dei primi tentativi di interpretazione del comportamento spaziale di una struttura voltata. Di norma, tuttavia, per tutto il Sei-Settecento il contrasto della spinta viene affidato, agli effetti pratici, in modo congiunto a catene metalliche o in legno e a muri di imposta, sulla scorta di conoscenze desunte dalla tradizione e di alcune regole dell'arte; inoltre, al fine di evitare la vista sgradevole di chiavi passanti attraverso le stanze, esse sono quasi sempre occultate nei muri d'ambito.

Fanno eccezione i portici e i loggiati, in cui la posa di catene risulta di estrema importanza per la stabilità: esse corrono longitudinalmente su tutto il fronte, all'altezza delle imposte o poco più in alto, e trasversalmente, sempre alla stessa altezza, in corrispondenza dei pilastri. Sono in genere di grossa sezione, talvolta raddoppiate o sostituite con altre più recenti, laddove l'esperienza pratica aveva dimostrato l'insufficienza del ritegno originale.

Talvolta, viceversa, risultano mancanti, asportate per motivi estetici o perché irrimediabilmente marcite e non più sostituite: in questi casi evidentemente, l'equilibrio allo stato attuale, risulta garantito dai soli piedritti: in quali condizioni lasciamo al progettista dell'intervento stabilire!

Non sono neppure infrequenti i tiranti posti all'estradosso delle volte, soprattutto nel caso di vasti ambienti voltati, nei quali la presenza di chiavi orizzontali avrebbe appesantito molto la leggerezza della soluzione formale: gli artifici adottati per tentare di riportare risultante della spinta e reazioni trasmesse dal capo-chiave in asse sono moltepli-

ci; tutto il marchinegno è, per lo più occultato dalla muratura verticale e quasi sempre mal riuscito. L'efficacia dei tiranti infine, quando presenti, va verificata negli ancoraggi: anche se concettualmente corretti, spesso l'assestamento iniziale del capo-chiave ha permesso movimenti tali che la maggior parte del carico è fluiva sulla muratura e il tirante è rimasto a riposo, relegato al ruolo di presidio contro movimenti ulteriori di particolare entità.

Spesso il tempo ne ha resa nulla l'efficacia. (Fig. 3).

STRUTTURE ORIZZONTALI: SOLAI IN LEGNO

Il solaio in legno, impiegato, come struttura orizzontale, fino, si può dire all'inizio di questo secolo, è largamente presente negli edifici settecenteschi della nostra zona, con limitato numero di soluzioni tipologiche; prevalentemente:

- travetti e soprastante tavolato;
- una o più travi principali, travetti e tavolato.



Fig. 3 - Capochiave senza contrasto nella parete in muratura.

Rilievo dei solai

Il ricco insieme di dati che è possibile ricavare dalla trattatistica non deve sostituirsi, nel rilievo, all'osservazione diretta: esso testimonia, piuttosto, della consuetudine, vera forse più che negli altri casi, degli antichi costruttori ad attenersi a regole e dimensioni ricorrenti e ripetitive; tuttavia questa regolarità è insidiata spesso dallo stato di conservazione del materiale, oltre che dagli interventi successivi alla costruzione, che hanno spesso comportato rinforzi, raddoppio di elementi, ecc.

La struttura di un solaio, occultata sotto un cannicciato o una falsa volta, risponde in genere — come modello originale — ad uno dei tipi iscritti nei trattati, ma ne differisce sostanzialmente nella sua realtà attuale.

Per quanto il legno sia uno dei materiali da costruzione migliori sotto il profilo della resistenza (specie in rapporto al peso proprio) e della durabilità (visto che dura intatto per secoli e anche per millenni), non dà garanzie di comportamento uniforme, al variare degli elementi: in uno stesso solaio, messa a nudo l'orditura, non è infrequente trovare elementi in perfetto stato accanto ad elementi prossimi al collasso. Non solo, ma spesso la parte deteriorata è quella inserita nella muratura per cui una trave in stato eccellente sulla campata, nasconde un'estremità ridotta in polvere.

Spesso i modiglioni non sono l'accorgimento iniziale per accorciare la luce netta o per abbellire gli elementi, ma piuttosto espedienti escogitati in tempo successivo per accogliere l'appoggio in una zona sana di trave.

Non deve viceversa sempre allarmare la presenza di una grande freccia permanente, dovuta, in molti casi, alla posa in opera di legname non ben stagionato o all'effetto di una aspersione momentanea del materiale. Ciò si nota quasi sempre nell'orditura secondaria e talvolta anche nelle travi maestre, senza che ne risulti menomata in modo grave la resistenza. Un'insidia è costituita oggi, spesso, dall'azione degli impianti di riscaldamento con i bassi valori di umidità relativa che comportano negli ambienti: l'eccessivo prosciugamento della fibra lignea comporta il ritiro del materiale con stati di sollecitazione triassiale che presentano punte intollerabili in presenza di nodi o di taglio delle fibre dovuto alla squadratura degli elementi: cosicché travi secolari, di materiale eccellente, risultano, nel volgere di pochi mesi, compromesse sul piano statico (Fig. 4).

Non mi soffermo in modo particolare sul rilievo dei sottofondi di pavimento posti agli estradossi dei solai, essendo il problema analogo a quello già descritto per le volte in muratura: ricordo solo che è stata pratica corrente (e lo è purtroppo tuttora) ricaricare gli avvallamenti dei solai troppo inflessi con nuovi riporti, al fine di ottenere pia-

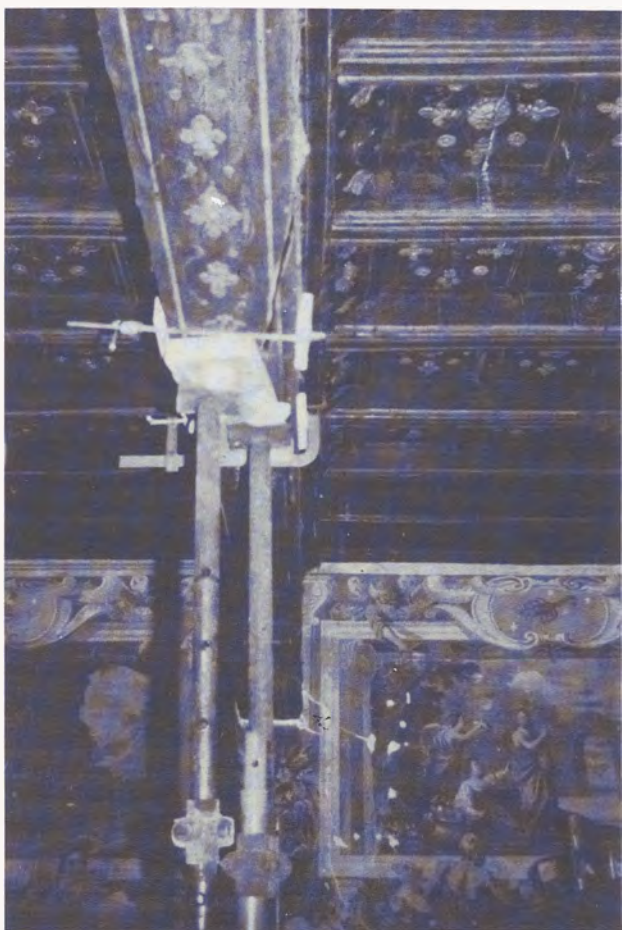


Fig. 4 - Rottura di una trave dovuta a prosciugamento della fibra lignea.

ni di posa orizzontali per i pavimenti, con incredibili ulteriori aggiunte di materiale inerte.

COPERTURE

Delle coperture l'orditura principale è costituita da falsi puntoni per luci modeste e capriate per luci maggiori: in genere lo schema statico è rilevabile con buona approssimazione, purché ci si vo-

glia avventurare tra i rottami e la polvere secolare dei sottotetti. Può essere interessante però ricordare che fu sempre cura particolare e motivo di cimento per i costruttori realizzare orditure perfette ed impegnative. Tutti i maggiori trattatisti del Sei-Settecento dedicano ampie sezioni alla carpenteria dei tetti, talvolta intere opere, come M. Jousse, M. Fourneau, come Krafft. Altri, come De l'Orme propongono nuovi sistemi, per superare luci sempre maggiori con orditure complesse e ardite sul piano esecutivo, utilizzando pezzi di dimensione ridotta. Orditure estremamente complesse e di straordinario impegno statico sono frequenti, specie nelle chiese, nei castelli e nei grandi palazzi, anche a Torino.

Cura particolare gli autori dedicano nel descrivere — e i costruttori nel realizzare — assemblaggi efficaci, in grado di garantire al meglio la prestazione statica degli elementi: si pensi che la Stereotomia è, di regola, intesa come l'arte di tagliare pietre e legnami, questi ultimi con riferimento particolare alle zone di contatto reciproco tra gli elementi; questi vengono sagomati in modo da ottenere aderenza completa tra le parti a contatto, onde evitare concentrazioni isolate di tensione; spesso si ha l'aggiunta di cunei o di elementi secondari per sostegno di puntoni inclinati, propensi a inflettersi, con conseguente rotazione delle estremità e concentrazione degli sforzi sul loro bordo interno; e ciò anche con interventi di aggiustaggio successivi alla costruzione o manutentivi nel tempo. Arte questa che pare dimenticata ogni qualvolta si è costretti a mettere le mani su qualche vecchia ed importante orditura da riparare!

L'uso di flange e fasciature metalliche per le articolazioni non è infrequente, come documentano le tavole dei trattati; così, e anche di più, per rinforzi in legno chiodati agli elementi principali; più rade le imbollunature, in uso poi nell'Ottocento. Queste pratiche sono però da vedersi come complementari nella messa a punto degli assemblaggi, i quali, secondo la concezione dell'epoca, devono funzionare in modo perfetto già nella sola parte lignea, tramite una perfetta esecuzione delle articolazioni e degli incastri.

L'Ottocento

DALLE «REGOLE DELL'ARTE» ALLA «RESISTENZA DEI MATERIALI»

Nell'Ottocento si assiste ad un complesso processo storico che conduce alla scientificazione «meccanica» delle attività connesse alle costruzioni, cioè alla fondazione della «Scienza del costruire»; in effetti, solo a partire dalla seconda metà del secolo, la sicurezza potrà essere assoggettata a controlli mediante il confronto tra i valori di alcune grandezze significative per la resistenza (tensioni di rottura) e per la funzionalità (deformazioni) con i corrispettivi valori determinati secondo procedimenti teorici e sperimentali.

Con il criterio generale del «coefficiente di sicurezza» si perviene dunque ad una progressiva liberazione della ripetitività dei modelli costruttivi sei-settecenteschi, fondati sulle regole dell'arte; ma come vedremo, le costruzioni di muratura, a differenza di quelle in acciaio e in cemento armato, beneficeranno solo in parte delle grandi potenzialità insite nelle nuove discipline strutturali: la Scienza e la Tecnica delle Costruzioni.

In effetti l'applicazione al campo delle costruzioni in muratura di quelle teorie che verranno precisandosi con riferimento ai nuovi materiali (acciaio, cemento armato) ed a nuove tipologie strutturali (telai), fu ostacolata da numerosi fattori di incertezza;

- difficoltà nel rappresentare con chiari schemi statici la complessità di organismi murari spesso altamente iperstatici;
- scarsità delle conoscenze sulle caratteristiche meccaniche e sui legami costitutivi (tensioni-deformazioni) delle murature intese come materiale bifase ed anisotropo;
- indeterminatezza relativa alla consistenza di sezioni resistenti interne a cospicue masse murarie ed al conseguente andamento dei flussi statici;
- imprecisione, talvolta sensibile, nella geometria degli elementi strutturali: fuori piombo dei piedritti, irregolare curvatura delle volte, errori di tracciamento delle fondazioni, ecc.; di qui il permanere, accanto ai metodi analitici e

grafici per la ricerca dell'equilibrio e dello stato tensionale, di quelle «regole dell'arte» che, fin dal Seicento, avevano governato le tipologie e le proporzioni delle strutture.

All'inizio dell'Ottocento vengono pubblicati in Francia due trattati che gettano le basi di quello che diventerà il corpus disciplinare dell'arte del costruire ed a cui si informeranno tutti i costruttori del secolo. Nel 1802 esce a Parigi il *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir* del Rondelet e verso il 1810 il Vicat presenta le sue *Recherches expérimentales sur les chaux de construction, les bétons et les mortieres ordinaires*.

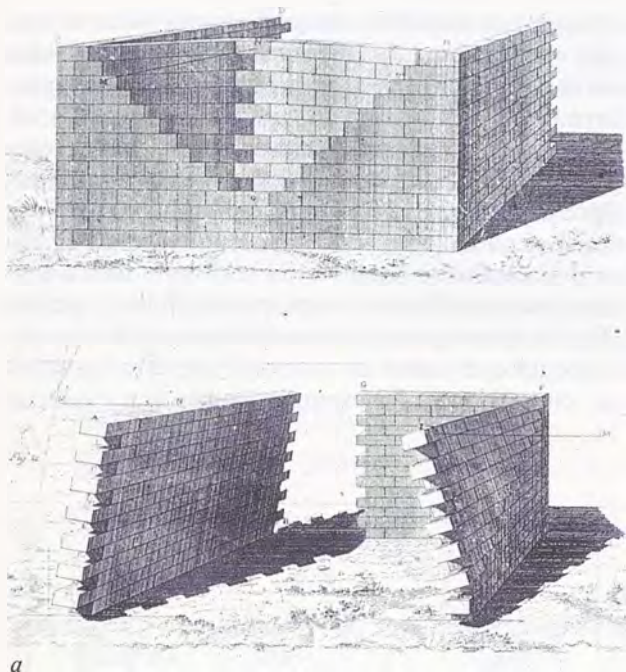
Il Rondelet cogliendo nei costruttori coevi il desiderio di «*redimere l'Architettura (...) dalla cecità della pratica e del prestigio dell'immaginazione*» si adopera di fondarla nelle leggi fisiche della materia sistematizzando su basi scientifiche l'enorme retaggio di cognizioni e di solide leggi che, secondo l'Arte di fabbricare del '700, dovevano regolare tutte le strutture.

Nello spirito dell'Illuminismo, Rondelet non desume più le proporzioni dagli ordini dei monumenti classici come avevano fatto Serlio, Palladio, Scamozzi, San Micheli e tanti altri ma, usando i lumi della ragione, introduce sistematicamente il metodo sperimentale portato avanti nella seconda metà del Settecento con fini essenzialmente speculativi da De Buffon, du Hamel, Muschenbroeck, Lamblardie e Soufflot; ciò gli consente di dedurre una vastissima messe di dati sui vari materiali da affiancare alle teorie di fine Settecento sulla statica delle strutture murarie.

Rondelet costruisce vari dispositivi per determinare i carichi di rottura delle pietre, dei mattoni, del ferro e dei legnami, come pure «*le forze di unione, di aderenza e di resistenza della malta di calce e di gesso*»; le verifiche di resistenza da condursi sulla base delle teorie potranno così avvalersi dei dati relativi a tutti i materiali da costruzione dell'epoca. Rondelet ancora fornisce metodi grafici e formule per la verifica di stabilità ed il dimensionamento dei setti murari a seconda delle condizioni di vincolo al contorno sia in senso planimetrico che altimetrico. (Fig. 1).

Il secondo grande apporto sperimentale alla conoscenza dei materiali è dovuto a Vicat che fornisce i risultati di una vasta e rigorosa ricerca sui leganti, chiarendo, da un punto di vista fisico-chimico, la fondamentale distinzione fra calci idrauliche e calci aeree. Per i vari tipi di malta egli

(*) Architetto, Socio della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino, Ricercatore nel Dipartimento di Ingegneria strutturale del Politecnico di Torino.



a

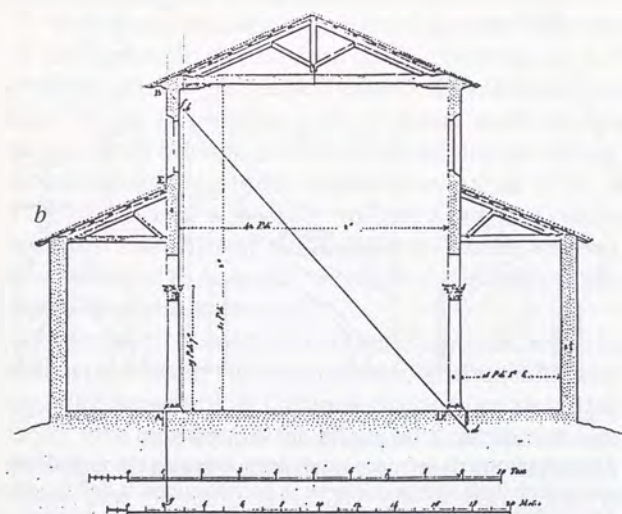


Fig. 1 - a) Stabilità dei setti murari isolati e collegati fra di loro fino a formare la *scatola muraria* secondo Rondelet. b) *Regole dell'arte* fornite dal Rondelet per la determinazione dell'altezza e della distanza mutua delle murature verticali in edifici religiosi a tre navate.

esamina i fattori che influenzano la resistenza: processi di spegnimento, effetto della velocità di essiccamento, dosaggi, lavorazione, stagionatura, ecc.; infine, dopo aver effettuato un confronto fra le malte dell'antichità, del medioevo e quelle contemporanee, Vicat fa il punto sullo *stato dell'arte* in tema di calci, raccogliendo i contributi precedenti ed organizzando i dati che si riferivano alle resistenze meccaniche in tabelle di agevole consul-

tazione. Anche per i leganti, fino ad allora impiegati sulla scorta di conoscenze empiriche, furono così disponibili dati certi sia di tipo chimico che meccanico, direttamente utilizzabili da progettisti e costruttori. Per quanto attiene, viceversa, alla trasmissione delle conoscenze dell'Arte del fabbricare ai più alti livelli, grande importanza ebbero le lezioni tenute a l'Ecole Polytechnique da M.J. Sganzi; la raccolta di queste lezioni, pur senza la pretesa di costituire, a detta dello stesso Sganzi, «*ouvrage complet sur l'art de bâtir*», apportò significativi aggiornamenti all'Art de l'Ingénieur nel campo delle grandi costruzioni: ponti, canali, porti e ferrovie.

In Italia, nello stesso anno, Giuseppe Venturoli, dell'Università di Bologna con i suoi *Elementi di Meccanica e d'Iraulica*, impostati con rigore analitico e scientifico, riuniva i più recenti metodi che la scienza offriva allo studio dell'*equilibrio delle fabbriche* e a quello delle *forze moventi e resistenti* (Statica e Resistenza dei materiali). Nella sua opera Venturoli persegui l'obiettivo di sistematizzare l'applicazione della Meccanica allo studio delle costruzioni trattando in sequenza l'equilibrio dei corpi rigidi, il moto, la resistenza dei materiali ed infine la stabilità dei piedritti, degli archi e delle volte.

Sono però le *Istituzioni di Architettura, Statica e Idraulica*, pubblicate poco prima del 1830 da Nicola Cavalieri di San Bertolo, dell'Archiginnasio romano della Sapienza, che raccolgono e compendiano i contributi apportati alla Resistenza dei materiali del Rondelet e del Vicat come pure le «*regole dell'arte*» degli altri celebri trattatisti del Settecento e di inizio Ottocento.

È significativo che il Cavalieri, in questo suo documentatissimo stato dell'arte, esalti le qualità della muratura di laterizi: coesione malta-mattone, resistenza agli agenti atmosferici, ma soprattutto la leggerezza, di particolare importanza «*ove importi d'attenuare la pressione o la spinta contro le masse resistenti; come per esempio nella costruzione delle volte*». Sulla scorta dei dati forniti da Rondelet e da Vicat circa la *resistenza allo schiacciamento* dei mattoni e delle malte, il Cavalieri individua nella metà del valore della resistenza della *malta usuale di calce e di pozzolana* la resistenza ammissibile nella muratura, concludendo che «*un muro di mattoni non istimolato da veruna spinta laterale né premuto da verun peso estrinseco, purché la sua altezza non sia maggiore di m 113, sarà pienamente sicuro quanto agli effetti della compressione, qualunque sia la grossezza ad esso assegnata*».

Il Cavalieri coglie bene l'importanza dell'apparecchio dei mattoni e dell'accuratezza dell'esecuzione della muratura ai fini della sua resistenza: «*tutte le norme relative alla fabbrica di cotta sorta di muri si riducono a due capi: disposizione dei mattoni ed effettiva costruzione*»; più ol-

tre, ribadisce la pratica, già evidenziata da L.B. Alberti, di «regolare la costruzione dei muri in modo che l'elevamento di essi succeda non più velocemente in una che in un'altra, ma uniformemente in ogni parte» sì da evitare un assestamento irregolare. Le fabbriche murarie crescevano, dunque, uniformemente in senso verticale, prima i setti murari e poi le volte ed i solai in legno, con i muri mantenuti freschi da frequenti innaffiature nel corso delle giornate estive o coperti ogni sera, nel periodo invernale di paglia o strame e con le volte riparate da coperture provvisorie per evitare il dilavamento delle malte da parte delle acque meteoriche. Il Cavaliere è tra i primi a ricercare la leggerezza dell'opera economizzando la quantità dei materiali impiegati ed a raccomandare che la stabilità dei piedritti sia ottenuta mediante «l'opportuna determinazione delle forme e delle dimensioni di essi, (...) senza che per ingrossarli eccessivamente si abbia ad incorrere in un superfluo dispendio e ad accrescere senza motivo le pressioni che essi esercitano sulle masse sottoposte»; e che siano distribuite nei muri «quelle aperture chiamate dai pratici "vani", (...) pel solo fine di alleggerire alcune masse, ove possa farsi senza pregiudizio della stabilità, onde minorare l'azione del loro peso sull'altre cui sovrastano, o procurare una giudiziosa economia nella costruzione».

La concezione del Cavaliere di una costruzione muraria non massicciamente monumentale ma leggera e con murature verticali addensate lungo i flussi statici, anticipa l'opera di un suo allievo alla Scuola degli Ingegneri di Roma: quell'Alessandro Antonelli che saprà sfruttare fino in fondo le possibilità della muratura come materiale da costruzione e come sistema costruttivo in opere che emularono in arditezza quelle metalliche.

IL PROCESSO DI SCIENTIFICAZIONE MECCANICA

Nella sequenza dei grandi trattatisti italiani dell'Ottocento, al Cavaliere succede Giovanni Curioni, Professore di Costruzioni nella Scuola di Applicazione di Torino che, in quindici anni di attività instancabile, redasse un'opera fondamentale, *L'Arte di fabbricare*, con l'intento di fornire un corso completo di istituzioni teorico-pratiche che spaziavano dai materiali da costruzione alla stabilità delle strutture, dalla resistenza dei materiali ai lavori generali di architettura ed alle costruzioni civili, stradali ed idrauliche.

Quello di Curioni fu un trattato di transizione tra le vecchie teorie statiche ed i metodi di calcolo elastico che proprio il più brillante dei suoi allievi, Alberto Castigliano, andava perfezionando.

Curioni, uomo di vastissima cultura, «da un punto di vista scientifico, applicò teorie note, ma

sempre ricercandone semplificazioni sotto il profilo applicativo talora rinunciando al rigore, mai al risultato (...); la sua formazione tecnica lo portava dunque a giustificare con metodi grafici, allora così diffusi, le regole dell'arte, riconoscendo a queste, la prerogativa di fornire criteri guida nel «proporzionamento» degli elementi strutturali. Curioni padroneggia assai bene i metodi di verifica della stabilità basati sulla scrittura delle equazioni di equilibrio o sui procedimenti grafici (Fig. 2 a.b.c.), ma li ritiene indispensabili solo per il progetto di opere di notevole importanza statica, come i ponti ad esempio, e non per l'edilizia

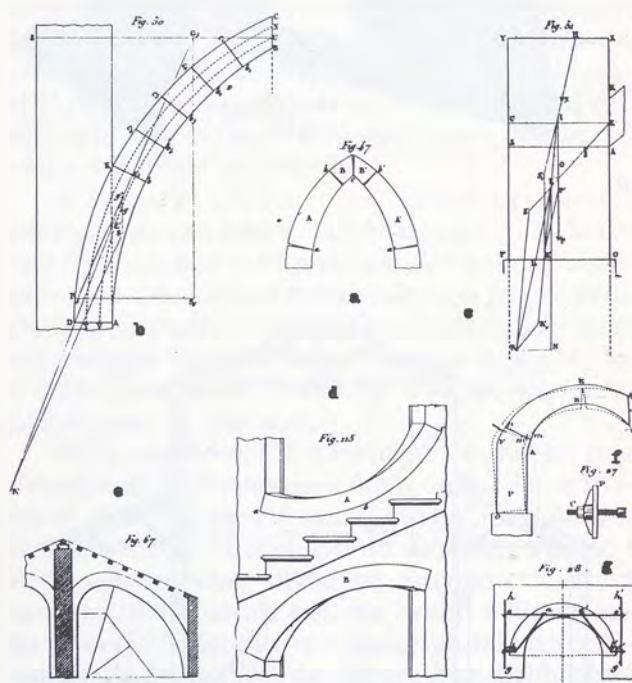


Fig. 2 - Procedimenti grafici proposti da Curioni per la verifica di stabilità di un arco e dei suoi piedritti:

a) formazione di cerniere in un arco a sesto acuto; b) determinazione della spinta dell'arco in corrispondenza dell'innesto nel piedritto; c) composizione delle forze (spinta dell'arco, peso piedritto) per valutare l'eccentricità della risultante rispetto al terzo medio; d) adozione di archi dritti - rovesci in corrispondenza delle aperture in un vano scala per assicurare il necessario incastro ai gradini a sbalzo; e) archi rampanti in luogo dei falsi puntoni nelle coperture; f) meccanismo di rottura di un arco con la formazione di cerniere per effetto della rotazione del piedritto; g) sistema di incatenamento degli archi con lunghi capoc chiave e tiranti inclinati.

corrente in cui riconosce numerosi elementi di indeterminazione. Scrive infatti a proposito della stabilità delle murature degli edifici: «Il problema, quando si voglia tener conto di tutte le circostanze che lo accompagnano, è assai difficile e, anche risolvendolo approssimativamente, imbarazza in calcoli lunghi e fastidiosi, che nel maggior numero dei casi riescono inutili, sia perché gli edifici con volte

sono numerosi, sia perché gli insegnamenti dell'esperienza non possono mancare, ed i punti di paragone sono facili a raccogliersi, sia perché ciascuna località offre delle prescrizioni sufficientemente determinate, che debbono essere accertate come risultamenti di una certa esperienza. In Torino, i diversi piani delle fabbriche civili, eccettuato l'ultimo, sono generalmente coperti da volte, e nelle fabbriche da costruirsi con buoni materiali, le grossezze X_p ed X_t dei muri perimetrali e dei muri trasversali si possono ritenere come espresse dalle formule

$$\begin{aligned} \text{a)} \quad X_p &= 0^m, 45 + 0^m, 12 \, n, \\ X_t &= 0^m, 45 + 0^m, 06 \, n, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b)} \quad X_p &= 0^m, 45 + 0^m, 12 \, n \\ X_t &= 0^m, 39 + 0^m, 6 \, n \end{aligned}$$

essendo n il numero dei piani superiori a quello che si considera».

Si usavano le formule a) nel caso di rivestimento delle canne fumarie dell'ultimo piano eseguito con mattoni di piatto (cm 12). Le formule b) nel caso di mattoni di coltello (cm 6).

Passando poi alle dimensioni da dare alla volta sempre nelle costruzioni civili, così indica: «In Torino, alcuni costruttori usano determinare per ogni piano la maggiore tra le corde delle diverse volte che lo devono coprire, e determinano quindi le monte, assumendole rispettivamente di 1/10, di 1/9, di 1/8 e di 1/7 delle indicate maggiori corde, secondo che trattasi delle volte del piano terreno, di quelle del primo, del secondo e del terzo piano sopra il piano terreno».

Circa i procedimenti di verifica della stabilità delle volte basati sul tracciamento grafico della curva delle pressioni, il Curioni circoscrive gli ambiti della loro applicabilità, rilevando come nel caso di volte di esiguo spessore ed a monta depressa, essi «non possano condurre che a risoluzioni di grossolana approssimazione». Però «Presentandosi il caso di dover costruire qualche volta posta in condizioni eccezionali, e per la quale non si credono convenienti le norme pratiche ora esposte, prima di dar mano alla materiale esecuzione bisogna studiare il progetto mediante appositi disegni, e procedere quindi alla verifica della sua stabilità con metodi analoghi a quelli già indicati (...)».

Molto attento alle disposizioni costruttive, Curioni fornisce precise indicazioni, ad esempio, per le scale a sbalzo, sia per quanto attiene alle dimensioni dei gradini, sia per quanto si riferisce alle porzioni di muratura su cui si incastrano le lastre di pietra e, nel caso la scala passi contro un'apertura, vengono proposti archi rovesci per assicurare la necessaria condizione di incastro. (Fig. 2 d). Questa disposizione di archi dritti e rovesci per rafforzare la muratura d'ambito delle scale ed

un'altra che prevede la sostituzione di archi rampanti ai muri trasversali nella formazione delle coperture (Fig. 2 e) anticipano alcuni accorgimenti dell'Antonelli e del Caselli.

Interessante ancora è la posizione che Curioni, in consonanza con il Cavaliere ed altri, tiene nei riguardi degli elementi metallici atti a contrastare la spinta di archi e volte: da un lato li considera come «utili ripieghi nei casi di minacciata stabilità», facendo dipendere questa dai «giusti rapporti delle dimensioni e dalle resistenze delle masse componenti alle spinte», dall'altro ne rileva la necessità nelle moderne costruzioni civili in cui «le forme sottili e svelte hanno preso il posto di quelle massicce e pesanti»; ma è sua costante preoccupazione «togliere il cattivo effetto che esse producono, nascondendole nelle stesse masse murarie che mantengono collegate», anche a costo di riproporre schemi di incatenamento ampiamente diffusi nel Settecento, ma di scarsa efficacia. (Fig. 6 g).

Curioni ebbe anche un importante ruolo come sperimentatore di materiali da costruzione, sulla via indicata da Rondelet a Vicat, ruolo che si concretizzò nella realizzazione della prima moderna macchina italiana di prova dei materiali collocata al Castello del Valentino nel 1880; con tale macchina egli poté ottenere numerosi dati sulle caratteristiche meccaniche di pietre, mattoni, malte e prismi di muratura tipici dell'area piemontese, dati che si possono ora assumere come termine di confronto con i risultati di analoghe prove su materiali coevi.

LA SCUOLA POLITECNICA ED IL «NUOVO METODO» DI CALCOLO ELASTICO

Verso la seconda metà dell'Ottocento, i metodi basati sulla verifica dell'equilibrio nello studio statico degli elementi in muratura erano ormai completamente codificati, anche se nella trattatistica si trovano spesso affiancati alle rigide regole dell'arte. È proprio in questo periodo che nella città ha inizio una serrata competizione tra la vecchia generazione degli ingegneri che da tempo si dedicava all'edilizia tradizionale, ed i giovani ingegneri formati intorno al 1860 nella Scuola di Applicazione di impostazione politecnica, sotto la guida di Curioni.

I primi continuavano a progettare gli edifici in muratura facendo affidamento su di una lunga esperienza nell'Arte di fabbricare e sui criteri di valutazione statica intuitiva, confortati, nella ricerca dell'equilibrio, dalla scrittura delle equazioni fondamentali dalla Statica, con la radicata convinzione che esse fossero sufficienti a governare tutti i casi pratici senza dover fare ricorso ai nuovi metodi verso i quali nutrivano una diffidenza alimentata da un'approssimativa interpretazione

dell'elasticità dei materiali e dalla mancanza di un sofisticato linguaggio analitico.

I secondi possedevano nuovi strumenti analitici e avevano come modello di capacità professionale in ambito strutturale gli ingegneri ferroviari, impegnati in nuovi problemi strutturali legati a costruzioni reticolari in acciaio, ponti e travi di grande luce più volte iperstatiche, per il calcolo delle quali non si poteva prescindere dalla deformazione e quindi dall'utilizzo di equazioni di congruenza.

È quindi significativo il fatto che, proprio un giovane ingegnere ferroviario, il piemontese Alberto Castigliano, fosse il primo a mettere a punto un procedimento generale e di semplice utilizzo da parte degli ingegneri per lo studio delle strutture iperstatiche come applicazione del suo *Teorema del lavoro di deformazione*.

Già nel 1876 Castigliano aveva pubblicato *Formule razionali ed esempi numerici per il calcolo pratico degli archi metallici e delle volte a botte murali*, ma fu nel quarto volume del suo *Manuale pratico per gli Ingegneri* dedicato alla *Stabilità delle costruzioni in terra e in muratura* che trovò ampio spazio l'applicazione del teorema sull'energia di deformazione per lo studio degli archi. Nel caso frequente che la curva delle pressioni passi per il terzo medio della sezione, Castigliano pose in evidenza come l'incognita iperstatica più significativa risulti la spinta in chiave e, allo scopo di fornire uno strumento operativo che evidenziasse immediatamente il comportamento dell'arco, si accinse alla redazione di pratiche tabelle a triplo ingresso da cui si sarebbero dedotti i valori della spinta, del momento e del taglio, proprio in corrispondenza della chiave.

L'intenzione che animava Castigliano nel diffondere l'uso della sua *nuova teoria* fra gli ingegneri, lo indusse a riportare nel suo manuale casi concreti, realizzazioni significative ben note al mondo professionale e tra questi, insieme con quelli in acciaio, i ponti in muratura. Ma accanto alla chiarezza del calcolo con cui risolveva anche i casi più complessi, Castigliano dimostrò una particolare attenzione ai materiali ed ai procedimenti costruttivi.

Un esempio per tutti: il ponte stradale sulla Dora a Torino, costruito dall'ingegnere torinese Mosca nel 1828 con un arco assai ribassato su di una luce di 45 metri; Castigliano nella sua verifica di stabilità tenne conto dell'influenza di una ingegnosa disposizione costruttiva, consistente nella formazione di giunti di malta cuneiformi tra i conci di granito in chiave ed alle imposte, al fine di ricentrare la curva delle pressioni durante il disarmo.

Lo scadere del XIX secolo vede ancora alcune importanti realizzazioni di ponti ad arco in muratura al cui studio diede un'importante contributo

il successore di Curioni nella Scuola di Applicazione di Torino: Camillo Guidi. Egli riprese e perfezionò l'uso della Statica grafica e dell'Ellisse di elasticità nello studio degli archi incastrati con un procedimento particolare detto *dei cinque poligoni funicolari* che consentiva il tracciamento delle linee di influenza per carichi mobili.

Il confronto, almeno per quanto riguarda i ponti, in termini statici, economici e percettivi, tra la muratura e l'acciaio sta diventando sempre più difficile: la stessa immagine della costruzione muraria viene influenzata, sospinta verso i limiti della resistenza del materiale. Significativa la testimonianza di Guidi: «*nei ponti più recenti si è talmente ridotta la muratura al puro necessario, da trattare, per così dire, l'arcata come se fosse metallica*» si da ottenere «*l'aspetto leggerissimo di un viadotto portato da una grande arcata*».

LE IMPONENTI COSTRUZIONI IN MURATURA DI FINE '800

Ma è al di fuori dell'ambiente ufficiale della ricerca teorica e della trattatistica che il sistema costruttivo murario, in Piemonte, raggiunge nell'edilizia tradizionale e monumentale la sua più alta potenzialità chiudendo, almeno a questo livello, un ciclo iniziato in epoca gotica e perfezionato nell'Ottocento.

Fu un «pratico», un grande progettista ed esemplare costruttore, Alessandro Antonelli (1798 - 1888) a raccogliere l'enorme patrimonio ottocentesco delle regole legate all'arte del costruire ed a portare la muratura a prestazioni eccezionali, riaccendendo la competizione con le costruzioni metalliche. Antonelli non solo ebbe modo di seguire l'ultima fase dell'evoluzione del sistema costruttivo basato sull'apparecchio murario ma, preso come altri dall'ansia di raggiungere il primato in altezza osò andare oltre quanto consentivano le prudenti «regole dell'arte» e gli strumenti della statica grafica.

Antonelli si avvalse certamente degli attendibili risultati dei primi sperimentatori settecenteschi ma ridusse notevolmente gli elevati indici di sicurezza da essi proposti, adottando ottimi materiali da costruzione e fornendo puntuali dettami per una perfetta esecuzione.

D'altro lato gli strumenti di indagine statica tradizionali, se consentivano all'Antonelli di dimensionare con una buona precisione i piedritti, lo costringevano per quanto atteneva alla stabilità dei *volti* ad affidarsi ancora essenzialmente a criteri intuitivi di valutazione ed alla propria esperienza che veniva crescendo insieme alle sue grandiose fabbriche. La Scienza delle Costruzioni, che pur stava compiendo notevoli progressi con la teoria elastica, non poteva fornire ancora strumenti

sicuri per analizzare la complessa iperstaticità spaziale di quel tipo di volte: ancora oggi sarebbe arduo costruire un modello spaziale col metodo degli elementi finiti che tenga conto dell'effettiva organizzazione strutturale delle volte della Cupola di San Gaudenzio di Novara e del volto della Mole di Torino; e questo non solo per le incertezze sui vincoli, sui percorsi statici, sulle caratteristiche dei materiali, ma anche per la complessità geometrica di volte che un rilievo, tradizionalmente inteso, non sarebbe in grado di descrivere.

L'Antonelli riprende la grande tradizione costruttiva degli architetti gotici i quali, liberi da canoni numerici precostituiti e non legati al sistema di *proporzioni* derivanti dallo studio dei monumenti classici, riuscirono con successivi tentativi empirici a realizzare le loro imponenti cattedrali, individuando e convogliando fino a terra il flusso statico con uno scheletro formato da pilastri, lesene, nervature, costoloni ed archi rampanti. (Figg. 3, 4, 5, 6, 7). In ciò l'Antonelli e con lui altri costruttori della seconda metà dell'Ottocento, tra cui il Caselli, furono stimolati dalle grandiose realizzazioni in struttura metallica che si imponevano all'attenzione anche per le nuove caratteristiche formali e per le diverse tipologie strutturali.

La concezione antonelliana dell'edificio-macchina viene ripresa dal Caselli che, liberandosi dal condizionamento legato all'uso degli ordini classici, parte dal postulato fondamentale del razionalismo ottocentesco: «*ciò che è razionale non può che essere fonte di bellezza*» ed evidenzia gli elementi strutturali sia all'interno che all'esterno della fabbrica. Lo scheletro interno, non più celato da una cortina muraria intonacata, riaffiora all'esterno insieme ai vari elementi strutturali (pilastri, lesene, archi, piattabande) e costruttivi (fasce marcapiano, legati lapidei, cornicioni, mensole) sì da costituire naturale motivo di decorazione e risolvendo efficacemente l'antinomia tra perfezione strutturale e formale.



Fig. 3-4 - Lo scheletro del volto della Mole Antonelliana realizzato con un sistema di archi incrociati che richiama quelli adottati dal Guarini nella Chiesa di San Lorenzo in Torino.



Fig. 5 - La guglia della Mole prima del crollo; gli snelli pilastri circolari sostengono le aeree scale ad elica.



Fig. 6 - I fulcri della Mole al piano terra dal perfetto apparecchio murario.



Fig. 7 - Bielle nell'intercapedine del volto della Mole realizzate con archi dritti-rovesci e tiranti metallici.

Lo scheletro laterizio intirantato con catene metalliche, nascoste nella massa muraria, secondo i principi del metodo antonelliano viene precisato e sistematizzato dal Caselli:

- la maglia dell'ossatura spaziale (il concetto di telaio si svilupperà solo col cemento armato) assume la costanza modulare delle strutture metalliche per consentire l'uso ripetuto delle centinature (Fig. 8);
- fondazioni costituite da archi rovesci intirantati (ritenute più sicure ed economiche di quelle in getto di calcestruzzo) che anche per mezzo di palificate distribuivano uniformemente sul terreno i carichi concentrati dei pilastri;
- l'uso della muratura voltata anche se a monta molto ribassata è esteso ai muri controterra al

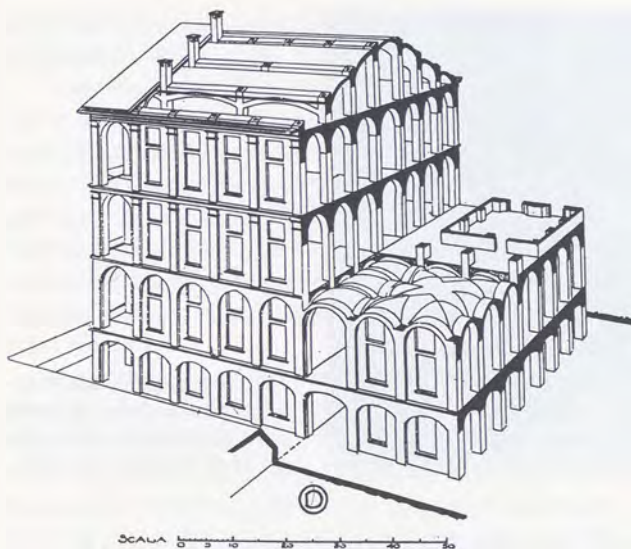


Fig. 8 - L'assonometria dell'Ospizio di Carità tratta dal Milani evidenzia l'ossatura nella propria spazialità e la funzione dei vari elementi strutturali.

cui ribaltamento viene opposto il contrasto dei telai murari di elevata rigidezza in senso longitudinale;

- nei pilastri il nucleo centrale, riconosciuto punto debole per difficoltà di tessitura muraria e per posizione, viene eliminato per realizzare canalizzazioni verticali per il passaggio del vapore degli impianti di riscaldamento;
- la struttura laterizia veniva estesa anche alla copertura con archi e volte a botte rampanti per maggiori garanzie di durata e di sicurezza contro gli incendi (Fig. 9);
- le dimensioni degli elementi strutturali sono determinate solo più in funzione delle caratteristiche meccaniche del materiale e non sulla base di «proporzionamenti» ricavati per analogia con gli edifici del passato; le tensioni nei pilastri dell'Ospizio di Carità raggiungono i valori di 22 kg/cm^2 per i soli carichi permanenti e di 28 kg/cm^2 con i sovraccarichi accidentali.



Fig. 9 - La struttura laterizia a copertura dell'Ospizio di Carità.

Altre caratteristiche delle costruzioni di Caselli possono riconoscersi nei seguenti aspetti:

- ampio uso di volte a fungo impostate su fulcri prismatici per ridurre l'altezza strutturale degli orizzontamenti; si raggiunge il rapporto tra saetta e corda di $1/12$;

- frequente ricorso a bielle a doppio effetto costituite da un sistema di archi diritti-rovesci collegati da concatenamenti in ferro per tenere distanziate le murature perimetrali (Fig. 10);



Fig. 10 - Gli archi diritti-rovesci già adottati da Antonelli sono ripresi da Caselli nella volta della Cappella del padiglione 5 dell'Ospizio di Carità.

- murature perimetrali non più portanti ma a cassavuota con funzione di semplice tamponamento per ridurre la quantità di materiale ed ottenere un più elevato isolamento termico;
- realizzazione di aeree scale a sbalzo con alzate e pedate in pietra.

Il confronto anche economico con la costruzione metallica che Caselli utilizzò in alcuni casi per coperture e colonne, lo stimolò nella ricerca della leggerezza degli elementi strutturali, nell'economia dei materiali, nell'adozione di forme compatte per gli edifici e nell'iteratività della maglia dell'ossatura.

Oltre che ad edifici dalla volumetria imponente come il Regio Ospizio di Carità di Torino e la Clinica chirurgica di Pisa, Caselli pose mano anche ad altre opere con raffinate soluzioni strutturali; se ne citano soltanto due:

- la cupola della Chiesa parrocchiale di Camagna sostenuta da quattro arconi poggianti su quattro pilastri alla cui stabilità concorrono, seppure in modo rivelatosi poi insufficiente, catene metalliche disposte all'imposta degli arconi (Fig. 11);
- la copertura del mercato di Vinovo costituita da quattro arconi trasversali a monta rialzata, incrociati con due archi ellittici sottesi da una corda di quasi 19 m e completata da voltine di quarto a vela (Fig. 12).



Fig. 11 - Il tamburo e la cupola della Chiesa di Camagna progettata da Caselli; in primo piano i tiranti metallici che collegano le imposte degli arconi.



Fig. 12 - Il sistema di copertura laterizia del Mercato di Vinovo, opera di Caselli.

Con l'insegnamento impartito nell'Accademia di Belle Arti, Caselli trasmise le tecniche costruttive di matrice antonelliana a tutta una generazione

di architetti che operarono poi tra la fine dell'Ottocento e l'inizio del Novecento, lasciando una ben precisa connotazione nell'edilizia piemontese.

Franco ROSSO (*)

Rilievo-modello: un elogio del rilievo strutturale

Nel tessere l'elogio del Rilievo, questo parente povero delle discipline architettoniche, nell'ambito del presente ciclo di conferenze concernenti i problemi della conservazione degli edifici del passato prossimo e remoto, vorrei cercare di rispondere ad alcuni interrogativi, oggi più che mai di grande attualità. Qual è la situazione presente di questa disciplina? Quali i suoi limiti e quali le sue virtualità in vista del superamento d'una situazione che a Torino non potrebbe essere più critica e inquietante, e di cui forse anche il rilievo, nell'accezione troppo spesso riduttiva entro cui lo si circo-scrive, è esso stesso insieme responsabile e vittima? Come intenderlo infine onde cavarne tutte le potenzialità di cui è suscettibile per la conoscenza di quei manufatti antichi oggi ignobilmente bistrattati, stravolti, avviliti e persino annientati al solo nobile scopo di conservarli, restaurarli, riusarli?

Quando si pensa a un rilievo, di solito si fa riferimento a quelle rappresentazioni grafiche (un tempo formalmente eleganti, oggi sempre più scadenti) su cui abitualmente i progettisti concertano i loro interventi, rappresentazioni la cui esecuzione è affidata a giovani volenterosi, inesperti e mal retribuiti. In breve, per rilievi s'intendono disegni inevitabilmente sommari, approssimativi, quando non decisamente sbagliati, e pure ritenuti sufficienti allo scopo. Vale a dire, ai bisogni d'una progettazione (e più in generale d'una riflessione, perché il discorso vale anche per gli storici) sovente poco interessata alla complessità e problematicità dell'oggetto a cui si applica, e scarsamente propensa a calarsi nella materialità dei manufatti architettonici, materialità purtroppo ricacciata nella sfera del cantiere, alla mercé di quelle maestranze degradate che ha prodotto l'industria edilizia odierna.

(*) Architetto, Professore associato di Disegno e Rilievo nel Dipartimento di Scienze e Tecniche per i Processi di insegnamento del Politecnico di Torino.

Questa pratica corrente del rilievo, a volerla considerare come una scelta ragionata più che un comodo ripiego, si fonda almeno su quattro pregiudizi.

Primo pregiudizio: che il rilievo sia un'operazione semplice, ingenua, addirittura elementare. Un'operazione pedestre di misura dell'apparenza delle cose, che non richiede conoscenze o ragionamenti.

Secondo pregiudizio: che d'un manufatto, qualunque esso sia, ai fini della progettazione, basti una conoscenza superficiale, epidermica, che s'arresta all'involucro delle cose e non si preoccupa per nulla di penetrarne la sostanza.

Terzo pregiudizio: che di questo manufatto inoltre, su cui si pretende di intervenire, basti una conoscenza parziale anziché totale. Non c'è un approccio unitario e onnicomprensivo, ma molti approcci settoriali, a compartimenti stagni. Ritagli che è impossibile ricomporre in un insieme coerente e globale. E a ciascuno dei quali corrisponderà un particolare, e sempre parziale, tipo di rilievo. Il rilievo dello storico, quello dell'architetto, quello dell'ingegnere. Ciascuno enfatizza gli aspetti che gli interessano immediatamente, e trascura tutti gli altri. Nei rilievi che oggi vanno per la maggiore, i materiali, l'apparecchio murario, gli spessori delle volte e delle cupole, le carpenterie, i mille artifici costruttivi cui è affidata la stabilità, sono semplicemente ignorati. Come se potesse mai esistere una forma senza sostanza. La storia tradizionale, come ha scritto F. Braudel, concepiva gli uomini come esseri sottratti alla materialità della vita quotidiana; come uomini che non mangiano e non bevono. Allo stesso modo, questa concezione dell'architettura che continua a dominare incontrastata intende gli edifici come enti puramente immateriali, anziché come organismi fatti di polpa e di ossa, attraversati da tensioni, costantemente in lotta con le forze che tendono ad annientarli.

Infine, quarto pregiudizio, che il rilievo sia un

mero sussidio passivo e subalterno alla progettazione, anziché una forma o modalità attraverso cui essa si esercita e realizza in un processo inscindibile di reciproche interazioni.

Riflettiamo un momento. Un qualunque edificio, anche il più povero, non appena se ne consideri, assieme alla forma, anche l'impianto strutturale, i dispositivi che ne assicurano la stabilità, si presenta come un organismo di natura estremamente complessa e di problematica interpretazione. Thomas Tredgold, il grande ingegnere inglese, l'aveva capito con straordinaria chiarezza fin dal 1840. «Un architetto — scriveva — non può non conoscere la costruzione, così come un pittore o uno scultore non possono ignorare l'anatomia. La costruzione infatti è l'anatomia dell'architettura. È la base vera su cui l'arte del disegno deve essere fondata; e dalla natura della base dipende l'eccellenza della sovrastruttura». Qualunque seria e responsabile riflessione su d'un manufatto o soltanto su d'una sua parte deve dunque di necessità prender le mosse da una conoscenza, esauriente nei limiti in cui lo può essere, della sua più intima struttura anatomica. Da questo enunciato, apparentemente ovvio, ma poi non tanto, derivano necessariamente alcune conseguenze di capitale importanza.

Anzitutto, che il rilievo non può limitarsi all'apparenza esteriore delle cose, ai meri confini degli oggetti, alla loro configurazione geometrica, insomma, alla pura e semplice fodera del reale. Esso deve mirare invece a cogliere, di questo reale, la sostanza più intima, a carpirne la conformazione anatomica fino a un livello molecolare. Lungi dall'essere poi un'operazione semplice, rapida e conclusa, seconda conseguenza, il rilievo ci appare invece come un'operazione critica difficile, che esige estese conoscenze nel campo della storia e in quello delle tecniche costruttive nel loro svolgimento storico; che impone pazienti indagini e lunghe riflessioni; che s'attua attraverso un processo interminabile di successive e incrementali messe a punto. E ancora, terza conseguenza, una qualunque riflessione settoriale ha un senso nella misura in cui presuppone una conoscenza globale del suo oggetto. La polverizzazione delle competenze e delle conoscenze produce soltanto una moltitudine di discorsi frammentari e spesso contraddittori, che non c'è verso di ricondurre a unità. Non esistono tanti tipi di rilievi. Ne esiste uno solo, il rilievo totale. E questo rilievo totale non può che spettare al progettista. E a un progettista, per giunta, che riassuma nuovamente in sé tutte quelle competenze al presente segmentate in una miriade di specializzazioni. È necessario ritornare a quei personaggi eponimi ai quali il rilievo anatomico è debitore: a E. Viollet-le-Duc anzitutto e, per restare in casa nostra, ad A. D'Andrade, che erano insieme storici, rilevatori, architetti, strut-

turalisti, restauratori. Qualcuno giudicherà forse stravagante l'idea che un professionista debba indossare la tuta e imbrattarsi le mani per disegnare gli edifici la cui conservazione gli è affidata. Non c'è nulla di strano. In altre discipline si è fatto altrettanto. L'archeologia, per esempio, ha subito una vera e propria rivoluzione nel momento in cui gli archeologi han deciso di non limitarsi più a sovrintendere allo scavo, ma di effettuare essi stessi lo scavo. In questo modo soltanto, e siamo alla quarta conseguenza, è possibile ristabilire quella feconda dialettica fra progettazione e oggetto della progettazione, di cui il rilievo è l'elemento mediatore, che è la sola via che possa condurre a una forma di restauro non più rovinoso, congruente con la specificità dei manufatti ai quali si applica.

Mi rendo conto, dopo questa galoppata a briglia sciolta, d'aver bruciato le tappe. Siamo partiti da un'idea del rilievo, quella che oggi va per la maggiore, che lo colloca al livello più basso fra le discipline architettoniche, che l'assimila ad una rozza pratica manuale. D'una cosa apparentemente facile ne abbiamo fatto una cosa oltremodo difficile, di pertinenza di dotti anziché degli indotti. Dalla periferia estrema in cui era confinato, l'abbiamo spostato nel cuore stesso della progettazione, facendone il baricentro, insieme l'occasione e la condizione, d'ogni riflessione, sia essa storica, architettonica o strutturale, sugli edifici. Abbiamo ricusato la distinzione dei ruoli la segmentazione delle competenze. Abbiamo sostituito all'opposizione fra un rilevatore che vede e non pensa e un progettista che pensa e non vede, quella d'una figura unica che vede e pensa, pensa e vede. Che riassume in sé, o cerca di riassumere, competenze finora separate. Alla figura dello storico che ricostruisce la storia, dell'architetto che s'occupa dell'apparenza, dell'ingegnere che s'arrovella sulla sostanza, del rilevatore che ignora la storia e trascura la sostanza ostinandosi a voler rappresentare la parvenza, abbiamo contrapposto quella d'un professionista che è, o si sforza d'essere senza rinunciare alla sua specializzazione, insieme storico, architetto, ingegnere, rilevatore.

La linguistica strutturale ha aperto nuove prospettive alla determinazione delle leggi del linguaggio nel momento in cui s'è applicata allo studio dell'afasia, cioè alla dissoluzione del linguaggio. Abbiamo cercato di calcare le orme. Esaminando quella che si potrebbe definire la regressione afasica nel rilievo, ci siamo resi conto delle sue carenze attuali e delle virtualità che gli si aprono non appena lo si intenda in termini diversi. Si tratta adesso di spiegare come debba configurarsi un rilievo in termini diversi. Per farlo, dobbiamo tentare d'abbozzare un po' di teoria di questa disciplina.

Per rilievo (o rilevamento) si intende l'acqui-

sizione diretta, sul campo, degli elementi necessari per la rappresentazione grafica d'un oggetto, e insieme il disegno che ne è il prodotto. Rilievo dunque indica tanto l'operazione del rilevare quanto il suo risultato, l'elaborato grafico. Quest'ambiguità semantica, che identifica l'esito col momento iniziale del processo che vi conduce, chiarisce già al livello inconscio del linguaggio che il rilievo come punto d'arrivo vien fatto semplicisticamente coincidere, senza residui, con il rilievo come punto di partenza. L'epilogo insomma combacerebbe con l'esordio, esattamente come un guanto con la mano che lo calza. Ma è proprio questo dar spicco alla ricognizione dell'oggetto più che alla elaborazione grafica riduttivamente intesa come una pratica in fondo meccanica e irriflessiva, che ci induce, preliminarmente, a introdurre una maggior chiarezza terminologica. Credo dunque preferibile distinguere fra attività sul campo e rappresentazione, definendo *rilievo* l'operazione di partenza e *modello* quella d'arrivo. Direi allora che l'obiettivo del rilievo è la formazione d'un modello del manufatto in esame. E non è una differenza di poco conto.

Così come d'abitudine lo si intende, il rilievo in quanto risultato non dovrebbe esser altro che la mera traduzione grafica, in scala opportuna e nei termini di quelle che sono le convenzioni e gli artifici attraverso cui i progettisti comunicano (le proiezioni ortogonali, i sezionamenti orizzontali e verticali), delle misure delle distanze reciproche rilevate fra i punti strategici di ciascun elemento del manufatto da rappresentare. In altre parole, la rappresentazione sarebbe soltanto, e niente di più, una passiva registrazione che non interferisce per nulla sullo sforzo di carpire le determinazioni specifiche dell'oggetto investigato, già tutte contenute nel lavoro di misurazione che la precede. Salvo quando i conti non tornano e il disegno ci informa che abbiamo sbagliato qualche misura e che bisogna ritornare *in loco* per ricontrollarla. Sicché, schematicamente, ci troviamo di fronte ad un processo unidirezionale in se concluso:

MANUFATTO → RILIEVO

Che è la forma d'un procedimento che s'esaurisce nella restituzione pura e semplice dell'apparenza geometrica del reale. D'un reale semplificato, appiattito, smaterializzato, che lo sguardo può cogliere senza mediazioni intellettuali di sorta. Diciamo subito che un rilievo di questo tipo, che pure va per la maggiore, e costituisce purtroppo l'incerto e molle fondamento dei restauri che a Torino si praticano, considerato alla luce del punto di vista che informa il presente seminario, quello cioè d'un intervento sugli edifici antichi che prenda le mosse, con grande umiltà, da una conoscenza ca-

pillare della logica costruttiva e strutturale che li informa, non è di alcuna utilità. In generale, anzi, credo che possa servire soltanto, al più, per i laboriosi computi dell'equo canone.

Se ragioniamo in termini di modello, la situazione è completamente diversa. Non appena abbozzato, mirando esso a cogliere gli oggetti in tutto il loro spessore problematico e nelle loro reciproche interrelazioni, è il modello che detta legge e orienta le indagini successive. Pone domande ineludibili; ed esige risposte soddisfacenti. Rilievo e modello rappresentano allora i due poli d'un processo dialettico, circolare e permanentemente aperto, schematizzabile come segue:



Lo sguardo incita al ragionamento, e il ragionamento a un più acuto esercizio dello sguardo, attraverso un fecondo e interminabile gioco di rinvii.

Un modello è una costruzione teorica, un dispositivo astratto che si considera l'immagine o l'analogo intelligibile d'un oggetto reale; oggetto che per la sua complessità si presenta in tutto o in parte enigmatico. Il nostro è un modello piatto, bidimensionale (ma può anche essere, in qualche caso particolarmente complesso, tridimensionale), che ha un rapporto geometrico preciso con la realtà. Ci si propone di conoscere e quindi di agire su di un determinato oggetto, studiando e operando in modo analogico sul modello. Un visibile complicato, oscuro e inafferrabile è sostituito da un visibile semplice e intelligibile. Ciò significa che nella modellazione vengono trascurate, consapevolmente o inconsapevolmente (perché le si conoscono e le si ritengono non rilevanti o, semplicemente, perché le si ignorano) alcune caratteristiche dell'oggetto tradotto in modello.

La costruzione d'un modello prende le mosse, e non potrebbe essere altrimenti, dalla preliminare misurazione del manufatto. Siamo al livello dell'osservazione pura e semplice e la regola principale (si potrebbe dire la sola) è che tutto deve essere osservato e misurato con il massimo scrupolo e la più grande precisione. L'irregolarità dev'essere registrata tal quale si presenta; e ogni tentativo di uniformare il difforme va rigorosamente bandito. Coi dati raccolti siamo in grado di allestire un primo disegno superficiale, complicato, pleonastico, scoordinato, che è necessario riordinare e ridurre all'osso. Ci troviamo, a questo stadio, precisamente nella sfera di quel famigerato

rilievo contro cui abbiamo finora scagliato strali velenosi, e che possiamo ora considerare come il prodromo, la materia bruta con cui s'impasterà, animato da un soffio vitale, il nostro benedetto modello.

Fino a questo momento s'è operato sull'edificio per ricavarne il disegno. Abbandonato provvisoriamente il primo, è adesso il momento di agire sul secondo. Facendolo, quel disegno, s'è tenuto conto di tutto ciò che si vede: accidentale e sostanziale, dunque, vi si trovano indistintamente frammenti e appiattiti. E nello stesso tempo, procedendo nella misurazione necessariamente per parti, operando sui singoli ambienti, su dei vuoti cioè, per derivarne, in negativo, le dimensioni e le posizioni dei pieni, ne risulta un coordinamento fra gli elementi resistenti incerto e approssimato. Ci accorgiamo, studiando quel disegno, che parti secondarie risultano esagerate; e che altre, principali, appaiono al contrario immeschinite. E non appena si confrontano misure corrispondenti rilevate ai vari piani, ecco che nuove incongruenze vengono alla luce: muri spessi su muri sottili; pieni che gravano sui vuoti; membrature portate che diventano portanti; volte che insistono su piedritti troppo gracili; supporti discontinui che portano volte continue. Di qui, dubbi a non finire che impongono e orientano ulteriori controlli sull'edificio.

Il modello, in tal modo, prende corpo e si specifica passo a passo. Plafoni, soppalchi, tramezzi, inessenziali alla stabilità della fabbrica, scompaiono; muri all'apparenza massicci si rivelano attraversati da pletore di canne fumarie. E la geometria dell'edificio si chiarisce e precisa. Fatti inizialmente inosservati o trascurati assumono gradualmente importanza, stravolgono le ipotesi e iniziali danno l'abbrivio a nuove ricerche. Va da sé che questo paziente studio sul modello, e le ulteriori indagini sul manufatto che esso provoca di rimbalzo, sarà tanto più fecondo quanto più riuscirà a coagulare attorno a sé il maggior numero di competenze. È a partire da questo stadio che una interdisciplinarietà sostanziale incomincia a dare le migliori prove di sé.

E ancora. L'individuazione dei canali attraverso cui agiscono i carichi e le spinte va di pari passo col disvelamento degli artifici posti in atto per farvi fronte. L'indagine sul modello indica le regioni probabili ove ricercare gli indizi di quegli occulti telai lignei o metallici di concatenamento ai quali la stabilità è d'abitudine affidata. Quel manufatto complesso ed enigmatico oggetto delle nostre cure trepide c'è così sfrondata di tutto ciò che è superfluo per la sua statica; lo si è ricondotto alla sua nuda essenza, ad un puro sistema di strutture resistenti che stanno fra di loro in una relazione funzionale. E il modello, da quell'inerte disegno che era, si anima, le sue parti sono percor-

se da flussi di tensioni, palpita e respira. In esso ogni cosa osservata prende gradualmente il suo posto, acquista un senso. Per definizione infatti, il modello non è un mero aggregato casuale di parti, ma un sistema in cui ogni elemento deve svolgere un ruolo preciso di concerto con tutti gli altri; una totalità che consta non di cose passivamente giustapposte, ma di relazioni funzionali.

Ma non è tutto. Finora s'è operato in vista di chiarire e semplificare. È giunto adesso il momento di arricchire e rimpolpare. Si tratta di incarnare questo schema astratto, di calarlo ancor più nella realtà considerandone, oltre alla forma, anche la materia che lo sostanzia. Di ciascun elemento è necessario prendere in esame i materiali da cui è costituito, e le modalità secondo le quali essi si aggregano: in altre parole, quello che i pratici chiamavano l'apparecchio. Quale sia l'intima costituzione d'ogni membratura, è evidentemente impossibile stabilirlo. Bisognerebbe, per appurarlo, disfarla, scomporla in quelli che ne sono i componenti elementari. Giungendo così al paradosso che per conoscere un edificio, e quindi conservarlo nella sua integrità, lo si dovrebbe previamente distruggere. Ma non è questo certamente il nostro avviso. Benché molti, specie a Torino, siano di diverso parere, continuiamo a credere che gli edifici del passato debbano considerarsi preziose testimonianze storiche da trattare col più scrupoloso rispetto. Senza dubbio però, l'ispezione minuziosa e attenta d'ogni membro costruttivo, sia pure soltanto a livello corticale, può fornire all'osservatore, purché sufficientemente esperto, essenziale e insostituibili elementi di valutazione.

Corroborato da tutte queste osservazioni, il nostro modello raggiunge a poco a poco la sua pienezza di determinazioni. Il pensiero, la logica che governa la costruzione, allora, incominciano faticosamente a emergere, acquistano intelligibilità e una forza alla quale è impossibile sfuggire. Da questo momento il modello s'impone inesorabilmente alla progettazione. Detta legge; fissa limiti invalicabili di congruenza; indica la linea lungo cui una razionale strategia di intervento deve di necessità svilupparsi. In breve, il progetto vi è contenuto tutto in potenza, come una pianta nel suo seme.

Finora, il nostro discorso è filato liscio e senza intoppi. Tutto facile dunque? Niente affatto. Abbiamo semplificato all'eccesso per essere più chiari e convincenti. Ma nella realtà, le cose vanno ben diversamente. E per una ragione molto semplice. Perché abbiamo intenzionalmente trascurato la dimensione storica. Dimensione la quale, non appena l'introduciamo, rischia di mettere in crisi tutto ciò che sino adesso s'è faticosamente e un po' troppo baldanzosamente enunciato.

Un edificio (così come qualunque altro fatto culturale) ci appare anzitutto come un DATO. Ed

è appunto in questi termini volutamente riduttivi che ci siamo limitati fin qui a considerarlo. È un oggetto che abbiamo di fronte, qui e ora, che vediamo, tocchiamo, percorriamo, e col quale pensiamo di poter stabilire un rapporto immediato, sincronico. Ci sembra spontaneo ritenerlo appartenere a pieno diritto al nostro orizzonte culturale e, come tale, perfettamente intelligibile non appena diventi oggetto della nostra riflessione. Lo crediamo un significante di cui sia possibile cogliere il significato; interpretabile senza incertezza in tutti i suoi aspetti. Ma anche, e reciprocamente, suscettibile di subire passivamente, ogni intervento concepito nei termini della nostra logica.

In realtà, questo DATO è il punto d'arrivo di un PROCESSO STORICO. Il che significa parecchie cose. In primo luogo, che un edificio è il risultato di un lavoro secolare, e non ci si può illudere di analizzarlo correttamente se non ci si rende previamente conto delle sue vicissitudini temporali. Nella diacronia, questo manufatto è stato modificato, travisato, spesso stravolto, e il suo assetto attuale è un sistema complesso di compromesso fra la concezione iniziale e l'insieme delle trasformazioni subite. Sicché il nostro modello, che era puramente sincronico, deve assumere di necessità uno spessore storico, articolarsi nel tempo, acquisire la forma d'una stratigrafia storica. Con tutte le difficoltà e le incertezze che ne derivano, trattandosi di districare attraverso una delicata operazione archeologica il confuso intrecciarsi delle strutture, col solo ausilio di testimonianze documentarie quasi sempre lacunose, oscure e sfuggenti. Ma non basta.

Parlare d'un dato, come esito d'un processo storico, significa anche prender coscienza d'un fatto assai più sconvolgente e paradossale. Che questo dato ci è insieme vicinissimo e infinitamente lontano. Pur essendoci a portata di mano, esso appartiene a un mondo morto per sempre; ad un sistema culturale che non è più il nostro. Parla una lingua che ci è oscura. E molti dei suoi connotati risultano per noi incomprensibili e inafferrabili. Credo che ciascuno di noi abbia sperimentato su di sé quel senso di sgomento e di leggera vertigine che si prova dinanzi allo spettacolo fulgido e orribile d'un edificio scorticato. Al di sotto della liscia, uniforme, tranquillizzante stesura dell'intonaco, quella che si manifesta è una realtà brulicante, multiforme e infinitamente ricca, che non c'è verso di ridurre ad unità, che sfida ogni ipotesi generalizzante. Ogni nostra deduzione è completamente arbitraria. E a onta d'ogni nostro sforzo, l'immagine che di questa realtà enigmatica ci facciamo non è altro che un'estensione indebita

del nostro modo di ragionare ad un universo che ci resta interamente estraneo.

Singolare situazione. L'oggettività è possibile solo in assenza di lettura, fino a che l'edificio rimane muto e isolato nella sua insignificanza. Non appena ci proponiamo di interpretarlo, ecco che inevitabilmente fa la sua comparsa la soggettività. Tuttavia, se non c'è modo di sfuggire all'invasione della nostra individualità storica, si può almeno evitare di cadere nell'arbitrario cercando di fronteggiarne e contenerne gli effetti. Vale a dire, proponendoci di conseguire la massima aderenza dell'interpretazione all'oggetto investigato. E lo possiamo fare soltanto attraverso il dominio di quell'insieme di regole che han presieduto alla concezione e alla realizzazione di esso. Dominio che richiede la conoscenza più ampia possibile, oltreché dell'oggetto, del contesto culturale entro cui è germogliato. Ecco allora la necessità d'avventurarci nel campo sterminato dei documenti antichi, e in quello altrettanto sconfinato dei trattati e dei manuali d'architettura e di tecnica delle costruzioni. E nello stesso tempo, l'esigenza d'approfondire capillarmente e a vasto raggio la conoscenza degli edifici del passato, dei loro più minuti dispositivi strutturali e costruttivi, e dei materiali che li sostanziano. Più saranno i dati a nostra disposizione, e meno incerta, sfocata, approssimata, meno esposta ai rischi dell'arbitrario ne risulterà la comprensione della logica che li governa.

Forse mai, come in questi ultimi tempi, s'è operato con così ostinato impegno sugli edifici antichi. Per l'indagine anatomica delle strutture si sono presentate occasioni che difficilmente si ripresenteranno. E pure, non se n'è ricavato assolutamente nulla. Non ci sono rilievi decenti, fotografie, descrizioni. Nessuno, tranne qualche ricercatore isolato, e a titolo puramente individuale, sembra essersi dato pensiero, visto che lo si poteva fare con agio, di sviscerare le caratteristiche di questi manufatti martoriati. Si direbbe che ci si sia preoccupati di far sparire ogni traccia, più che di farne tesoro.

Bisogna allora prenderne atto una volta per tutte. Allo stadio attuale delle nostre conoscenze, quanto mai misere e ristrette, non potremo che produrre modelli incerti e sommari, capaci di seminare dubbi più che di generare certezze. La situazione potrà mutare solo se sull'attuale imperizia trionferà finalmente una vera competenza. Competenza intesa nel senso d'una conoscenza, la più ampia e puntuale, delle teorie e delle pratiche costruttive del passato. Che è quanto volevasi dimostrare.

10 ottobre 1985

Interpretazione strutturale e criteri di intervento: il Palazzo Ducale di Genova

PREMESSA

L'interpretazione del comportamento strutturale è senza dubbio uno dei momenti più complessi ed importanti di tutto uno studio sull'esistente; in questa fase infatti avviene in un certo senso il contatto tra l'attività intellettuale del progettista e la realtà oggettiva della costruzione, tra il mondo delle idee ed il mondo dei fenomeni.

Questo «contatto» porta all'individuazione di uno o più schemi, nel senso già definito da Kant nella «*Critica della Ragion Pura*», anelli di collegamento cioè tra il soggetto e l'oggetto, tra le teorie e la realtà; l'adeguatezza di questi schemi, a cui la realtà viene ridotta per essere accessibile alle teorie, condiziona poi l'attendibilità dei calcoli, della valutazione della sicurezza, delle scelte e delle decisioni che verranno prese.

Una modifica nell'assetto statico originario di un'opera, a parte situazioni legate a cambiamenti funzionali, di destinazione d'uso, etc., è giustificata solo quando si siano evidenziati margini di sicurezza insufficienti, e questo giudizio sulla sicurezza appunto può essere significativo solo se gli schemi, a cui ogni analisi si riferisce, sono frutto di una corretta interpretazione strutturale della Costruzione.

Un buon progettista deve saper riconoscere, così come un medico, la gravità effettiva dei diversi sintomi; il proprio compito è certamente espletato nel modo migliore quando sia in grado di evitare ogni intervento, o limitarlo a semplice manutenzione o protezione, anche se ciò può non soddisfare la vanità umana, e lascia certamente meno tracce nella Storia.

Un esempio in questo senso è fornito da uno studio effettuato intorno al 1978 sul Ponte Milvio; uno degli archi originari dell'età Romana presentava una forte ovalizzazione accompagnata da uno schiacciamento nella zona ove la curvatura si è accentuata ed un distacco tra i conci dove la curvatura si è ridotta; il fenomeno dipendeva probabilmente da una deformata delle imposte e quindi da cedimenti delle fondazioni.

Una attenta ricerca storica ha consentito tut-

tavia di accertare, secondo il rilievo riportato in una stampa della metà del Settecento, che già allora si era prodotto questo tipo di deformazione e che quindi il fenomeno si deve ritenere stabilizzato; ciò ha consentito di evitare ogni intervento sulle fondazioni e sulla struttura, programmando unicamente una scrupolosa campagna di protezione e manutenzione.

I CRITERI D'INTERVENTO

Gli interventi sulle costruzioni devono essere esaminati sotto due aspetti: la programmazione degli interventi stessi e le tecniche da impiegare.

La progettazione, cioè i criteri d'intervento, come tutte le attività creative, non può essere catalogata; le soluzioni infatti possono essere infinite e la guida nelle scelte non può essere basata che su una profonda conoscenza della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni, nonché della Geotecnica; il Consolidamento non è una disciplina autonoma, ma bensì una branca di queste che opera in condizioni più complesse per i vincoli che l'esistente impone.

I criteri d'intervento sono comunque influenzati dal tipo di azioni in gioco e cioè azioni dirette (forze), azioni indirette corrispondenti a deformazioni imposte, azioni indirette corrispondenti ad accelerazioni.

La limitatezza dello spazio a disposizione non consente di esaminare le scelte progettuali che sono state effettuate su diverse opere, in relazione al diverso tipo di azioni in gioco; rinviando ad un testo più completo, riportato negli Atti del Seminario sui «Problemi di intervento sulle strutture dell'edilizia storica», ci limiteremo qui ad esporre le linee essenziali del progetto di consolidamento delle volte dei Saloni del Maggiore e Minor Consiglio nel Palazzo Ducale di Genova (figg. 1 e 2).

Queste volte presentano, in effetti, sensibili segni di dissesto, con deformazioni, rispetto alla geo-



Fig. 1

(*) Ingegnere, Professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni nella Facoltà di Ingegneria dell'Università La Sapienza di Roma.

metria originaria, dell'ordine delle decine di centimetri, tanto da aver richiesto, già nei secoli scorsi, vari interventi di rinforzo, nessuno dei quali però si è mostrato risolutivo; la figura 3 mostra il tetto di copertura della volta del Salone del Maggior Consiglio, a cui è appesa la volta stessa, nella zona più deformata in cui si è persa ogni curvatura



Fig. 2

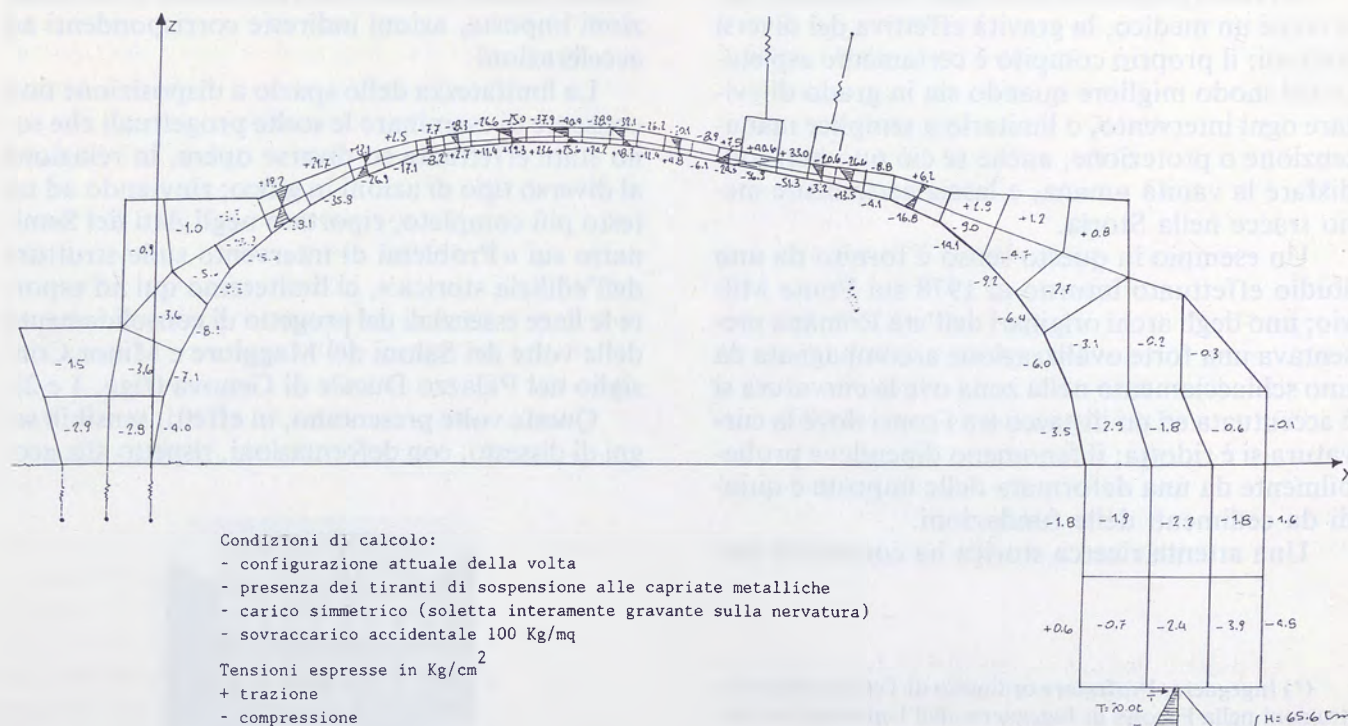


Fig. 4

con tirantini, evidenti nella parte destra della citata figura 3.

Lo studio del comportamento della volta, nella configurazione deformata, in cui attualmente si trova, è stato condotto mediante una modellazione agli elementi finiti, tenendo conto del sostegno offerto, come già detto, dai tirantini collegati al tetto (fig. 4). Lo stato tensionale che risulta dal calcolo è estremamente elevato, specie per quanto riguarda le tensioni di trazioni; i margini di sicurezza sono estremamente modesti, tanto da aver obbligato da lungo tempo alla chiusura del Salone.

Il progetto di rinforzo e consolidamento è stato ispirato dalla stessa filosofia già seguita, seppur parzialmente, nell'800, collegando le volte, mediante una serie di tirantini, ad una struttura di sostegno; tale struttura è costituita da travature metalliche, collegate due a due tra di loro, in modo da fornire al tempo stesso una azione di sostegno sulle volte e di collegamento tra i muri perimetrali dei saloni del Maggiore e Minor Consiglio.

I tirantini di sostegno delle volte dovranno essere gradualmente pretesi, in modo da recuperare, seppur in piccola parte, le alterazioni rispetto alla geometria originaria, e ciò in particolare in corrispondenza di quelle zone ove la curvatura si è completamente annullata o addirittura invertita.

Per poter effettuare queste operazioni, e conoscere l'evoluzione dello stato tensionale nelle fasi costruttive, nelle operazioni di regolazione e nella situazione finale, è prevista una rete di strumentazione (circa 100 punti di misura), collegata con una centralina elettronica di registrazione ed elaborazione dei dati, in modo da poter dosare, nel modo più opportuno, gli stati di coazione che via via verranno imposti.

Nelle precedenti lezioni è stata considerata quella che chiamerei la fase di anamnesi relativa alle strutture della edilizia storica, ossia il riconoscimento e la individuazione, per quanto possibile, delle vicende e delle fisionomizzazioni assunte delle stesse nel corso della loro vita: e questo — come era giusto si facesse — non con il semplice riferimento all'edificio singolo ed alla sua storia, ma con il riferimento al complesso di zona o di quartiere nel quale l'edificio era inserito.

Quanto più accurata sarà stata l'anamnesi, tanto più sicura potrà risultare la diagnosi ed i suggerimenti sulla terapia: e scusatemi se prendo a prestito dei vocaboli medici ma penso che gli edifici dell'edilizia storica siano tutti da riguardare come malati più o meno gravi, più o meno illustri, o comunque come dei vecchi con vari acciacchi.

La fase di diagnosi è già stata adombrata nelle precedenti lezioni, ma direi che costituisce l'argomento specifico della lezione di oggi che dovrà appunto occuparsi della interpretazione strutturale delle costruzioni nell'assetto statico originario, negli assetti transitori, nei progetti di riuso.

Quindi diagnosi e qualche proiezione sulla terapia, anche se di questo — che è in definitiva l'argomento più sostanzioso del corso — si occuperanno le future lezioni.

Abbiamo convenuto con l'amico Croci di trattare il tema, sia in termini — per quanto possibile — istituzionali e metodologici che con specifici riferimenti ad alcuni casi più significativi e rappresentativi. In effetti l'argomento di oggi parte da una casistica infinita tali e tante sono le cause che possono avere influito sulle variazioni dello schema statico originario e, per ciascuna causa, le possibili ramificazioni e variazioni derivanti da molteplici fattori, in taluni casi addirittura impensabili anche con la più fervida fantasia.

Vi sono trattati nei quali si è cercato di esporre, secondo classificazioni più o meno indovinate, tutte le cause possibili di alterazione della fisionomia strutturale originaria delle costruzioni di cui ci andiamo occupando.

Sono esposizioni di casistica che occupano pagine e pagine, ma non mi pare sia il caso di esporvele. Non è questa la via da battere in questo tipo

di lezioni dove — per contro — sulla scorta di dati statisticamente molto ampi anche se non ancora adeguatamente vagliati e passati in «informatica» è possibile ricavare un panorama di ricorrenze che possono permettere delle schematizzazioni che si approssimano ad essere considerabili come quasi istituzionali.

Tanto dico per l'edilizia storica non monumentale perché per quanto attiene i monumenti storici, la casistica è molto variata, molto «personalizzata» — mi si permetta il termine — per poter essere vista da angolazioni di tipo statistico o sistematico.

Comunque ci occuperemo anche di casi particolarmente significativi nel campo della edilizia storica monumentale poiché ritengo che essi contribuiranno in maniera determinante alla definizione di un panorama che risulterebbe sfocato e lacunoso se esso fosse limitato al campo della edilizia storica non monumentale.

Vediamo dunque cosa può dirsi di sintetico ed interessante per quanto attiene l'edilizia storica non monumentale.

In proposito, ed in coerenza con quanto prima detto, osserviamo che il nostro riferimento a schemi strutturali tipici dovrà sempre tenere presenti le matrici di tipo ambientale che li hanno generati a seconda delle diverse epoche storiche: così, anche senza addentrarci menomamente nel tema, non potremo fare a meno di ricordare che l'edilizia storica non monumentale abbraccia essenzialmente la categoria degli edifici a schiera, oppure degli edifici a corte, e infine degli edifici a nastro con tutte le variazioni e gli ibridismi che da esse possono essere nati.

E considereremo subito sempre in un intento schematico, la classificazione degli edifici in muratura suggerito dal Prof. Pagano che — non dimentichiamolo — si occupa da molti anni di questo problema con passione ed autorevolezza. Egli definisce tre classi:

- 1^a classe - Edifici totalmente in muratura (muri verticali ed orizzontamenti)
- 2^a classe - Edifici in muratura con orizzontamenti in legno o in ferro
- 3^a classe - Edifici che presentano continuità statica fra elementi portanti verticali ed orizzontali: uno schema statico difficilmente reperibile nella edilizia di cui ci andiamo occupando e che peraltro verrà in causa nelle situazioni di ricupero e di assetto definitivo.

(*) Ingegnere, Socio della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino. Professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni nel Dipartimento di Progettazione Architettonica del Politecnico di Torino.

Osserviamo subito, come aveva già sottolineato il Prof. Nascè nella prima lezione, che tanto negli edifici della prima classe che in quelli della seconda la visione originaria del servizio strutturale era spaziale ossia di insieme globale e mai vista come l'accostamento di quegli elementi strutturali che la nostra Scienza delle Costruzioni ci ha abituato ad incasellare.

Il concetto di «vincolo» secondo la nostra accezione è affatto sconosciuto e pertanto l'edificio è visto come un complesso scatolare nel quale le murature verticali portanti e di controvento costituiscono un corpo unico nei riguardi delle sollecitazioni esterne sia pure con le variazioni del caso tra edifici della 1^a e della 2^a classe.

L'edificio è dunque scatolare per quanto riguarda le murature verticali alle quali è devoluto il compito di portare tanto i carichi verticali che quelli orizzontali, prendendo nei due casi il nome di pareti portanti e di taglio o controvento. L'individuazione delle pareti portanti discende immediatamente dalla tessitura degli impalcati: quella delle pareti di taglio — meno immediata — dipende dalla direzione delle forze orizzontali, dalle proprietà di simmetria — o meno — della struttura nel suo complesso e dalla efficacia di immorsamento delle varie pareti longitudinali e trasversali. È evidente che una stessa parete può funzionare sia come portante che come controvento: anzi questa condizione è auspicabile perché la presenza di sforzo normale aumenta la resistenza limite delle murature a forze orizzontali sia nel caso di pareti funzionanti prevalentemente a taglio che nel caso di pareti con funzionamento prevalente a pressoflessione.

Sulle murature verticali si scaricano gli orizzontamenti, a volta od a solaio: per gli edifici della prima classe è considerato nello schema originario, anche se in termini piuttosto confusi, un fatto di interazione statica — non mi azzardo a dire una continuità statica: per gli edifici della seconda classe per contro tale interazione è esclusa, si concepisce soltanto l'azione di scarico del solaio sulle murature verticali: al massimo gli orizzontamenti possono utilmente offrire ricetto a tiranti in ferro od in legno sempre intesi a solidarizzare le varie murature verticali, ed eminentemente quelle di facciata e di spina.

Fino a che punto questa concezione di spazialità del sistema strutturale sia stata effettiva è difficile dire: in genere essa si limita oggi al solo aspetto morfologico e non caratterizza invece sufficientemente quello statico per la incompletezza ed insufficienza dei collegamenti tra i diversi elementi strutturali.

Quanto poi siffatta concezione spaziale possa essere oggi valutata alla luce delle nostre odierne conoscenze, tenendo conto delle possibilità offerte dalle grandi e sofisticate varietà di «software»

offerte dai sistemi di calcolo computerizzato, accenneremo più avanti e vi sarà comunque illustrato nelle future lezioni. Certo si dovrà sempre tener conto del come e del quanto nell'ottica originaria l'effetto globale fosse visto in funzione delle possibili deformazioni dei singoli elementi e del complesso con una intuizione — magari non quantificabile — ma sicuramente vivissima e sensibilissima nei riguardi dei benefici effetti terapeutici e di correzione della situazione statica conseguente a deformazioni plastiche localizzate o diffuse, microfessurazioni, scorrimenti. Quindi vi è da ritenere che il progettista originario contasse sul fatto che un certo effetto statico globale poteva essere garantito per diversi o anche molti anni in funzione del livello di bontà dei materiali e della eccellenza della costruzione.

Sostanzialmente dunque, io penso sia giusto da un lato tentare tutte le vie possibili per analizzare questi schemi statici con i mezzi che la modellazione matematica mette a disposizione, dall'altro evitare ogni pretenziosità di giudizio, ogni catalogazione rigida, limitandoci a qualche considerazione di carattere qualitativo e tipologico poiché almeno per oggi non mi pare sia possibile fare di più.

EDIFICI DELLA PRIMA CLASSE

In questa categoria gli orizzontamenti sono realizzati in muratura e devono quindi essere del tipo ad archi o volte. Agli effetti del raggiungimento di uno schema statico ottimale i profili delle membrature curve devono essere tali da presentare le minime eccentricità possibile delle curve delle pressioni ed i vincoli di bordo devono essere tali da apportare il minor disturbo a questi intenti di stato di sollecitazione di tipo membranale: sussiste evidentemente il problema delle spinte sulle murature verticali che vengono ad essere sollecitate a pressoflessione in misura maggiore o minore: in ogni caso agli effetti di quel funzionamento statico spaziale di cui abbiamo prima parlato è palese l'importanza dell'interazione fra elementi verticali ed orizzontamenti che non possono essere considerati indipendenti gli uni dagli altri: la rigidità delle pareti ed il tipo di innesto degli impalcati su di esse condizionano il funzionamento delle strutture ad arco ed a volta, mentre la forma di queste ultime e quindi il loro carattere più o meno spingente è determinante per lo stato di sollecitazione flessionale indotto nelle prime. Non intendo qui addentrarmi in una casistica che risulterebbe infinita: voglio solo notare che ciascuno di noi ha sicuramente constatato quali grandi differenze esistano alla data odierna nello stato di degrado e nelle situazioni statiche di edifici di questa classe anche se di pari età e presumibilmente di eguale

livello costruttivo: e questo a seconda delle scelte inizialmente fatte sulla forma degli archi, sul tipo e sulle forme delle volte, sulla organizzazione delle orditure secondarie e così via.

Ciò osservato bisogna peraltro dire che i casi di buona conservazione dello schema statico primitivo sono largamente superati dai casi di degrado e di alterazione dello stesso.

La solidarietà e la interconnessione delle murature verticali si altera sostanzialmente, si verificano quasi sempre netti distacchi tra pareti principali portanti e muri di controvento, si presentano diffusi stati di fessurazione conseguenti al superamento delle tensioni di rottura e sostanzialmente il concetto spaziale originario viene a frantumarsi in schemi statici di tipo piano. Le cause, come abbiamo accennato sono riconducibili essenzialmente a tre categorie:

- a) inadeguatezza delle scelte iniziali
- b) variazioni degli stati di carico — non previsti né prevedibili — dal progettista
- c) il verificarsi di deformazioni imposte anch'esse difficilmente prevedibili dal progettista per effetti termici, cedimenti fondazionali, azioni di vento, vibrazioni indotte dal traffico, per non parlare poi dei fatti sismici, purtroppo sempre meno classificabili come eventi eccezionali.

Questo panorama poi ha — in ogni caso — come sfondo costante e valevole le alterazioni del materiale per invecchiamento fisiologico, che può essere condizionato da molti fattori, che può essere più o meno accelerato, ma sempre esiste.

Come risultato di tutto ciò lo schema transitorio che viene ad instaurarsi è sostanzialmente quello della frantumazione del funzionamento strutturale spaziale che si degrada in quello di tanti elementi di tipo piano fra i quali scemano fino ad annullarsi del tutto le reciproche collaborazioni: e ci troviamo così di fronte ad archi, strisce di volta, pareti verticali o strisce di pareti verticali.

Per quanto poi attiene queste pareti verticali ricordiamo quanto già ampiamente sottolineato ossia che esse sono quasi sempre del tipo a sacco, ossia con paramenti esterni regolari e muratura interna ottenuta con pezzi di risulta di mattoni legati con malta scarsa e di bassa qualità.

Come conseguenze si possono verificare distacchi e comportamenti statici indipendenti dei parametri rispetto alla zona interna con palesi pericoli di instabilità elastica, concentrazioni di carichi, schiacciamenti.

EDIFICI DELLA SECONDA CLASSE

Le costruzioni di questa seconda categoria sono caratterizzate da impalcati piani (solai) costituiti da travi o travetti in legno o acciaio semplicemente appoggiati alle murature perimetrali. La

superficie dell'impalcato è in genere costituita da un tavolato o da voltine in mattoni impostate sulle travi (metalliche) con soprastante materiale di riempimento.

Gli impalcati quindi, qualora non si tenga conto delle forze d'attrito, sono scorrevoli sulle murature e dotati di trascurabile rigidità nel proprio piano. Nessuna interazione può svilupparsi fra elementi verticali e orizzontali dell'edificio, se non quella legata alla trasmissione dei carichi verticali.

Solai e pareti murarie costituiscono pertanto due sistemi strutturali praticamente indipendenti. Sotto l'azione dei carichi verticali i primi hanno un comportamento flessionale e non esercitano alcuna azione di spinta sulle murature; queste ultime, soggette ad azioni verticali generalmente eccentriche, hanno un comportamento a lastra-piastra. Per quanto riguarda le azioni orizzontali, poiché i solai non sono in grado di svolgere un'efficace azione di diaframmatrice, manca qualsiasi sostanziale effetto di ripartizione e i muri verticali tendono a funzionare indipendentemente l'uno dall'altro, mentre per le travi di impalcato sussiste il pericolo dello sfilamento dalle murature.

Frequenti in questi edifici sono le rotazioni delle pareti murarie dovute all'eccentricità con cui agiscono i carichi verticali (per effetto sia di eventuali riseghe che della non coincidenza dell'azione trasmessa dai solai con l'asse della parete) e scarsamente o per nulla contrastate dagli impalcati.

Inoltre le fessurazioni verticali prodotte da cedimenti differenziali, da variazioni termiche e dai concentrati trasmessi attraverso le travi di solaio annullano anche il funzionamento a lastra delle pareti, riducendo spesso queste ultime ad una serie di strisce verticali murarie indipendenti, funzionanti come mensole incastrate alla base.

In conclusione si può dire che gli edifici di entrambe le classi quando giungono a fasi di degrado avanzate tendono ad assumere schemi statici analoghi, ossia la riduzione a sistemi piani più o meno pericolanti e pericolosi con qualche speranza, per gli edifici della prima classe, della sopravvivenza di qualche brandello dello schema statico originario particolarmente nel caso che i sistemi voltati siano a doppia curvatura.

GLI SCHEMI STATICI NELL'ASSETTO DEFINITIVO DI RECUPERO E RIUSO DEL FABBRICATO

Questo punto prospetta una grande fascia di opzionalità e pertanto una casistica ancora più variata di quelle implicite nelle precedenti considerazioni.

Poiché, ancora una volta, desidero rimanere — per quanto possibile — in termini di carattere generale, comincerò con alcune osservazioni che

ci potranno aiutare nella definizione del campo da prendere in considerazione e che riguardano essenzialmente i criteri di scelta delle terapie di risanamento.

Su questo punto penso non sia fuori luogo ricordare quanto già accennato nelle precedenti lezioni ossia l'evoluzione della filosofia di approccio al problema negli ultimi quarant'anni.

È stata una evoluzione a parer mio molto positiva: si è passati in effetti da pesanti interventi di risanamento strutturale che prevedevano la pura e semplice «messa in pensione» della costruzione primitiva che veniva ad essere «portata» da una nuova struttura scelta con i criteri progettuali della moderna ingegneria, a posizioni di restauro strutturale sempre più rispettose delle vicende statiche dell'edificio; si è cioè inteso, se non ricostruire integralmente gli schemi statici originari — il più delle volte cosa impossibile — quanto meno operare con criteri a tal fine ispirati: le prove di tale evoluzione sono numerosissime, specialmente nel campo di risanamento strutturale di edilizia monumentale: basta guardare molti casi che attestano con quanta pesantezza di mano ed alterigia di impostazione si operasse nel decennio 1930-1940 e confrontarli con quanto invece si sta cercando di fare oggi, per rendersene conto.

In tale nuova visione si è inteso anzitutto cercare di operare sulle cause dei mali anziché sugli effetti, più o meno localizzati, più o meno vistosi. Voi direte che si tratta di una verità così lapalissiana da non doversi neppure menzionare: avete ragione ma il fatto è che questa verità è stata molte volte totalmente ignorata.

Se la terremoto in conto, dunque, converrà innanzitutto distinguere fra i dissesti prodotti da forze applicate e dissesti prodotti da deformazioni imposte, dividendo le tecniche di intervento fra tecniche intese ad operare sulla resistenza della struttura e tecniche intese ad operare sulla rigidità della struttura. Così — almeno in linea di principio — a dissesti prodotti da forze applicate è opportuno rispondere con interventi che varino, aumentandola, la resistenza della struttura mentre a dissesti prodotti da deformazioni applicate sarebbe opportuno rispondere con interventi che varino — riducendola — la rigidità. Dico «sarebbe opportuno» perché in realtà non è tanto facile in un quadro di restauro strutturale conservativo aumentare la resistenza strutturale senza aumentarne anche la rigidità.

Pertanto, e proprio nel momento in cui intendiamo restituire ad una costruzione in muratura un funzionamento statico spaziale, il criterio della limitazione della rigidità del complesso lo dobbiamo mettere in primo piano visto che deformazioni imposte e stati di coazione ne avremo sempre. Prendiamo il caso tipico delle deformazioni imposte conseguenti a cedimenti fondazionali che

si verifica in una grandissima quantità di casi. Gli interventi di irrigidimento locali possono tradursi, in trasferimenti di sollecitazioni verso altre zone non adeguatamente rinforzate con formazione di stati di fessurazione in elementi murari fino a quel momento rimasti integri: più opportuno appare il frazionamento della rigidità globale in settori grazie all'adozione di opportuni giunti di scorrimento che permettano un calibrato intervento di risanamento fondazionale nella zona ammalorata.

Ed eccoci qui giunti ad un punto che ritengo fondamentale nel quadro delle terapie di risanamento strutturale. Quello dei giunti di dilatazione e di scorrimento che appare — a me personalmente — di grandissima importanza al momento di operare le scelte progettuali e che peraltro molto spesso, non viene preso in adeguata considerazione.

Ci è stato ripetutamente — e giustamente — osservato che i vecchi edifici potevano svilupparsi per lunghezze anche di centocinquanta metri e più senza interruzioni o giunti di dilatazione: è verissimo.

In effetti se vogliamo farci un'idea della rigidità flessionale di una parete portante in muratura a sacco vediamo che, per quanto riguarda il modulo è da ritenersi secondo diversi studiosi (e specialmente il Wenzel di Karlsruhe) che esso possa al massimo ritenersi il 30% del modulo di una muratura piena in buone condizioni: per quanto poi riguarda gli elementi geometrici che intervengono nella definizione della rigidità, è da ritenersi che il momento di inerzia — almeno in una direzione — venga ad essere pregiudicato dalla sconnessione delle parti costituenti la sezione e risulti quindi inferiore a quello corrispondente alla figura geometrica omogenea. Quindi possiamo ipotizzare un prodotto EJ pari a circa l'ottava o la decima parte di quello attribuibile ad una muratura piena ed omogenea.

In fase di risanamento e ricostruzione come ci verrà illustrato nelle prossime lezioni le murature a sacco verranno rese strutturalmente omogenee con iniezioni, legature, armature, ecc. e pertanto il prodotto EJ subirà un notevole incremento; se useremo poi malte speciali per le iniezioni abbinandole a legature armate, esso rischierà di superare apprezzabilmente EJ della muratura in mattoni omogenea.

Inoltre, e restando negli schemi statici dianzi considerati, la restituzione delle strutture murarie alla concezione spaziale originaria con il risanamento e la ritrovata integrità dei muri portanti, con la realizzazione di immorsamenti efficaci con i muri trasversali grazie a cuciture armate o ad altre tecniche di solidarizzazione porterà a costruzioni di grande rigidità globale.

Non sarà quindi fuori luogo, in attesa di quella normativa di cui si parlerà nelle ultime lezioni,

fare riferimento a due documenti di guida molto equilibrati e ricchi di buon senso.

Il primo: «*Le raccomandazioni internazionali per le strutture in muratura*» varato, non più di un mese fa, dopo molti anni di discussione, dalla Commissione W23 del C.I.B. e destinato ad informare i futuri Eurocodici sull'argomento; il secondo: «*Le raccomandazioni per la progettazione e il calcolo delle costruzioni a muratura portante in laterizio*» edito dall'Andil.

Entrambi i documenti si riferiscono a strutture in mattoni e blocchi pieni o forati (entro certi limiti) e privi — in linea di principio — di armature metalliche.

Anzitutto è interessante notare come in entrambi i documenti al punto «concezione della struttura» si ritrovi la concezione che avevamo ripetutamente sottolineato a proposito degli edifici antichi ossia quella della spazialità della concezione strutturale.

«*Gli edifici a muratura portante devono essere concepiti come un sistema tri-dimensionale costituito da solai, muri portanti e muri di controvento disposti in modo da cooperare alla resistenza ai carichi verticali ed alle azioni orizzontali*» (Andil) ed una frase assolutamente analoga compare nelle raccomandazioni internazionali.

Dopodiché questi documenti riconoscono le difficoltà di tradurre in calcolo tale concezione, di conseguenza le opportunità di ricondursi allo studio di sistemi piani, sia pure tenendo nel dovuto conto le collaborazioni eventuali fra pareti verticali ed orizzontali.

Comunque la struttura muraria viene ripetutamente riconosciuta come molto rigida e quindi il problema dei giunti di dilatazione viene puntualmente considerato. In proposito le raccomandazioni internazionali danno suggerimenti sulle posizioni e sulle distanze dei giunti, che possono variare a seconda della entità prevista per le deformazioni imposte: comunque raccomandano che, per le pareti esterne, non si ecceda la misura di metri 20 di intervallo tra i giunti di dilatazione.

Le norme Andil parlano di intervalli da 25 a 35 metri, ma in termini generici, e meno specifici di quelli delle Raccomandazioni internazionali.

Come vedete dunque c'è ampia materia di riflessione allorché ci accingiamo a progettare e tradurre in modelli matematici gli schemi statici relativi all'assetto definitivo che intendiamo assicurare alle strutture murarie restaurate.

Sul tema non mi sento di dire di più senza addentrarmi nella casistica: desidero ancora dire tuttavia che gli studi dei modelli matematici atti a rappresentare i regimi statici transitori in fase di degrado nonché quelli possibili ed auspicabili in fase di ricostruzione sono in pieno sviluppo da parte di molti gruppi di ricerca in Europa ed in America. In effetti, come tutti sappiamo, le procedu-

re automatiche di elaborazione di dati su diversi programmi di analisi statica dei continui strutturali hanno raggiunto un elevato grado di raffinatezza.

In Italia vi sono gruppi di ricerca a Torino, a Padova, a Roma a Napoli. E ricordo a titolo esemplificativo e non limitativo un recentissimo lavoro del gruppo dei professori Modena, Bernardini e Rigodanza (Padova) sulla affidabilità degli edifici in muratura in zona sismica.

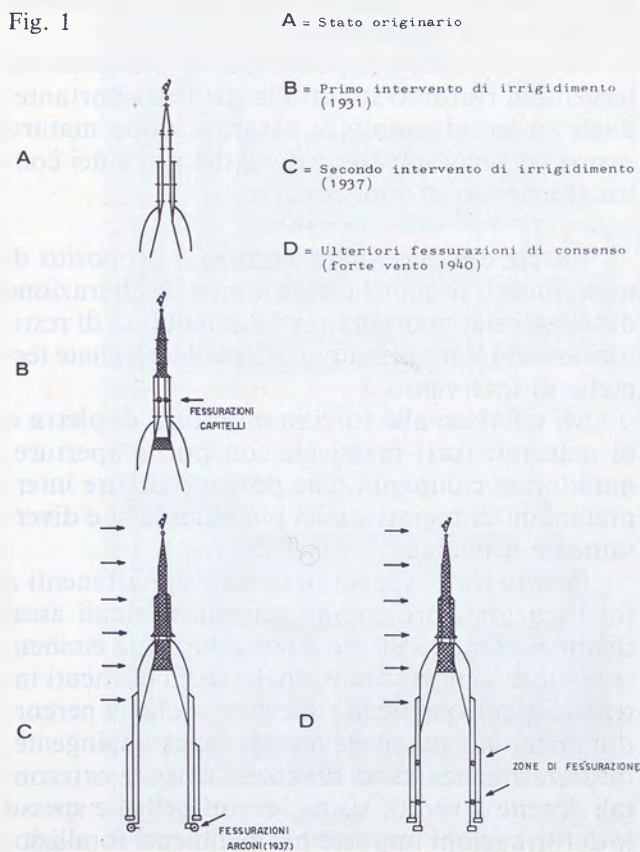
Questo studio si basa sulla elaborazione statistica dei dati ottenuti dal rilievo di un campione degli edifici utilizzando due parametri significativi delle resistenze ad azioni orizzontali, rispettivamente nel piano e fuori del piano delle pareti.

L'esempio di applicazione della procedura computerizzata è riferito ad un campione di trenta edifici isolati in muratura di pietra, siti nei comuni di Brenzone e S. Zeno in montagna (Verona) recentemente censiti come appartenenti a zona sismica di seconda categoria.

Senza entrare in alcun dettaglio desidero solo sottolineare come uno studio di questo genere dia una confortante impressione di un evolversi continuo di possibilità diagnostiche che fino a dieci anni fa potevano sembrare utopiche.

Ora permettetemi di ricordare un caso che a mio parere è esemplare in tema di conseguenze negative della adozione di terapie di risanamento basate sull'aumento della rigidità (fig. 1).

Fig. 1



Negli anni 20-30 furono riscontrate alla sommità della cupola di S. Gaudenzio alcune manifestazioni di sgretolamento alle basi delle colonne del secondo ordine del cupolino dovute — con ogni probabilità — ad effetti di attacco da parte di composti solforosi per la presenza di zolfo usato a suo tempo per fissare bene i collegamenti delle zanche in ferro alle sedi di granito.

Si temette peraltro che tali deterioramenti avessero origine statica ossia potessero ricondursi al fatto che le basi delle colonne erano «tormentate» dalle oscillazioni della cuspide e del cupolino. Si decise quindi di irrigidire cuspide, secondo stilobate e peristilio con una camicia in cemento armato. Il lavoro fu eseguito nel 1931 e tra il 1932 ed il 1934 si verificarono nette fratture dei capitelli delle colonne del primo ordine, fratture che li attraversavano nel mezzo dividendoli in due parti.

Si ricorse subito alla cerchiatura dei capitelli e si decise di incamiciare in cemento armato anche le colonne di questo primo ordine. Non molto tempo dopo il termine dei lavori, effettuati nel 1937, si verificarono fessurazioni negli arconi di base.

Evidentemente l'irrigidimento di tutta la struttura del cupolino, oltre ad accrescerne notevolmente il peso — che risultò pressoché raddoppiato (da kg 2870 a kg 5720) — aveva causato una grossa limitazione alle possibilità di dissipazione del lavoro d'urto e pertanto gli effetti del vento — ai quali originariamente anche la deformazione della cupola offriva qualche contrasto — si facevano sentire fin sugli arconi.

Si studiò allora la possibilità di più estesi interventi di rinforzo su tutta la struttura portante, dagli arconi al cupolino; peraltro, dopo maturo esame ed accurata valutazione dei pro e dei contro, fu deciso di sopassedere.

Vorrei ora accennare ancora, a proposito di monumenti, a qualche caso tipico di alterazione di schemi statici originari ed a possibilità di restituzione allo stato primitivo offerte da adeguate tecniche di intervento.

Mi riferisco alle torri in muratura di pietra o di mattoni: torri massicce con poche aperture, quindi non campanili, che possono offrire interpretazioni di regimi statici più complessi e diversamente articolati.

Queste torri, spesso in origine appartenenti a fortificazioni, presentano schemi originali assai semplici. Sono strutture intese a lavorare eminentemente a compressione, anche se gli elementi interni di piano o le scale o le rampe che la percorrono possono esercitare qualche azione spingente.

Peraltro nel corso dei secoli le forze orizzontali dovute a vento, sisma, eventi bellici e spesso le deformazioni imposte per cedimenti fondazio-

nali — in concomitanza con una incerta fisionomia resistente dei parametri murari — hanno portato in molti casi a vistose sconnessioni della fabbrica muraria che si sono manifestate con tipiche fessurazioni verticali di notevole ampiezza che spesso percorrono la struttura dalla sommità alla base.

La terapia logica, in questi casi, è la cerchiatura con tiranti metallici o con cinture in cemento armato che riportano la torre alla connessione originaria e quindi allo schema statico spaziale (unitamente ad eventuali interventi di bonifica del tessuto murario). Peraltro anche in tema di cinture di cerchiaggio appare consigliabile ricorrere ad inserimenti di elementi metallici nel quantitativo minimo necessario: in tal senso un passo decisivo è stato fatto con la adozione degli elementi tenditori (barre o trefoli o cavi) e delle testate di ancoraggio proposte dalla tecnica del cemento armato precompresso.

In effetti con elementi tenditori di tale tipo il quantitativo delle armature necessarie è ridotto al minimo (date le alte caratteristiche di servizio che essi offrono) e soprattutto l'effetto di «cinturazione» è attivo e non passivo e può essere dosato accuratamente a seconda del tipo delle manifestazioni di dissesto e delle previsioni delle sollecitazioni future.

TORRE DI BAD WIMPFEN (fig. 2)

Costruita nel XV secolo, Germania - Zona di Weimar

A sezione quadrata in muratura di pietrame a sacco con forte prevalenza del materiale incoerente rispetto ai paramenti squadriati, presentava stati di fessurazione per schiacciamento presumibilmente conseguente od accompagnato da fenomeni di instabilità elastica dei paramenti. Già nel secolo scorso si ricorse a cerchiature con laminati piatti in acciaio che peraltro costituirono solo una difesa provvisoria: negli anni 1970-72 si disposero cinture di presollecitazione con barre Dywidag alligate all'interno della muratura e grazie a queste, fu possibile riportare la torre alla fisionomia originaria.

TORRE DELLA CHIESA DI WEITINGEN

(Esempio citato ancora dal Wenzel)

Edificio di diversi secoli fa, deteriorato anche per cedimenti fondazionali oltre che per le cause già ricordate nel precedente esempio: la muratura in pietrame era vistosamente fessurata e pressoché frazionata in quattro mensole a sezione angolare. Anche in questo caso cinturazione con barre pretese integrate da cuciture armate ed iniezioni di consolidamento.

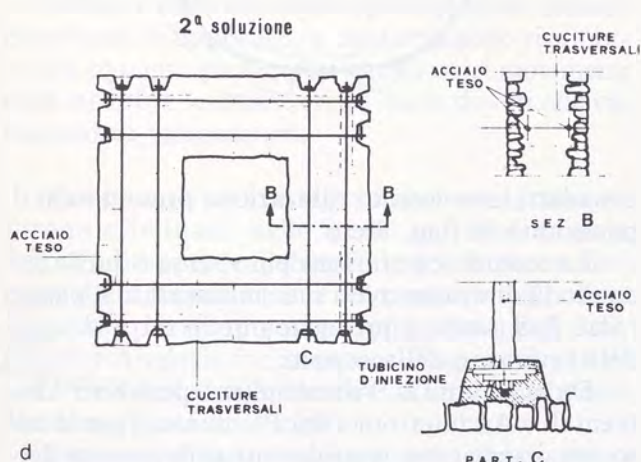
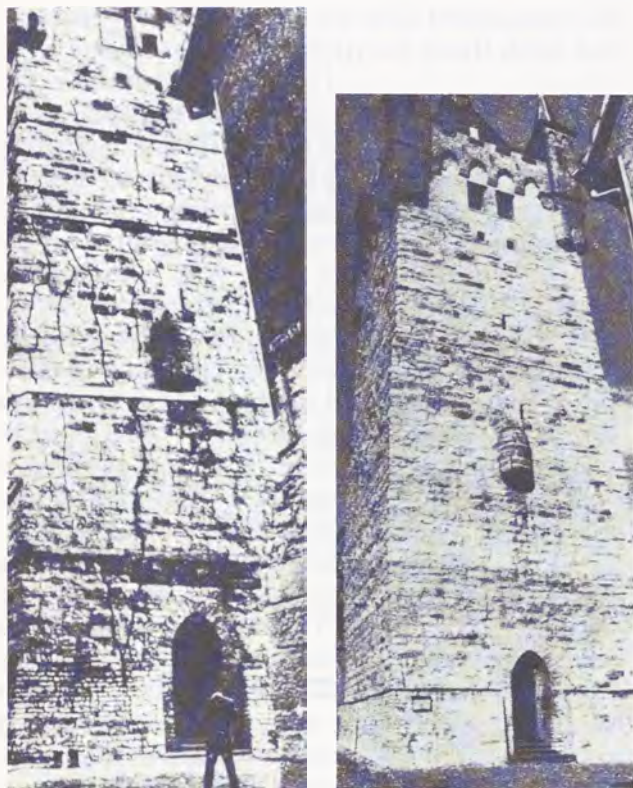


Fig. 2

TORRE ROTONDA DI COPENAGHEN (figg. 3-4)

Qui il tipo di dissesto e la terapia di intervento è un po' differente dai precedenti esempi.

La torre costruita nel 1642 da Cristiano IV era destinata ad osservatorio astronomico e ricoprì questo ruolo fino all'inizio del secolo.

In muratura di mattoni ancora a sacco ma — a quanto pare — con riempimento abbastanza coerente, aveva una rampa interna carrozzabile, della ampiezza di $4\frac{1}{2}$ metri supportata da volta. Il traffico pesante sulla stessa, insieme con disturbi da eventi bellici ed incendio portarono a fessura-

zioni sensibili in varie posizioni di imposta della volta ed in qualche zona del paramento esterno della muratura.

Si ricorse allora, sia pure in tappe successive, alla incatenatura radiale con catene allagate nello spessore della volta in armonia d'altra parte ad alcune preesistenze analoghe nella struttura originaria.

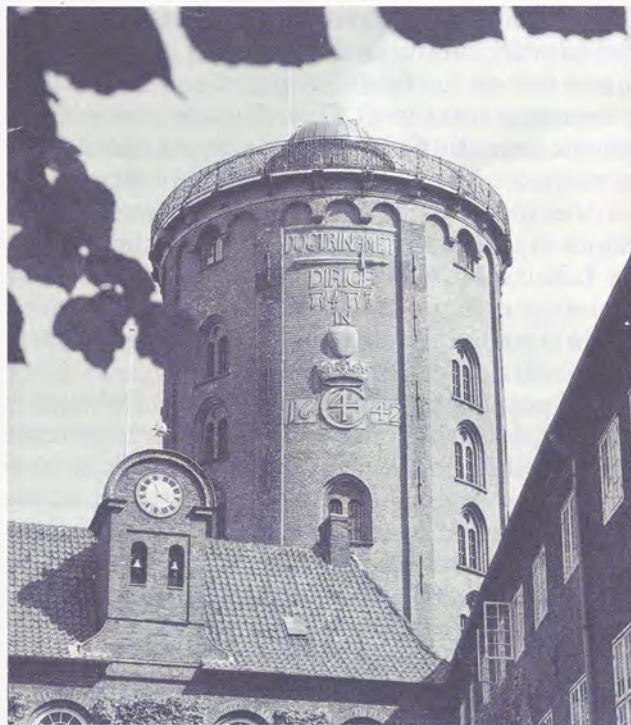


Fig. 3

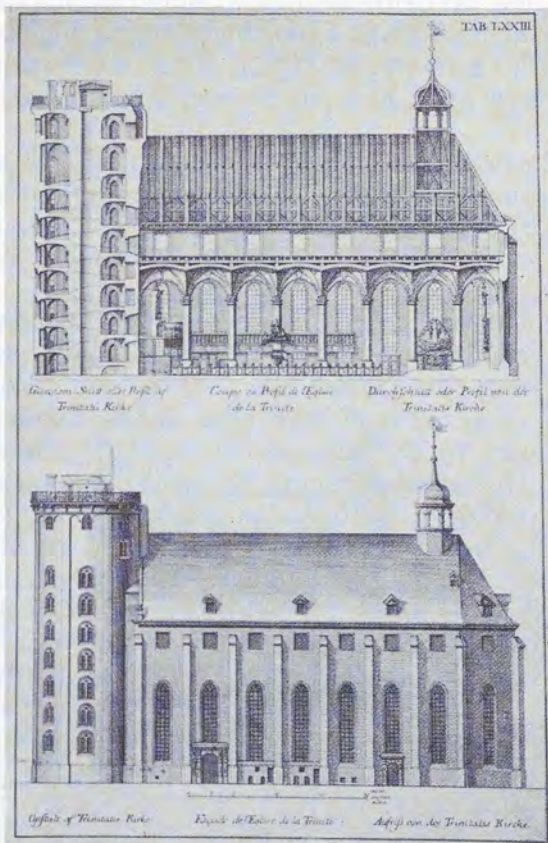


Fig. 4

Permettetemi ora di citare, a chiusura della mia relazione, un caso di diagnosi e di terapia che riguarda un nostro monumento di grande prestigio, il Santuario di Vicoforte (figg. 5-6-7).

Si tratta di un imponente monumento, di storia abbastanza travagliata e di anamnesi di dissesto prolungata.

La sua costruzione fu iniziata dal Vittozzi intorno al 1600 ed intorno al 1620 risultarono erette le colonne maestre ed il tamburo della cupola: poi i lavori subirono un arresto di circa ottanta anni e furono ripresi dall'Architetto Gallo nel 1701 e terminati intorno al 1734. Il monumento si distingue soprattutto per la grande cupola ellittica (asse maggiore metri 37.15 — asse minore metri 24.80 — altezza metri 15.93); è completamente in muratura di mattoni per uno spessore variabile da metri 1.00-0,60-0,40 e le documentazioni relative ai materiali e tecniche costruttive usate dall'Arch. Gallo sono esaurienti e complete depositate presso l'archivio del Santuario.

La patologia del dissesto iniziatosi fin dai primi anni di vita del monumento, è eminentemente riconducibile a cedimenti differenziati delle fondazioni, che poggiano in parte su una buona marna la cui superficie emerge a sud ed in parte su limo argilloso di spessore variabile, che sovrasta il banco di marna aumentando il suo spessore verso nord. In conseguenza dei cedimenti delle fondazioni si innescarono fenomeni di fessurazione nella cupola e nel tamburo che col passare dei secoli si aggravarono e complicarono per le ingiurie del tempo

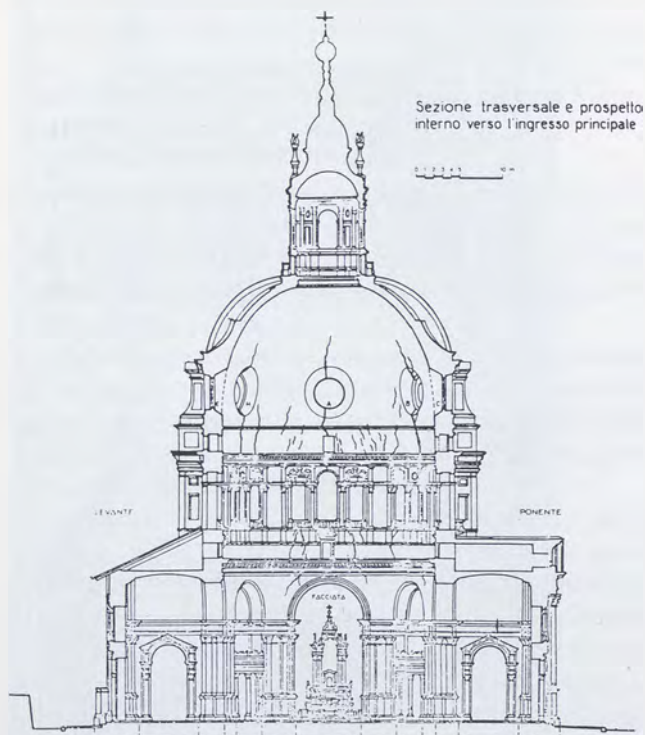


Fig. 5

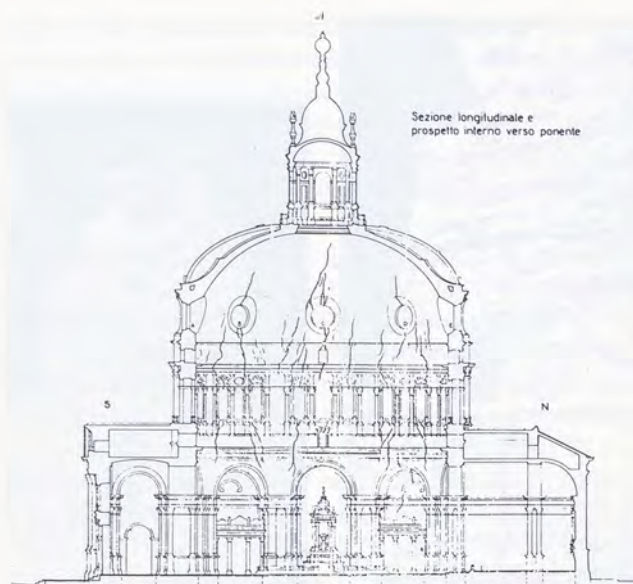


Fig. 6

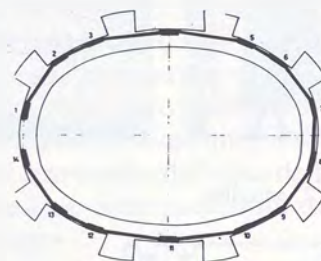


Fig. 7

e inadatti interventi di riparazione presentando il panorama di figg. 5 e 6.

La zona di fessurazione più vistosa è quella secondo la direzione ovest ma chiaramente il panorama fessurativo è preoccupante in tutta la zona del tamburo e della cupola.

Da molti anni la Sovrintendenza per i beni Ambientali e Architettonici del Piemonte segue il caso con grande cura, specialmente nelle persone della Prof. Clara Palmas Devoti, Sovrintendente e dell'Arch. Giorgio Fea, direttore dei lavori; ha costituito una commissione di consulenza e negli anni 1975-1976 la Soc. Rodio e lo studio dell'Ing. Bernasconi di Chiasso si sono presi cura di tutte le indagini geotecniche e degli studi di verifica statica del monumento. In tale periodo, oltre alla campagna geognostica è stato impostato un sistema di controllo globale per rilevare il comportamento delle strutture nel tempo disponendo:

- una prima serie di celle dinamometriche, integrate poi nel 1982 da una seconda serie per un totale di 50 stazioni,
- livellazioni geometriche di precisione per:
 - verifiche dei cedimenti,
 - verifiche della verticalità,
 - verifiche movimenti orizzontali,
- verifica delle lesioni (con misure dirette e misura automatica con registrazioni),

— controllo e registrazione delle temperature sia nelle zone esterne che in diversi punti della fabbrica muraria.

Logicamente poi sono state effettuate diverse prove per stabilire le caratteristiche di resistenza meccanica delle murature sia con prelievo di un adeguato numero di campioni da sottoporre a prove di compressione, sia con sondaggi a mezzo di ultrasuoni.

Senza entrare in dettagli dirò che le indagini geotecniche hanno permesso di stabilire con sicurezza che l'argilla interessata dalle fondazioni ha raggiunto il suo limite di consolidamento: ovviamente hanno ribadito la già nota necessità di assicurare la perfetta efficienza di tutta la rete di cunicoli di drenaggio delle acque sotterranee che si infiltrano nel terreno di fondazione, in modo da garantire un grado di umidità costante agli stessi. La rete di drenaggio era già stata iniziata dal Vitozzi con un condotto principale e venne poi ampliata notevolmente con ulteriori interventi nell'ottocento: peraltro la scarsa manutenzione portò a pregiudizievoli situazioni di intasamento: tutto il sistema di drenaggio è oggi in via di risanamento, completamento e parziale ricostruzione.

Infine i controlli della apertura delle fessure permisero di appurare, a conforto delle risultanze dell'indagine geotecnica, che gli unici movimenti delle strutture lesionate erano quelli dovuti alle variazioni di temperatura.

Per quanto attiene alle verifiche statiche esse furono effettuate, nello stesso periodo in cui la Soc. Rodio operava, studiando il complesso formato dalla cupola e parte del tamburo nello stato fessurato ricorrendo ad un programma E.A.S.E. (Elastic Analysis for Structural Engineering) della E.A.C. di Redondo Beach-California, elaborato al centro Fides di Zurigo.

Furono simulate svariate condizioni di carico e di deformazioni imposte (peso proprio — vento — sisma — variazioni termiche — cedimenti differenziali) ricavandone previsioni su varie possibilità di situazioni di crisi, anche per quanto riguardava i grandi pilastri.

Sulla base di questi studi e della grande mole di rilievi sperimentali, la Sovrintendenza al Piemonte individuò come soluzione di restauro strutturale più indicata e compatibile con le esigenze del monumento e degli affreschi della cupola il cerchiaggio del tamburo in corrispondenza della sua parte superiore, corrispondente esternamente alla fascia architettonica superiore al livello dei finestrini rettangolari di altezza metri 2.50 circa, forata in corrispondenza alle estremità degli assi della ellisse da 4 «occhi» che permettono l'accesso al ballatoio interno realizzato all'imposta della cupola.

La stessa Sovrintendenza con propria perizia

ha conferito allo Studio dell'Ing. Bernasconi di Chiasso l'incarico di progettazione del sistema di cerchiaggio e tutte le verifiche statiche relative.

È stata prevista la realizzazione di 14 tratte rettilinee costituite da 4 barre tipo Dywidag da sistemarsi in apposite sedi effettuate per mezzo di perforazioni della muratura (il cui spessore è due metri) e da eseguirsi logicamente con tutte le precauzioni che la delicatezza dell'intervento richiede (fig. 7). Le 14 tratte che sono munite ad un estremo di celle dinamometriche ed all'altro di testate idonee alla messa in tiro delle barre, sono rese continue da apposite piastre di ripartizione disposte nelle nicchie previste per l'accesso alle stazioni di messa in tiro e di controllo.

La operazione di messa in tensione è prevista in varie riprese, distribuite, nel corso di due anni circa, in vista di tutti i controlli deformazionali e tensionali che potranno eventualmente suggerire correzioni ai programmi iniziali. In effetti si è ritenuto opportuno operare con molta gradualità evitando qualsiasi intervento di cerchiatura che potesse ragionevolmente prevedersi traumatico nei riguardi della situazione delle lesioni e degli affreschi interni.

Il progetto in effetti non prevede — almeno in questo caso — l'imposizione di uno stato di coazione tale da portare alla chiusura delle lesioni; prevede il costipamento delle stesse con materiale deformabile in modo da garantirne la difesa da eventuali agenti esterni senza pregiudizio dei movimenti derivanti dalle varie campagne di tesatura.

I dati che verranno rilevati nel corso dei due anni consiglieranno l'opportunità di eventuali ulteriori interventi di cerchiatura sul tamburo e sulla cupola ed eventuali provvidenze di cucitura delle lesioni.

È parso in effetti a tutta la equipe progettuale che il punto più importante in questo intervento di restauro fosse la continuità ed accuratezza dei controlli delle situazioni tensionali e deformazionali.

Disponendo di un elevato numero di celle dinamometriche e di tutto un sistema di riferimento per livellazioni geometriche di precisione, controlli di deformazione della imposta della cupola, registrazioni di escursioni termiche, ecc., riteniamo sarà possibile raccogliere un complesso di dati molto significativi non solo per il caso specifico, ma in generale per tutti quegli interrogativi sugli effetti degli stati di coazione nelle murature antiche che attendono risposta e che potranno essere soddisfatti solo grazie a una ampia messe di dati sperimentali ottenibili in tutte le occasioni di restauro strutturale che ci potranno capitare.

5 - Le strutture murarie: modellazione fisico-matematica, determinazioni sperimentali

24 ottobre 1985

Indagini sperimentali per la caratterizzazione meccanica delle murature

PREMESSA

Ogni intervento di restauro statico su vecchi edifici richiede una conoscenza approfondita delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti la struttura.

Il problema della determinazione dei parametri necessari per la stesura del progetto di restauro si presenta particolarmente difficile nel caso di murature in laterizio o pietra le quali presentano una marcata eterogeneità essendo costituite da materiali dotati di elevate caratteristiche meccaniche alternati a strati di malta con caratteristiche decisamente più scadenti.

L'approccio più semplice a disposizione del progettista per risolvere il problema della caratterizzazione del materiale è costituito dalle prove meccaniche di tipo distruttivo eseguite su campioni, il più possibile indisturbati, prelevati dalla struttura. Questi campioni devono essere, come noto, sufficientemente rappresentativi del comportamento medio globale della struttura, per cui ci si trova sovente nella necessità di sottoporre a prove meccaniche campioni di muratura di grandi dimensioni che non sempre possono essere prelevati dalle strutture murarie. Nel caso di edifici di interesse storico e monumentale è addirittura impossibile il prelievo anche di campioni di piccole dimensioni.

L'esigenza di caratterizzare in modo corretto la muratura attraverso prove meccaniche di tipo distruttivo su campioni rappresentativi di grande dimensione, trova quindi un ostacolo spesso insuperabile nella difficoltà di prelievo dalla struttura dei campioni richiesti. Occorre inoltre rilevare che le scadenti caratteristiche della malta presente nelle vecchie murature non permette nella maggior parte dei casi di prelevare campioni indisturbati se non adottando tecniche di prelievo particolarmente sofisticate e onerose.

I risultati forniti dalla prova sono di sicura affidabilità poiché le caratteristiche di deformabilità sono misurate su campione certamente indisturbato e di dimensioni tali da risultare sicuramente rappresentativo del comportamento medio globale della struttura.

Sia la strumentazione di misura che le attrezzature di carico sono estremamente semplici e la

loro rapida installazione permette di eseguire una prova completa (1^a e 2^a fase) in circa 8 ore. Questa prova risulta quindi decisamente meno onerosa rispetto ad una prova di tipo distruttivo eseguita su un campione di analoghe dimensioni. Quest'ultima richiede infatti un tempo non inferiore a 25-30 ore per il completamento delle fasi di prelievo, preparazione del campione e prova di laboratorio.

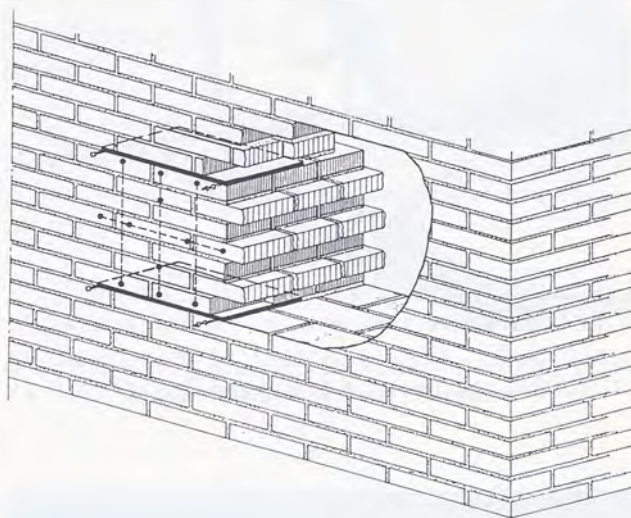


Fig. 1 - Schema della prova di deformabilità con due martinetti piatti.

I martinetti piatti utilizzati per la prova sono dispositivi di carico dotati di elevata deformabilità e sono quindi particolarmente idonei ad applicare uno schema di carico uniformemente distribuito.

La prova proposta può fornire anche una stima della resistenza a compressione della muratura. È possibile, con opportune cautele, avvicinarsi al limite di rottura della muratura attraverso progressivi incrementi del carico applicato dai martinetti piatti e valutare la resistenza a compressione mediante estrapolazione della curva carichi-deformazioni.

Ultimo, non trascurabile vantaggio di questa tecnica di prova è costituito dalla possibilità di lasciare i martinetti piatti entro la muratura durante gli interventi di restauro in modo tale che funzionino come celle di pressione. È possibile così rilevare tempestivamente eventuali improvvisi sovraccarichi indotti sulle strutture murarie dagli interventi di restauro.

(*) Ingegnere, Responsabile della Divisione Geomeccanica, ISMES S.p.A., Bergamo.



Fig. 2 - Prova con due martinetti piatti (40×20 cm) per la misura del modulo di deformabilità.

TARATURA DELLA PROVA MEDIANTE MODELLI FISICI

La taratura della tecnica di prova con martinetti piatti è stata eseguita su campioni di muratura di grandi dimensioni costruiti in laboratorio. Per la confezione dei campioni è stata utilizzata una malta avente la seguente composizione ponderale:

Sabbia silicea	56,6%
Pozzolana	23,5%
Calce aerea	5,9%
Acqua	16,0%

Il valore medio della resistenza a compressione monoassiale della malta, determinato su campioni di dimensioni 10×10×10 cm, è pari a 3.7 MPa a 28 giorni di stagionatura. Questo valore aumenta fino a 6.3 MPa dopo 60 giorni di stagionatura e si stabilizza sul valore 10.5 MPa dopo 180 giorni di stagionatura. Per la confezione dei campioni di muratura, la malta era posta in opera per strati di spessore pari a 1.5 cm.

Sono stati impiegati mattoni confezionati a mano (di dimensioni 12×25×6.25 cm) aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza a compressione monoassiale: 12-16 MPa
- Modulo di elasticità (E): 4.000-5.000 MPa

Per la taratura della tecnica di prova sopra citata sono stati confezionati in laboratorio campioni di differenti dimensioni:

A	150×150×50 cm
B	25×25×25 cm
C	25×25×50 cm
D	50×50×25 cm

I campioni del tipo A sono stati utilizzati per la taratura della prova con martinetti piatti mentre i campioni B, C, D avevano lo scopo di fornire un quadro più completo delle caratteristiche meccaniche della muratura impiegata.

La fig. 3 mostra le attrezzature di carico e di misura impiegate per le prove di taratura sui campioni tipo A. La sollecitazione assiale era applicata al campione mediante martinetti idraulici e le deformazioni erano misurate sulle due facce del campione mediante trasduttori elettrici collegati ad una apparecchiatura automatica di acquisizione dati. Il sistema di carico è stato studiato in modo tale da rendere possibile anche l'applicazione sul campione di carichi eccentrici.

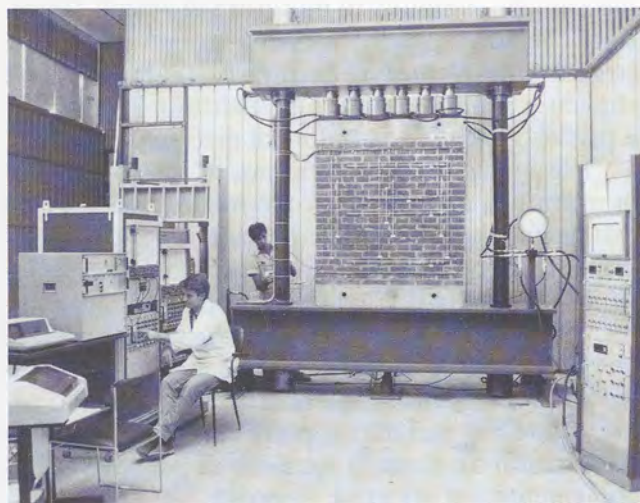


Fig. 3 - Attrezzature di carico e di misura utilizzate per la taratura della prova con martinetto piatto.

Taratura della prima fase di prova (Misura dello stato di sollecitazione)

La taratura è stata eseguita applicando alla parete campione uno stato di sollecitazione noto e confrontando questo valore con quello determinato al centro della parete mediante la prova con martinetto piatto.

La taratura è stata eseguita su 3 diverse pareti sulle quali erano applicate sollecitazioni monoassiali (σ_a) pari a:

0.75—1.5—2.25 MPa

I valori dello stato di sollecitazione (σ_m) misurato sulle tre pareti mediante la prova con martinetto piatto di dimensioni 40×20 cm sono riportati nella tabella 2 e confrontati con i corrispondenti valori della sollecitazione applicata.

Tab. 1

Confronto fra i valori delle sollecitazioni applicate e quelli misurati mediante la prova con martinetto piatto

N.	σ_a (MPa)	σ_m (MPa)	$\frac{\sigma_m - \sigma_a}{\sigma_a} \%$
1	0.75	0.66	—12.0
2	1.50	1.55	+ 3.3
3	2.25	2.16	— 4.0

L'esame della Tabella 1 permette di rilevare un buon accordo fra i valori di sollecitazione misurati e quelli applicati al campione. La differenza risulta di poco superiore al 10% per bassi livelli di sollecitazione mentre scende al 3-4% per stati di sollecitazione compresi fra 1.5 e 2.2 MPa. L'affidabilità della tecnica di prova per la misura dello stato di sollecitazione risulta quindi del tutto soddisfacente.

Una quarta prova è stata eseguita impiegando un martinetto piatto di dimensioni più ridotte (24×12 cm). È stato applicato uno stato di sollecitazione $\sigma_a = 1.5$ MPa ed è stato misurato il valore $\sigma_m = 1.61$ MPa con una differenza pari al 7.3%. Si può osservare quindi che anche il martinetto piatto di dimensioni più ridotte risulta idoneo a fornire una misura affidabile dello stato di sollecitazione.

Particolare attenzione è stata dedicata nel corso delle prove di taratura all'analisi delle deformazioni nell'intorno del punto di prova per verificare il comportamento deformativo della muratura nella fase di rilascio delle tensioni e in quella di ripristino del carico.

In fig. 4 sono riportati i diagrammi delle deformazioni rilevati nel corso della prova 3 nell'intorno del taglio, per diversi valori della sollecitazione applicata dal martinetto piatto e il diagramma delle deformazioni rilevate nella fase di rilascio. Si può osservare che il comportamento deformativo nella fase di ripristino è del tutto identico a quello rilevato dopo l'esecuzione del taglio

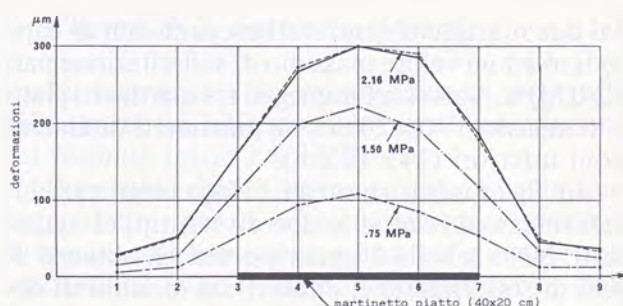


Fig. 4 - Confronto fra le deformazioni rilevate in fase di rilascio (linea continua) e in fase di ripristino (linea tratteggiata).

anche nelle porzioni di muratura adiacenti il martinetto piatto. Questa reversibilità del comportamento deformativo costituisce una ulteriore prova della buona affidabilità della tecnica di prova proposta.

Taratura della 2^a fase di prova

(Determinazione delle caratteristiche di deformabilità)

Dopo aver ultimato la prima fase di prova, è stato installato un secondo martinetto piatto parallelo al primo per la taratura della 2^a fase di prova (fig. 5). Sul campione di muratura delimitato



Fig. 5 - Taratura della prova con due martinetti piatti per la determinazione del modulo di deformabilità.

dai due martinetti sono stati eseguiti cicli di carico fino ad un valore massimo di sollecitazione pari a 2.0 MPa. Sono stati impiegati sia martinetti piatti di dimensioni 40×20 cm sia martinetti di dimensioni inferiori (24×12 cm).

In fig. 6 sono riportati i diagrammi carichi-deformazioni relativi ai due diversi tipi di martinetti. Nella tabella 2 sono riportati, per diversi livelli di sollecitazione, i valori del modulo di deformabilità E' (relativo ai martinetti di dimensioni 40×20 cm), i valori del modulo E'' (relativo ai martinetti di dimensioni 24×12 cm) e i valori del modulo E_A determinato mediante prova di compressione monoassiale convenzionale su campioni del tipo A.

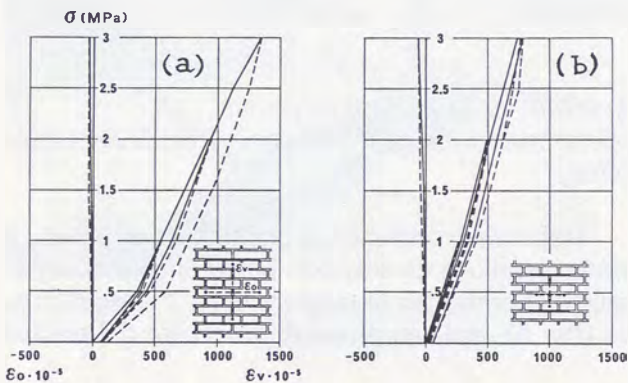


Fig. 6 - Curve carichi-deformazioni ottenute mediante martinetti piatti di dimensioni 40×20 cm (a) e 24×12 cm (b).

Il confronto fra i valori del modulo E' (ottenuti con martinetti 40×20 cm) e quelli del modulo E_A risulta del tutto soddisfacente in quanto le differenze sono contenute entro il 9%. Molto più alte sono invece le differenze fra i valori del modulo E_A e quelle del modulo E'' ottenuto con marti-

netti di dimensioni 24×12 cm. Ciò è senza dubbio da imputarsi al fatto che il campione di muratura compreso fra i due martinetti contiene solo pochi corsi di malta e risulta molto meno rappresentativo rispetto al campione delimitato dai martinetti di dimensioni maggiori.

Le prove di taratura hanno quindi permesso di accertare che il martinetto di dimensioni 40×20 cm fornisce risposte affidabili per quanto riguarda sia la misura dello stato di sollecitazione che la determinazione delle caratteristiche di deformabilità mentre l'impiego di martinetti di dimensioni 24×12 cm deve essere limitato alla sola misura dello stato di sollecitazione.

Il programma delle prove di laboratorio per la taratura della tecnica di prova è tutt'ora in fase di svolgimento presso l'ISMES. Si prevede di eseguire una serie di esperienze per la taratura della prova nelle condizioni di carico eccentrico e si esaminerà inoltre l'influenza delle dimensioni del martinetto piatto in relazione alle dimensioni dei mattoni che compongono la muratura.

ESEMPI DI IMPIEGO DELLA TECNICA DI PROVA CON MARTINETTI PIATTI

Di recente la tecnica di prova di tipo non-distruttivo con martinetti piatti è stata utilizzata con successo per la soluzione di problemi di restauro statico di alcuni edifici di interesse storico e monumentale.

Sono stati scelti alcuni esempi che illustrano tre diverse tipologie di intervento di restauro statico:

- restauro statico conservativo;
- restauro statico con modificazione delle strutture portanti;
- recupero edilizio di vecchi edifici a scopo abitativo.

Tab. 2
Confronto fra i moduli di deformabilità (E' , E'') determinati mediante martinetti di dimensioni 40×20 cm e 24×12 cm (rispettivamente) e quelli determinati mediante prova di compressione monoassiale su campioni A

$\Delta\sigma$ (MPa)	E_A (MPa)	E' (MPa)	E'' (MPa)	$\frac{E' - E_A}{E_A} \eta_0$	$\frac{E'' - E_A}{E_A} \eta_0$
0.0 ÷ 0.5	1800	1750	3900	−2.8	+ 116
0.5 ÷ 1.0	2200	2400	3900	−9.1	+ 77
1.0 ÷ 1.5	2800	3000	4300	+ 7.1	+ 53
1.5 ÷ 2.0	3100	3300	4500	+ 6.4	+ 45

Il palazzo, che risale al XIII secolo, subì profonde modificazioni strutturali ed architettoniche nel XVIII secolo a seguito degli interventi di ampliamento del salone destinato ad Archivio Notarile. Il notevole appesantimento delle strutture causato dal sopralzo e dall'Archivio provocò cedimenti delle fondazioni accompagnati dall'apertura di lesioni sulle strutture murarie. La maggior parte delle lesioni è presente nelle pareti del XIII secolo, ma talune di esse proseguono interessando anche il sopralzo. Per conto del Comune di Milano si è eseguita una vasta campagna di indagini sperimentali allo scopo di accertare le condizioni statiche dell'edificio e diagnosticare le cause del degrado in previsione di un intervento di restauro statico conservativo.

Nell'ambito di questa campagna di indagini vennero eseguite 6 prove non-distruttive con martinetti piatti in diversi punti delle strutture murarie. Lo stato di sollecitazione misurato nei diversi punti di prova risultò compreso fra 0,4 e 0,7 MPa.

I cicli di carico per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità vennero spinti fino a livelli di sollecitazione pari a 1,6 MPa. In fig. 7 sono riportati a titolo di esempio i diagrammi tipo delle deformazioni assiali e trasversali misurate per diversi livelli di carico sulla muratura del XIII secolo. Si può rilevare che, all'aumentare del livello di sollecitazione applicato al campione, si

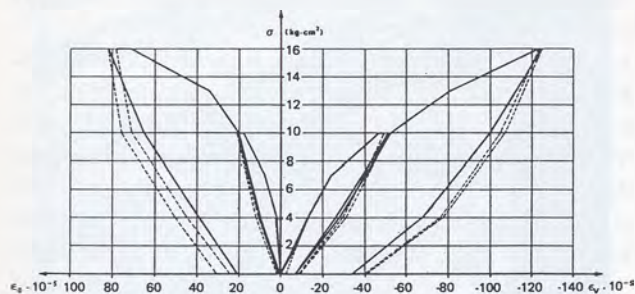


Fig. 7 - Diagrammi delle deformazioni assiali e trasversali rilevate mediante prove con due martinetti piatti sulle strutture murarie del Palazzo della Ragione - Milano.

verifica un sensibile incremento delle deformazioni di tipo plastico e viscoso in corrispondenza dei corsi di malta. Come già osservato, incrementando progressivamente il carico si può portare il campione in condizioni molto prossime alla rottura per cui dal diagramma sforzi-deformazioni si può ottenere per estrapolazione una indicazione, della resistenza a compressione della muratura.

La costruzione del primo chiostro risale alla prima metà del XIII secolo mentre la costruzione del secondo iniziò nel 1380.

Entrambi i chiostrì vennero ripetutamente danneggiati e restaurati nei secoli successivi durante la dominazione spagnola e francese e vennero ricostruiti nel 1600. Il secondo chiostro subì vistosi danni nel corso della 2ª Guerra Mondiale e fu oggetto di un intervento di consolidamento nel 1950.

Una ampia serie di misure dello stato di sollecitazione venne eseguita non solo nelle murature verticali ma anche nelle volte a crociera e nei pulvini sovrastanti le colonne (fig. 8).



Fig. 8 - Chiesa di S. Eustorgio. Misura dello stato di sollecitazione su un pulvino.

A titolo di esempio si riporta nella sezione trasversale di fig. 9 un confronto fra i valori delle sollecitazioni misurate e quelle calcolate mediante soluzione staticamente ammissibile. Si può osservare un buon accordo tra i valori misurati e quelli calcolati.

Il famoso affresco fu dipinto da Leonardo sulla parete Nord del refettorio del Convento dei Domenicani la cui costruzione fu completata nel 1496. Nel 1943 la parete fu danneggiata da una bomba

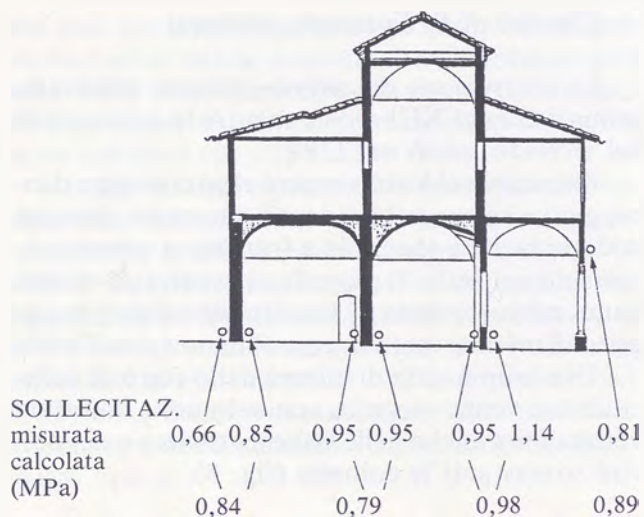


Fig. 9 - Sezione trasversale di un Chiostro di S. Eustorgio. Confronto fra le sollecitazioni misurate e quelle calcolate.

che distrusse parzialmente il refettorio. Di recente è stato eseguito un intervento di consolidamento della parete mediante una struttura metallica appoggiata al paramento esterno. Nel corso di questo intervento sono state eseguite prove con martinetti piatti sulle due facce del muro per determinare lo stato di sollecitazione e le caratteristiche di deformabilità della muratura (fig. 10). Le pro-



Fig. 10 - Esecuzione di una prova con martinetto piatto sulla parete del «Cenacolo Vinciano».

ve eseguite sulle due facce del muro hanno permesso di rilevare una eccentricità del carico in buon accordo coi risultati forniti dal rilievo geometrico della parete.

— Chiesa della Madonna del Prato (Gubbio)

La chiesa, progettata dal Borromini, presenta alcune lesioni nelle murature portanti e nella cupola. Nell'ambito delle indagini per l'accertamento delle condizioni statiche dell'edificio e per il progetto degli interventi di consolidamento, sono state eseguite prove con martinetti piatti sia sulle murature esterne della chiesa sia alla base degli archi che sostengono la cupola. In questo caso la prova è stata eseguita su una muratura in blocchi di pietra con risultati molto soddisfacenti (fig. 11). I parametri meccanici determinati in sito sono stati utilizzati per la realizzazione di un modello matematico tridimensionale ad elementi finiti.



Fig. 11 - Prova con martinetto piatto sulla muratura in pietra della Chiesa della Madonna del Prato di Gubbio.

Restauro statico modificativo

— Biblioteca Classense - Ravenna

In questo importante edificio del XVI secolo è stato eseguito un delicato intervento di restauro statico che non si è limitato unicamente al consolidamento delle strutture esistenti, ma ha indotto

alcune modifiche nelle strutture portanti dell'edificio. Queste modifiche hanno interessato in particolare un tratto di muratura portante sostenuta da una serie di pilastri, nella quale sono stati aperti alcuni archi secondo lo schema indicato in fig. 12. Si è eseguito in primo luogo il consolidamento delle fondazioni dei pilastri in muratura che sostengono la parete in esame e, prima di procedere all'apertura degli archi, si è misurato mediante martinetti piatti lo stato di sollecitazione in corrispondenza di due pilastri determinando nel contempo il modulo di deformabilità della muratura. Il valore massimo dello stato di sollecitazione misurato nei pilastri è risultato pari a 2,0 MPa.

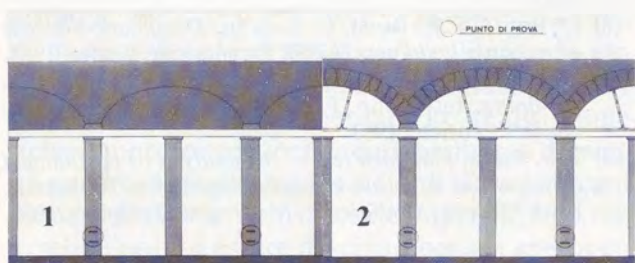


Fig. 12 - Biblioteca Classense (Ravenna). Schema dell'intervento di apertura degli archi in una delle murature portanti dell'edificio.

Recupero edilizio

— Stabile in Piazzale Dateo (Milano)

Il comune di Milano ha inserito nel piano di recupero del patrimonio edilizio degradato un vecchio stabile a pianta quadrata di vaste dimensioni costruito nel 1905 a Piazzale Dateo. Prima di dare l'avvio al progetto di recupero edilizio dello stabile, il Comune ha affidato all'ISMES una vasta campagna di indagini diagnostiche volte a determinare le caratteristiche fisico-meccaniche delle strutture e dei terreni di fondazione per una valutazione il più possibile completa delle condizioni statiche dell'edificio.

Nell'ambito di queste indagini sono state eseguite 10 prove in sito con martinetti piatti e 5 prove di laboratorio su campioni di grandi dimensioni nonché numerose misure di velocità sonica in vari punti delle strutture murarie. Questa vasta indagine sperimentale ha permesso di eseguire interessanti analisi di raffronto fra i risultati forniti dai diversi tipi di prova.

Interessante risulta anche il confronto fra i valori dello stato di sollecitazione misurati in sito sui muri dello scantinato e del piano terreno e quelli forniti dall'analisi dei carichi. Quest'ultima è stata eseguita nell'ipotesi che la copertura sia priva di sovraccarico accidentale, il sottotetto ed i solai siano interessati da 100 kg/m₂ di carico acciden-

tale ed i balconi ne siano privi. Ciò al fine di interpretare la situazione di carico in atto durante le prove sperimentali, per poter effettuare confronti su basi realistiche.

Nell'analisi dei carichi si è tenuto conto inoltre degli eventuali effetti flessionali locali legati alla non perfetta verticalità delle murature, ciò soprattutto in considerazione del fatto che la prova sperimentale interessa solo lo strato corticale di muratura e può quindi essere notevolmente influenzata da effetti flessionali.

Il valore medio della sollecitazione calcolata (σ_{cal}) è in buon accordo col valore medio delle sollecitazioni misurate sperimentalmente (σ_{sp}).

Risulta infatti:

$$\sigma_{cal} = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 0,61 \text{ MPa}$$

Il buon accordo riscontrato fra i dati calcolati e quelli determinati sperimentalmente conferma pienamente la validità della tecnica di prova proposta e ne garantisce l'affidabilità. In questo particolare tipo di fabbricato l'analisi dei carichi può ritenersi infatti un valido strumento di verifica delle misure sperimentali sia per la semplicità dello schema strutturale dell'edificio che per l'assenza di lesioni significative legate a cedimenti differenziali delle deformazioni.



Fig. 13 - Collegio Massimo - Roma. Prova di deformabilità su una parete composta da mattoni e blocchi di tufo.

L'edificio che risale al XVIII secolo è attualmente interessato da un progetto di recupero e diverrà sede del Museo Archeologico di Roma. Una analisi dettagliata del comportamento statico dell'edificio è stata eseguita mediante prove non distruttive con martinetti piatti e misure di velocità sonica per trasparenza. In questo caso la muratura era costituita da strati alternati di mattoni e blocchi di tufo (fig. 13).

BIBLIOGRAFIA

- [1] P.P. ROSSI, *Prove distruttive e non distruttive per la caratterizzazione meccanica dei materiali*, in: «Bollettino ISMES», n. 130 (1980).
- [2] P. BONALDI, L. JURINA, P.P. ROSSI, *Indagini sperimentali e numeriche sui dissesti del Palazzo della Ragione di Milano*, XIV Congresso Nazionale di Geotecnica, Firenze, Ottobre, 1980.
- [3] L. JURINA, A. PEANO, *Characterization of brick masonry stiffness by numerical modelling and in situ flat-jack test results*, 6th Intern. Brick Masonry Conference, Roma, 1982.
- [4] P.P. ROSSI, A. PEANO, E. CARABELLI, *Determinazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche delle murature*, Estratto da: *Comportamento statico e sismico delle murature*, in: Bollettino ISMES, n. 173 (1982).
- [5] L. BINDA, G. BALDI, E. CARABELLI, P.P. ROSSI, G. SACCHI, *Evaluation of statical decay of masonry structures: methodology and practice*, 6th Intern. Brick Masonry Conference, Roma, 1982.
- [6] P.P. ROSSI, *Analysis of mechanical characteristics of brick masonry tested by means of non-destructive in situ test*, 6th Intern. Brick Masonry Conference, Roma, 1982.
- [7] P.P. ROSSI, *Determination expérimentale des caractéristiques mécaniques des maçonneries, Restauration des Ouvrages et des Structures*, Ponts et Chaussées, Paris, 1983.
- [8] L. BINDA, P.P. ROSSI, G. SACCHI, *Diagnostic analysis of masonry buildings*, IABSE Symposium, Venice, 1983.
- [9] G. BARLA, P.P. ROSSI, *Structures measurements in tunnel lining*, Int. Symp. Field Measurements in Geomechanics, Zurich, 1983.
- [10] P.P. ROSSI, *Flat Jack test of the analysis of mechanical behaviour of brick masonry structures*, 7th Intern. Brick Masonry Conference, Melbourne, Febbraio, 1985.

Giannantonio SACCHI LANDRIANI (*), A. TAGLIERCIO (**)

Analisi numerica della prova ai martinetti piatti su pareti in muratura

1. INTRODUZIONE

Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche e dello stato di sforzo in situ, si è andata affermando la cosiddetta «prova ai martinetti piatti», utilizzata dapprima per le rocce e successivamente anche per le murature. Tale tecnica può farsi rientrare nella categoria delle prove non distruttive (o quantomeno, debolmente distruttive), in quanto, terminata la prova, la struttura può essere riportata sostanzialmente nelle sue condizioni originarie. Questa caratteristica rende la prova ai

martinetti piatti di grande importanza per strutture in cui non sia possibile asportare provini da sottoporre a prove di laboratorio (tipicamente nel caso di edifici di interesse storico e monumentale).

La prova permette di stimare con buona approssimazione lo stato di sforzo in-situ, la resistenza a compressione e la deformabilità della muratura.

Lo scopo di questo lavoro è fare un'analisi critica di prove sperimentali eseguite su di un pannello in muratura.

Più precisamente, per quanto concerne la determinazione dello stato di sforzo in-situ, ci si chiede quanto il campione venga disturbato dalla prova (che richiede l'esecuzione di un intaglio, con conseguente nascita di sforzi molto elevati al suo contorno) e in che modo tale disturbo si rifletta sui risultati della prova stessa.

Inoltre, nel caso di pannelli soggetti a carico verticale eccentrico, non essendo uniforme lo stato di sforzo nello spessore del muro, ci si chiede

(*) Ingegnere, Professore ordinario Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Milano.

(**) Ingegnere Civile.

Questo lavoro è stato finanziato dal Ministero della Pubblica Istruzione, nell'ambito della «Ricerca sul comportamento di materiali con debole resistenza a trazione».

a quale sollecitazione nel muro integro vada associato il risultato della prova. Infine, per quanto concerne la determinazione delle caratteristiche di deformabilità e di resistenza della muratura, che si effettua impiegando due martinetti, si vuole chiarire perché il risultato di una prova in cui lo stato di sollecitazione è tridimensionale può essere una stima delle caratteristiche meccaniche della muratura che si colgono in una prova monoassiale.

A tal fine ci si è valse di analisi numeriche, basate su di un modello ad elementi finiti caratterizzato da una legge costitutiva non lineare, olonoma e isotropa in campo elastico. Ai fini del comportamento inelastico, si è invece tenuto conto indirettamente dell'anisotropia del «materiale muratura».

Il modello di calcolo è stato calibrato in modo da ottenere una buona corrispondenza tra risultati numerici e sperimentali. Le analisi numeriche hanno conseguentemente permesso di avere un quadro dettagliato dello stato di sforzo nel campione durante le varie fasi della prova, che non avrebbe potuto essere descritto per via sperimentale, se non ricorrendo a tecniche molto sofisticate.

Tutto questo, unito ad un onere di calcolo relativamente contenuto, ci consente di suggerire l'applicabilità del modello allo studio di strutture murarie soggette a condizioni di carico generiche.

Questa comunicazione è una sintesi di quanto più diffusamente esposto nell'articolo «Numerical analysis of the flat-jack test on masonry walls» [1], accettato dal Journal de Mécanique Théorique et Appliquée, a cui si rimandano i lettori per maggiori informazioni.

2. LE PROVE SPERIMENTALI: MODALITÀ DI ESECUZIONE E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

2.1. Modalità di esecuzione della prova

La prova ai martinetti piatti è diffusamente utilizzata ed esiste al proposito un'ampia bibliografia ([2], [15], [17], [18]), alla quale si rimanda per informazioni più dettagliate, limitandosi in questa sede a richiamarne le modalità di esecuzione.

Accanto alla tecnica illustrata nei testi citati, che fa uso di martinetti rettangolari di qualche decina di centimetri di lato e a cui si rifà il presente lavoro, altri autori [16] hanno perfezionato l'uso di martinetti semicircolari di dimensioni ridotte.

Nel caso in cui si voglia determinare la tensione normale agente su di un piano ortogonale alla superficie libera della struttura, lo schema della prova è il seguente (v. fig. 1a):

- si esegue un taglio piano normale alla superficie libera; nelle prove a cui fa riferimento il pre-

sente lavoro, l'intaglio è stato praticato all'interno di uno strato di malta, come si è spesso costretti a fare nel caso di edifici monumentali in muratura. In generale, sarebbe di rilevante interesse praticare il taglio in una direzione qualunque rispetto al piano del letto di malta, interessando quindi anche i mattoni, al fine di rilevare (in una zona relativamente ristretta) almeno tre componenti normali di sforzo; ciò permetterebbe di stimare la direzione e l'intensità delle tensioni principali;

- il rilascio degli sforzi causa una parziale richiusura della fenditura, che viene rilevata misurando gli spostamenti relativi tra coppie di punti simmetrici rispetto al taglio;
- si inserisce nel taglio un martinetto piatto e la sua pressione viene fatta aumentare finché i punti di misura non tornano nella loro posizione iniziale.

La «pressione di ripristino» fornisce una stima dello stato di forza iniziale nella struttura in direzione normale al piano del taglio.

In tutto questo si assume che il comportamento meccanico della struttura, nonostante il comportamento non lineare del materiale, sia reversibile durante il ciclo di scarico e ricarico. Tale assunzione è naturalmente tanto più ragionevole quanto più basso è il livello di sollecitazione presente nella struttura intatta e quanto minori sono le dimensioni dell'intaglio.

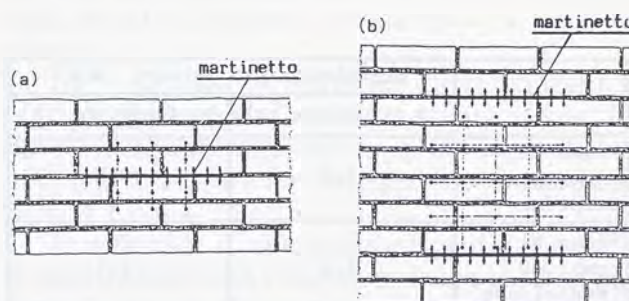


Fig. 1 - Prova ai martinetti piatti: (a) determinazione dello stato di sforzo in-situ; (b) determinazione della deformabilità e della resistenza della muratura.

La tecnica sperimentale di cui si occupa questo articolo prevede tuttavia l'esecuzione di intagli di dimensioni rilevanti, il che altera profondamente lo stato di sforzo preesistente (creando tra l'altro forti concentrazioni di sforzi sul contorno del taglio stesso).

La determinazione delle caratteristiche di deformabilità e di resistenza del materiale in direzione normale agli intagli, viene fatta eseguendo un secondo taglio, parallelo al precedente, in modo da ottenere sostanzialmente un campione, com-

preso tra i due intagli, che viene assoggettato ad una prova di compressione mediante i martinetti inseriti negli intagli (v. fig. 1b). Correlando gli spostamenti delle basi di misura alla pressione nei martinetti, si può stimare la deformabilità assiale del materiale; misurando le deformazioni in direzione parallela agli intagli, si può poi valutare la deformabilità trasversale.

Infine, aumentando la pressione nei martinetti si può stimare la resistenza a compressione del materiale.

La validità della tecnica di prova con due martinetti è confermata da indagini sperimentali di laboratorio su campioni di caratteristiche meccaniche note, dalle quali emerge che l'influenza del contenimento trasversale è trascurabile ai fini pratici.

2.2. Prove di laboratorio: caratteristiche dei materiali impiegati e risultati sperimentali

Le indagini sperimentali a cui si è accennato sono state effettuate nei laboratori della società ISMES di Bergamo su di un pannello di muratura di dimensioni $144 \times 51.5 \times 143.5$ cm.

Le proprietà dei materiali costituenti il campione (malta di cemento e mattoni pieni) sono reperibili in [2] e [14]; si riportano qui solo i risultati a cui si farà riferimento nel seguito.

I valori di resistenza medi registrati sui mattoni sono riassunti in tab. I.

	Resistenza dei mattoni (MPa)	
	in direzione (a)	in direzione (b)
Prova di compressione semplice	13.9	19.3
Prova di trazione (Brasiliana)	1.6	2.1

Tab. I

Provando alla pressa un prisma di dimensioni $25 \times 25 \times 59.5$ cm confezionato con tali materiali, a 90 giorni il modulo di deformabilità assiale è risultato pari a circa 1950 MPa e quello di deformabilità trasversale a 0.14. La rottura del provino si è prodotta sotto una pressione di 9 MPa.

La parete di prova, confezionata con gli stessi materiali, è stata sottoposta a diverse condizioni di carico verticale, che differivano tra loro per l'eccentricità del carico esterno (v. fig. 6).

I martinetti utilizzati avevano dimensioni $24 \times 12 \times 1$ cm nel caso di carico verticale uniforme e $40 \times 20 \times 1$ cm nei casi di carico eccentrico.

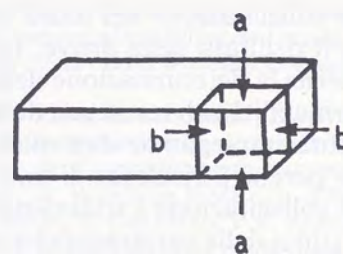


Fig. 2

I risultati delle prove con un martinetto in termini di pressioni di ripristino sono sintetizzati in tab. II (par. 4.6.) e confrontati con quelli sperimentali.

Nella parete soggetta a carico centrato è stata poi eseguita una prova con due martinetti $24 \times 12 \times 1$ cm che ha fornito i seguenti risultati:
— pressione di collasso: 8.5 MPa;
— modulo di deformabilità assiale: 2000-2400 MPa.

Tali valori sono in buon accordo con quelli misurati alla pressa sul provino.

Per una descrizione più dettagliata delle modalità di esecuzione di tali prove e dei risultati sperimentali ottenuti, si rimanda a [2].

3. MODELLO NUMERICO

Tutte le analisi numeriche sono state eseguite utilizzando elementi finiti piani isoparametrici a otto nodi. Le analisi sono state condotte o in stato piano di deformazione (condizione che può ritenersi verificata nella sezione verticale mediana del muro, fig. 3a), o in stato piano di sforzo; si può ritenere approssimativamente che un regime di sforzi piani si instauri in prossimità delle facce libere del campione (fig. 3b).

I dettagli sulla discretizzazione del campione in elementi finiti sono reperibili in [1].

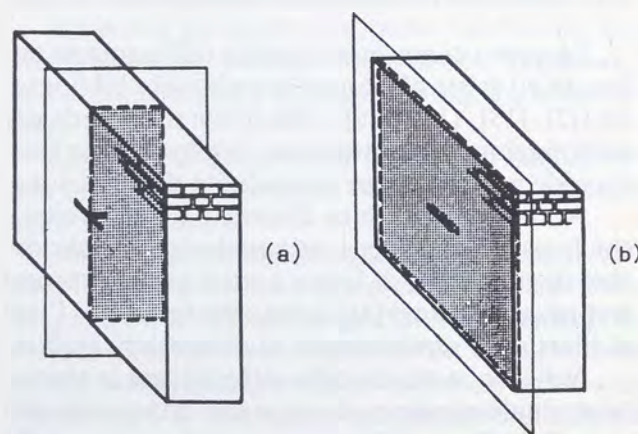


Fig. 3 - Sezioni del campione analizzate numericamente: (a) sezione verticale mediana; (b) strato superficiale interessato dall'intaglio.

La necessità di ottenere risultati affidabili con un limitato onere di calcolo richiede ipotesi semplificative sul comportamento della muratura, che è — com'è noto [7] — complesso e di difficile definizione.

Pertanto, nelle prove numeriche effettuate, si è ipotizzato che il «materiale muratura» avesse una legge costitutiva elastica-perfettamente plastica e olonoma. Inoltre, il materiale è stato ritenuto isotropo, nel senso che, in luogo del suo criterio di rottura effettivo (che dipende dall'orientamento dei giunti), si è considerato un criterio di rottura, isotropo, molto prossimo all'involuppo interno dei domini corrispondenti alle varie giaciture (come suggerito in [5]).

Il materiale è stato inoltre trattato come se fosse omogeneo; ciò può essere giustificato tenendo conto che la muratura è un materiale eterogeneo la cui matrice ripetitiva ha dimensioni piccole in rapporto alle dimensioni della struttura in esame. La ricerca del continuo omogeneo equivalente ad un continuo eterogeneo assegnato è l'oggetto di studio della teoria dell'omogeneizzazione ([6] et al.).

Nel par. 4.6 si cercherà di valutare in che modo incidano sui risultati numerici le ipotesi fatte sul modello di comportamento della muratura.

Il criterio utilizzato per descrivere il comportamento ultimo della muratura è stato quello di Drucker-Prager [10], con «*tension cut-off*» sulle trazioni per tener conto della debole resistenza a trazione della muratura. L'espressione analitica del criterio è:

$$(1) \quad F(\sigma, \alpha, K') = \alpha J_1 + (J_2')^{\frac{1}{2}} - K' = 0$$

dove:

$$J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$J_2' = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$$

$$\alpha = \frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sqrt{3(\sigma_c + \sigma_t)}}; \quad K' = \frac{2\sigma_c \sigma_t}{\sqrt{3(\sigma_c + \sigma_t)}}$$

essendo $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ gli sforzi principali e σ_c, σ_t due parametri il cui significato verrà chiarito nel seguito.

Nella sua formulazione classica, il criterio vale per materiali isotropi aventi resistenze a compressione e a trazione pari a σ_c e σ_t rispettivamente. Nel caso in esame, i valori di σ_c e σ_t sono stati scelti in modo da tener conto indirettamente della natura anisotropa della muratura. La letteratura al riguardo è piuttosto limitata; vanno segnalati i risultati delle prove condotte da Page [3], [8], [9] su pannelli di muratura per il loro interesse pratico e per l'ampiezza della documentazione prodotta. I domini ottenuti sperimentalmente da Pa-

ge — in buon accordo con i risultati teorici ottenuti da altri autori [4], [5] — dipendono, com'è ovvio, dalla giacitura degli sforzi principali rispetto ai corsi dei mattoni (ϑ) (v. fig. 4).

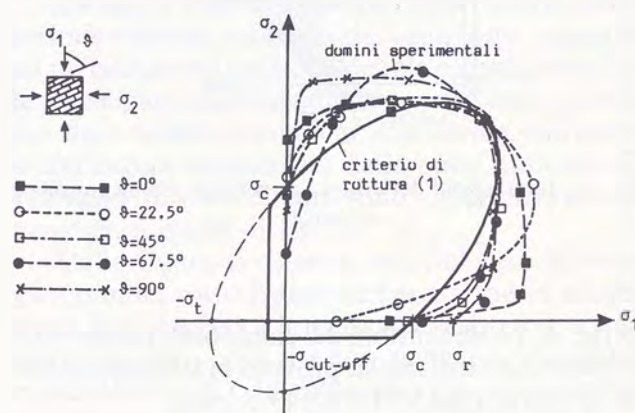


Fig. 4 - Confronto fra i domini sperimentali ottenuti da Page [3] e il criterio di Drucker-Prager con «*tension cut-off*», nel caso di stato piano di sforzo.

Nelle applicazioni numeriche, conviene sostituire ai veri domini di rottura il loro involucro interno, mettendosi così in favore di sicurezza per qualsiasi giacitura. I parametri σ_c e σ_t sono stati pertanto scelti in modo da avvicinare il più possibile il criterio di Drucker ai domini sperimentali. Ciò si ottiene scegliendo $\sigma_c = 0.8 \sigma_t$ e $\sigma_t = 0.6 \sigma_c$, essendo σ_t la resistenza a compressione semplice della muratura misurata normalmente ai corsi di mattoni.

La resistenza a trazione della muratura ($\sigma_{\text{cut-off}}$) è stata posta uguale a 0.1-0.25 volte la sua resistenza a compressione semplice; le ragioni di tale scelta saranno ampiamente discusse nei par. 4.1 e 4.4.

In definitiva, il criterio di rottura utilizzato nelle analisi numeriche è quello mostrato in fig. 4 nel caso di stato di sforzo piano.

Nel caso di stato piano di deformazione, l'effetto di una $\sigma_3 (= \sigma_z)$ non nulla è quello di modificare l'ellisse di Drucker, ampliandola se σ_3 è uno sforzo di compressione. La fig. 5 mostra le «*curve di livello*» ottenute sezionando la condizione (1) con alcuni piani a $\sigma_3 = \text{costante}$. Il valore di $\sigma_{\text{cut-off}}$ non dipende invece da σ_3 .

4. ANALISI NUMERICHE

4.1. Analisi numeriche dei campioni con un intaglio

Sono state riprodotte numericamente le prove di laboratorio descritte nel par. 2.2 e sintetizzate

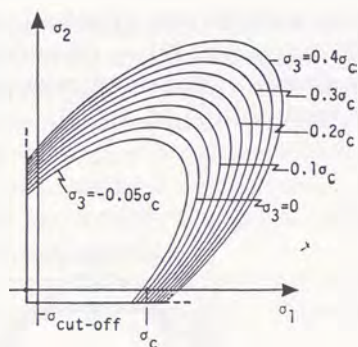


Fig. 5 - Intersezioni del criterio di rottura con alcuni piani $\sigma_3 = \text{cost.}$

in fig. 6. Le dimensioni del campione studiato numericamente e di quello provato in laboratorio sono le stesse ($144 \times 51.5 \times 143.5$ cm).

Per le analisi numeriche, alla muratura sono state assegnate le seguenti caratteristiche di deformabilità:

- modulo elastico $E = 2100$ MPa;
- coefficiente di Poisson $\nu = 0.10$.

Si sono condotte analisi numeriche sia con intagli $24 \times 12 \times 1$ cm (chiamati nel seguito «*intagli piccoli*»), sia con intagli $40 \times 20 \times 1$ cm («*intagli grandi*»).

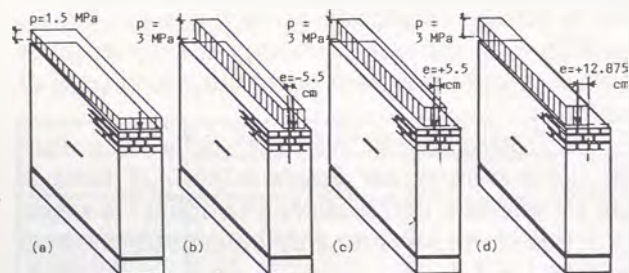


Fig. 6 - Condizioni di carico sulla parete di prova.

Il caso a) di fig. 6 (carico verticale centrato) è stato studiato solo con intaglio piccolo; i casi b), c) e d) (carico verticale eccentrico) sono stati studiati sia con intaglio piccolo, sia con intaglio grande. Nel seguito, l'eccentricità del carico sarà ritenuta positiva se la risultante delle pressioni verticali cade dalla stessa parte dell'intaglio rispetto alla mezzeria. Per ogni caso di carico sono state studiate le due sezioni di fig. 3. Nello studio della sezione verticale mediana (fig. 3a), il carico applicato riproduce la situazione sperimentale (sia come intensità che come eccentricità). Invece, nelle analisi dello strato superficiale interessato dall'intaglio (fig. 3b), il campione è trattato come una lastra con foro rettangolare passante, in stato pia-

no di sforzo. Ai fini di mettere in conto l'eccentricità del carico esterno, l'intensità della pressione verticale (uniforme) agente sulla lastra è stata assunta pari allo sforzo σ_y «*alla De Saint Venant*» $\sigma_y = p (1 \pm 6 \frac{e}{h})$, v. fig. 7) nel corrispondente strato superficiale del campione integro da cui:

- $p_{\text{vert}} = 1.5$ MPa nel caso a) di fig. 6;
- $p_{\text{vert}} = 0.55$ MPa nel caso b) di fig. 6;
- $p_{\text{vert}} = 2.45$ MPa nel caso c) di fig. 6;
- $p_{\text{vert}} = 3.75$ MPa nel caso d) di fig. 6.

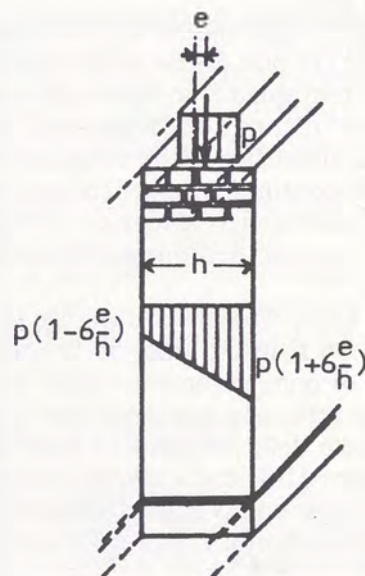


Fig. 7

Le figure 8b e 11b mostrano le curve carico-spostamento relative ad un punto P posto a 10 cm sopra l'intaglio nella sezione mediana del campione. Le curve a tratto continuo derivano dall'analisi inelastica; le spezzate in tratteggio derivano da un calcolo puramente elastico. Le curve O-A-B si riferiscono alle analisi condotte con intagli piccoli: il primo tratto delle curve (OA) corrisponde alla fase in cui agisce solo il carico verticale, crescente da zero fino al suo valore finale precedentemente specificato; il tratto successivo (AB) corrisponde alla fase in cui, a carico verticale costante, la pressione nel martinetto aumenta progressivamente partendo da zero. Le curve O-C-D si riferiscono invece alle analisi condotte con intagli grandi (i tratti OC e CD hanno rispettivamente lo stesso significato delle curve OA e AB di cui si è appena detto).

È opportuno segnalare che la procedura sperimentale non coincide esattamente con le diverse fasi della simulazione numerica. Infatti la prima fase delle prove di laboratorio consiste nel praticare l'intaglio (a carico verticale mantenuto costan-

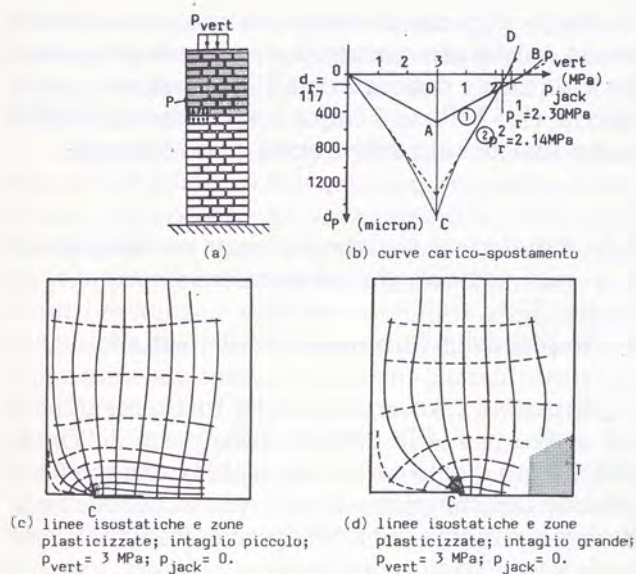


Fig. 8 - Prove con un martinetto; carico verticale con eccentricità $e = +5.5$ cm dalla parte dell'intaglio; analisi della sezione verticale mediana.

te) e nel registrare gli spostamenti che le basi di misura subiscono a seguito dell'esecuzione dell'intaglio. Numericamente, invece, si immagina che l'intaglio esista fin dall'inizio e che il carico verticale venga progressivamente aumentato partendo da zero.

I punti A e C delle curve carico-spostamento, ottenute numericamente, possono comunque dare un'indicazione, presumibilmente buona, del danno indotto nel campione dalla presenza dell'intaglio.

Nella porzione di campione indicata con ombreggio nelle figure 8a e 11a sono state tracciate le linee isostatiche a martinetto scarico: a tratto continuo sono indicate le isostatiche di compressione, in tratteggio quelle di trazione.

Assieme alle linee isostatiche sono state indicate, con ombreggio, le zone plasticizzate sotto il solo carico verticale: l'indice (C) indica i punti in cui lo stato tensionale ha raggiunto la frontiera del dominio di Drucker-Prager; l'indice (T) denota i punti in cui la plasticità si attiva sulla frontiera del tension cut-off. La condizione di plasticità adottata è quella mostrata nel Cap. 3., caratterizzata dai parametri:

$$\sigma_c = 8 \text{ MPa}; \sigma_t = 4.8 \text{ MPa}; \sigma_{\text{cut-off}} = 1 \text{ MPa}.$$

In mancanza di precise indicazioni sperimentali, come $\sigma_{\text{cut-off}}$ si è scelto un valore prossimo a quello indicato nella letteratura per l'aderenza tra malta e mattoni [7], [11], avendo constatato che le isostatiche di trazione più sollecitate sono quelle dirette pressoché ortogonalmente ai corsi di mattoni.

4.2. Risultati relativi alle prove con un intaglio: carico verticale uniforme o debolmente eccentrico

a) Studio della sezione verticale mediana

La fig. 8 mostra i risultati dello studio della sezione verticale mediana del campione, soggetta ad un carico verticale con debole eccentricità dalla stessa parte dell'intaglio ($e = +5.5$ cm). I risultati delle analisi numeriche con carico uniforme o con debole eccentricità dalla parte opposta all'intaglio ($e = -5.5$ cm) sono qualitativamente analoghi a quelli di fig. 8.

Dalla figura si osserva che, nel caso di intaglio grande, sotto il solo carico esterno in alcuni punti si è raggiunta la massima resistenza a trazione (fig. 8d), cosa che non avviene se l'intaglio è piccolo (fig. 8c). In entrambi i casi si ha inoltre una zona schiacciata all'apice dell'intaglio.

Le curve carico-spostamento deviano debolmente dalla linearità. In ogni caso, l'intervento del martinetto causa il ritorno delle curve inelastiche su quelle elastiche.

Le pressioni di ripristino sono mostrate in fig. 8b e sono riportate in tab. II; tali valori sono da confrontarsi con la distribuzione di sforzi σ_y (che si suppone lineare) nel campione integro in fig. 9.

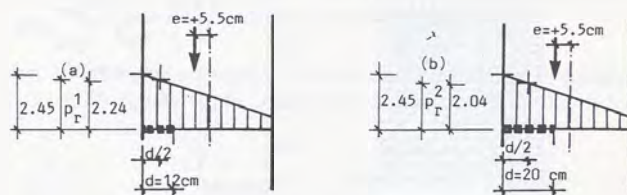


Fig. 9 - Confronto tra pressioni di ripristino e sforzi «alla De Saint Venant» nel campione integro; carico verticale con $e = +5.5$ cm.

Analoghe osservazioni valgono nel caso di carico uniforme e con eccentricità pari a $e = -5.5$ cm; a quest'ultimo caso si riferisce la fig. 10, di significato analogo alla 9.

In tutti i casi esaminati, la pressione di ripristino fornisce dunque una buona stima dello sta-

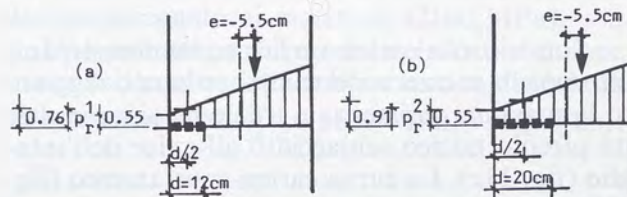


Fig. 10 - Confronto tra pressioni di ripristino e sforzi «alla De Saint Venant» nel campione integro; carico verticale con $e = -5.5$ cm.

to di sollecitazione nella muratura integra nella zona in cui sarà inserito il martinetto.

Sotto i carichi esterni dati, la diffusione delle zone plastiche a seguito dell'esecuzione dell'intaglio è risultata sempre modesta. Per valutare quanto il «peso» delle plasticizzazioni cresca per valori del carico verticale più elevati, la sezione mediana è stata analizzata (sotto carico uniforme e con intaglio piccolo) facendo crescere la pressione verticale fino a 5.5 MPa circa. La curva carico-spostamento così ottenuta non devia molto dalla linearità: infatti, i massimi valori di spostamento del punto P superano i corrispondenti valori elastici di non più del 7%; se ne deduce che, anche per elevati valori della pressione verticale, il campione è debolmente danneggiato dall'esecuzione dell'intaglio.

b) Studio dello strato superficiale interessato dall'intaglio

Ancora ci si limita a riportare i risultati relativi al caso di carico con debole eccentricità $e = +5.5$ cm (fig. 11); lo studio è stato condotto solo con intaglio grande.

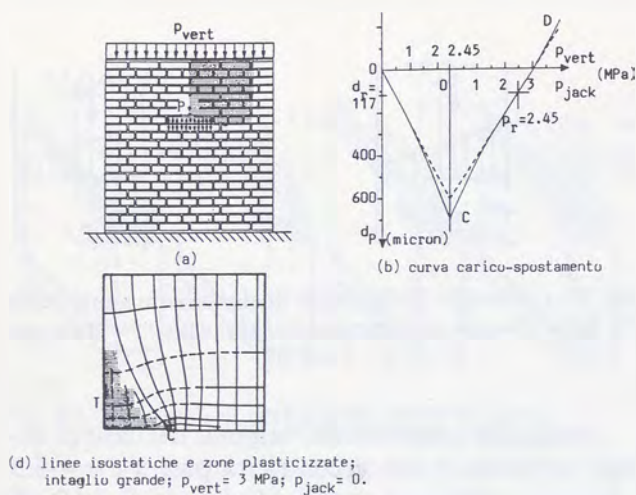


Fig. 11 - Prove con un martinetto; carico verticale con $e = +5.5$ cm; analisi dello strato superficiale interessato dall'intaglio.

Sotto il solo carico verticale, numerosi punti attorno alla mezzeria del campione hanno raggiunto la massima resistenza a trazione; si ha inoltre un piccolo nucleo schiacciato all'apice dell'intaglio (fig. 11c). La curva carico-spostamento (fig. 11b) ha lo stesso andamento di quelle viste finora.

Il ripristino avviene quando la pressione nel martinetto vale 2.45 MPa, pari quindi all'intensità del carico verticale.

Negli altri casi di carico, la zona tesa è meno estesa o del tutto assente. La pressione di ripristino è in tutti i casi uguale all'intensità del carico esterno (1.5 MPa se il carico è uniforme; 0.55 MPa se ha una debole eccentricità $e = -5.5$ cm).

4.3. Risultati relativi alle prove con un intaglio: carico verticale fortemente eccentrico

a) Studio della sezione verticale mediana

In questo caso, a causa della forte eccentricità del carico ($e = +12.875$ cm dalla parte dell'intaglio), sotto il solo carico verticale la sezione orizzontale del campione risulta parzialmente tesa; inoltre esiste una zona all'apice dell'intaglio plasticizzata a compressione.

La curva carico-spostamento ottenuta con intaglio piccolo ha le stesse caratteristiche di quelle viste con carico debolmente eccentrico. Lo spostamento d_r del punto P in assenza di intaglio viene ripristinato per una pressione nel martinetto $p_r = 3.34$ MPa. Questo valore è una buona stima dello stato di sollecitazione nel campione integro, nel quale, nella zona in cui sarà praticato l'intaglio, la σ_y media vale 3.23 MPa e quella sul bordo vale 3.75 MPa.

Nel caso di intaglio grande, si ha un tale sviluppo delle zone plasticizzate che si rileva numericamente un «collasso» che non trova riscontro nella realtà sperimentale; questo fatto viene discusso criticamente nel par. 4.6. Per quanto non realistico, il risultato ottenuto può servire a mettere in luce come il «danno» (in termini di zone plasticizzate) prodotto dall'esecuzione dell'intaglio cresca rapidamente con le dimensioni dell'intaglio stesso.

b) Studio dello strato superficiale interessato dall'intaglio

Per questo caso valgono osservazioni analoghe a quelle di par. 4.2b. Lo studio è stato fatto solo con intaglio grande. Il ripristino avviene per $p_r = 3.75$ MPa, valore pari all'intensità del carico esterno.

4.4. Analisi numeriche del campione con due tagli

La prova con due martinetti piatti è stata simulata solo con tagli piccoli e carico verticale uniforme.

Nelle applicazioni numeriche si è notato che il livello di carico al quale le curve pressione (nei martinetti)-spostamento deviano dalla linearità è

strettamente legato al valore della $\sigma_{\text{cut-off}}$. La scelta di tale valore è piuttosto incerta, perché la documentazione di dati sperimentali al proposito è molto limitata [12], [13].

Un'analisi numerica preliminare ha mostrato che le isostatiche di trazione maggiormente sollecitate, nella prova con due martinetti, sono quelle che corrono quasi parallelamente ai due intagli. Questa circostanza ha suggerito di assumere come resistenza a trazione, in queste applicazioni numeriche, un valore prossimo alla resistenza a trazione misurata sperimentalmente sui mattoni in direzione parallela ai corsi (v. par. 2.2.). Si è assunto pertanto $\sigma_{\text{cut-off}} = 2.3 \text{ MPa}$. Tale valore è in accordo con i risultati sperimentali riportati in [12], che mostrano come la resistenza a trazione della muratura, al variare dell'inclinazione dei corsi di mattoni, possa crescere fino a 1.8-2.5 volte quella misurata normalmente ai giunti.

Il fatto che la resistenza a trazione da mettere in conto sia diversa, nelle prove con uno o con due martinetti, non sembra contraddittorio, data la natura anisotropa anche a trazione del «materiale muratura».

In definitiva, la condizione di plasticità adottata per queste condizioni è definita dai parametri:

$$\sigma_c = 8 \text{ MPa}; \sigma_t = 4.8 \text{ MPa}; \sigma_{\text{cut-off}} = 2.3 \text{ MPa}.$$

I risultati della simulazione numerica della prova con due martinetti sono presentati nel paragrafo successivo. Nelle figure 12a e 13a è indicata con ombreggio la porzione di campione discretizzata per elementi finiti. Le figure 12b e 13b mostrano le curve carico-spostamento relative tra due punti P e P', simmetrici rispetto alla sezione orizzontale di mezzeria e distanti fra loro 20 cm, quando, a pressione verticale costante e pari a 1.5 MPa, la pressione nei martinetti viene aumentata da zero (punto O) fino al collasso del campione.

Le altre figure mostrano le linee isostatiche (a tratto continuo se di compressione, in tratteggio se di trazione) a due diversi livelli di carico, in alcune zone del campione.

4.5. Risultati relativi alle prove con due intagli

Sotto il solo carico verticale, non si hanno zone plasticizzate. La pressione nei martinetti in corrispondenza della quale si ha il collasso della porzione di muratura da essi delimitata è risultata all'incirca di 7.3 MPa nello studio della sezione di mezzeria (fig. 12b) e 9.3 MPa nello studio dello strato superficiale (fig. 13b); il fatto che nel secondo caso la rottura avvenga ad un livello di carico superiore al primo potrebbe essere giustificato considerando che la porzione di muratura compresa fra i due intagli è maggiormente contenuta trasversalmente.

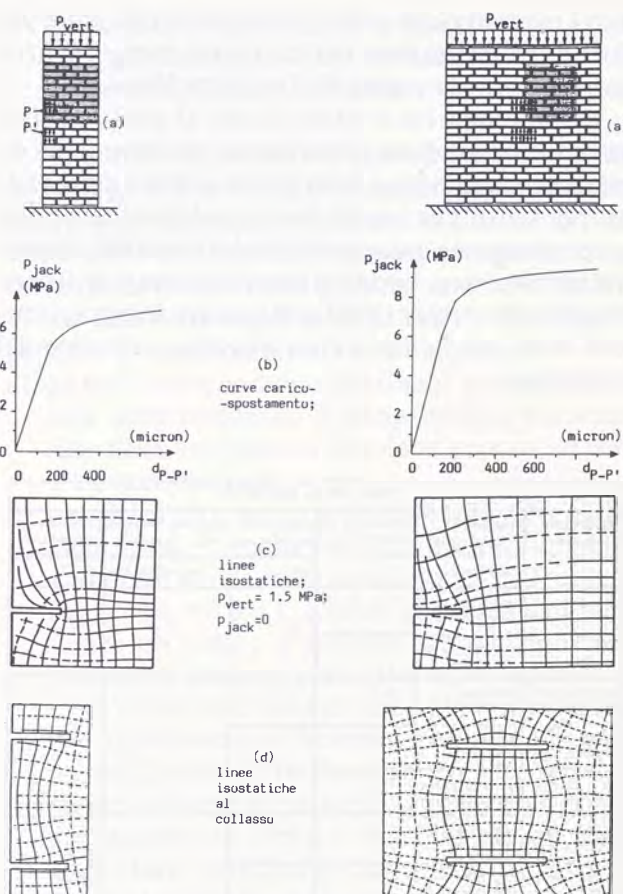


Fig. 12 (colonna a sinistra) - Prova con due martinetti: analisi della sezione verticale mediana.

Fig. 13 (colonna a destra) - Prova con due martinetti: analisi dello strato superficiale interessato dall'intaglio.

In entrambi i casi, i valori ottenuti sono poco discosti dalla massima pressione raggiunta sperimentalmente (8.5 MPa) e relativamente prossimi alla resistenza a compressione assegnata al materiale (8 MPa).

Infine, nell'analisi dello strato superficiale la pendenza della curva carico-spostamento di fig. 13b è pari a

$$\Delta l \left(\frac{\Delta p}{\Delta d} \right)_{\text{el}} = 2140 \text{ MPa}$$

essendo $\Delta l = 20 \text{ cm}$ la distanza fra i punti P e P'; tale valore costituisce un buona stima del modulo elastico assegnato al materiale (2100 MPa).

Una sottostima del modulo elastico si ottiene invece dall'analisi della sezione verticale mediana (in questo caso $\Delta l \left(\frac{\Delta p}{\Delta d} \right)_{\text{el}} = 1680 \text{ MPa}$, v. fig. 12b).

4.6. Considerazioni critiche

I risultati numerici fin qui esposti sono riassunti nella tab. II; nella stessa tabella sono riportati

tati i risultati delle prove sperimentali ed alcuni valori di sollecitazione nei campioni integri, calcolati secondo la teoria di De Saint Venant.

Dall'esame dei risultati di tab. II sembra di poter dare un giudizio globalmente positivo della simulazione numerica della prova ai martinetti piatti, nel senso che, sotto date condizioni di carico e con assegnate caratteristiche dei materiali, la prova fornisce una buona stima dello stato di sforzo localmente presente nella muratura integra, nonché della resistenza a compressione semplice del materiale.

PROVE CON UN MARTINETTO					
condizione di carico verticale	sezione analizzata; dimensioni dell'intaglio	pressione di ripristino numerica	sforzi nel campione integro in corrisp. dell'intaglio		pressione di ripristino sperimentale
			medio	superficiale	
carico uniforme (p _{vert} = 1.5 MPa)	mediana; 24x12x1cm	1.5	1.5	1.5	1.61
	superficiale; 24x12x1cm	1.5			
carico con eccentricità e=5.5cm dalla parte opposta all'intaglio (p _{vert} =3MPa)	mediana; 24x12x1cm	0.77	0.76	0.55	0.52
	mediana; 40x20x1cm	0.79	0.91		
	superficiale; 40x20x1cm	0.55			
carico con eccentricità e=5.5cm dalla parte dell'intaglio (p _{vert} =3MPa)	mediana; 24x12x1cm	2.30	2.24	2.45	2.38
	mediana; 40x20x1cm	2.14	2.04		
	superficiale; 40x20x1cm	2.45			
carico con eccentricità e=12.875cm dalla parte dell'intaglio (p _{vert} =3MPa)	mediana; 24x12x1cm	3.34	3.23	3.75	3.82
	mediana; 40x20x1cm	(collasso)	2.88		
	superficiale; 40x20x1cm	3.75			
PROVA CON DUE MARTINETTI - solo carico verticale uniforme (p _{vert} =1.5 MPa)					
sezione analizzata; dimensioni dell'intaglio	pendenza elastica della curva carico-spostamento numerica	modulo elastico della muratura	pressione di collasso numerica	resistenza a compressione della muratura	pressione di collasso sperimentale
mediana; 24x12x1cm	1680	2100	7.3	8.	8.5
superficiale; 24x12x1cm	2140		9.3		

Tab. II: Sintesi dei risultati numerici e sperimentali (i valori riportati in tabella sono espressi in MPa)

Per ciò che riguarda l'influenza del modello di calcolo adottato sui risultati ottenuti, va ricordato anzitutto che, in luogo del problema reale tridimensionale, si sono studiati due problemi piani (negli sforzi o nelle deformazioni) che possono ritenersi rappresentativi di ciò che avviene in alcune particolari sezioni del campione (le sezioni A e B di fig. 3 rispettivamente).

In un caso però (l'analisi della sezione verticale mediana sotto carico fortemente eccentrico e con intaglio profondo, par. 4.3), le «risorse» del campione si sono rivelate insufficienti a far fronte al carico esternamente applicato, cosicché si è rilevato numericamente un «collasso» che non trova riscontro nella realtà sperimentale. Questa cir-

costanza è coerente col fatto che i modelli piani sono, in generale, più conservativi di quelli tridimensionali.

Pare lecito dunque pensare che, se risultati affidabili si sono ottenuti utilizzando modelli «severi», un'analisi basata su di un modello di calcolo tridimensionale, meno conservativo (oltre che più realistico), avrebbe fornito risultati ancor più soddisfacenti, naturalmente a prezzo di un onere computazionale assai più gravoso.

Una seconda osservazione riguarda la legge costitutiva assunta per il materiale. Si è infatti ipotizzato che la muratura fosse un materiale duttile pur sapendo che il suo comportamento reale è fessurante e fragile. Qualitativamente, si può pensare che la conseguente discrepanza compensi in parte l'aver utilizzato modelli piani per schematizzare il comportamento di una struttura tridimensionale.

Infine va osservata l'influenza che l'ipotesi di olonomia ha sui risultati ottenuti. Si è visto in generale che, nelle prove con un intaglio, l'intervento della pressione nel martinetto causa il ritorno delle curve inelastiche sulle corrispondenti curve elastiche, poiché numerosi punti in cui lo stato tensionale aveva raggiunto la frontiera del dominio di resistenza sotto il carico permanente, tornano in campo elastico; avendo supposto che il materiale sia olonomo, lo scarico non comporta deformazioni anelastiche residue, il che ha contribuito ad ottenere risultati soddisfacenti. L'ipotesi di olonomia appare poco realistica per quanto riguarda il comportamento a compressione del materiale, mentre non appare ingiustificata nel campo delle trazioni. Infatti, in un materiale fessurante — quale è in realtà la muratura — affinché possano tornare a trasmettersi sforzi, le lesioni devono richiudersi, il che equivale a dire che le deformazioni inelastiche devono essere recuperate quando si torna in campo elastico. Poiché le plasticizzazioni maggiormente responsabili del comportamento non lineare dei campioni esaminati sono quelle per trazione (quelle per compressione giocano un ruolo modesto), l'ipotesi di olonomia risulta in definitiva globalmente accettabile, purché accompagnata da una bassa resistenza a trazione.

Passando ora a confrontare i risultati numerici con quelli sperimentali, si osserva che essi sono generalmente in buon accordo. Va detto comunque che gli effetti di diversi fenomeni fisici (aleatorietà delle proprietà della muratura; influenza della rigidità propria del martinetto, dell'eterogeneità del materiale, di fenomeni locali conseguenti all'introduzione del martinetto in un giunto di malta, ecc.) non possono essere tenuti in conto dal modello di calcolo utilizzato.

Alla luce dei risultati di cui si dispone, partendo da quelli relativi alle prove con un intaglio, si può osservare che le analisi della sezione verticale

mediana sotto carico eccentrico forniscono valori della pressione di ripristino intermedi tra le sollecitazioni medie ed estreme calcolabili «alla De Saint Venant» nel campione integro in corrispondenza dell'intaglio. Questa circostanza trova riscontro nelle pressioni di ripristino sperimentali, che forniscono tendenzialmente una stima delle sollecitazioni estreme nel campione integro (v. tab. II). Va comunque osservato che, al ripristino, la distribuzione delle sollecitazioni nel campione è diversa da quella prevista dalla teoria di De Saint Venant, e lo è tanto più quanto maggiori sono le dimensioni del martinetto. A tale proposito, in fig. 14 sono riportati (a tratto continuo) gli sforzi σ_y al ripristino, ottenuti numericamente, nel caso di carico con eccentricità $e = -5.5$ cm; la fig. 14a si riferisce al caso di intaglio piccolo, la 14b al caso di intaglio grande. In tratteggio è riportata per confronto la distribuzione di sforzi «alla De Saint Venant»; ovviamente tale raffronto prescinde dalla natura eterogenea della muratura.

A conclusione del commento sui risultati delle prove con un martinetto, sembra lecito osservare che, comunque, le prove sperimentali forniscono una buona stima dello stato di sforzo in situ perché il danno indotto dall'esecuzione dell'intaglio è comunque modesto (si vedano le curve carico-spostamento e le zone danneggiate ottenute per via numerica).

Infine, per quanto riguarda le prove con due intagli, le analisi numeriche hanno messo in luce che, in prossimità del collasso, la porzione di muratura tra i due martinetti tende ad isolarsi dal resto del campione per l'insorgere di trazioni al suo contorno (si vedano le figg. 12d e 13d). Di conseguenza, l'effetto del contenimento trasversale sul campione si attenua, tanto che con i due martinetti si esegue, in sostanza, un prova molto prossima a quella di compressione monoassiale. Questa circostanza può giustificare il fatto che la prova sperimentale fornisce una buona stima della resistenza a compressione semplice del materiale.

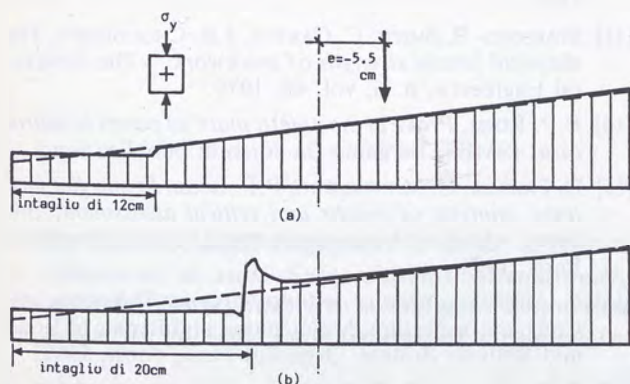


Fig. 14 - Confronto fra sforzi σ_y nel campione integro (in tratteggio) e al ripristino (a tratto continuo) sotto un carico verticale con $e = -5.5$ cm; (a) intaglio $24 \times 12 \times 1$ cm; (b) intaglio $40 \times 20 \times 1$ cm.

5. L'UTILIZZAZIONE DEI DATI SPERIMENTALI PER L'IMPIEGO DEL MODELLO NUMERICO

Alla luce di quanto sin qui esposto, una volta accertata l'affidabilità del modello numerico illustrato, pare spontaneo chiedersi in che modo possano venire utilizzate nelle analisi numeriche le informazioni fornite dalla prova ai martinetti piatti.

Ai fini della verifica della resistenza, si può pensare di procedere nel modo seguente:

- a) da una prova con due martinetti si ricava il valore della resistenza a compressione monoassiale della muratura in direzione normale ai corsi di mattoni (σ_r);
- b) penalizzando opportunamente tale valore (del 20% circa, v. anche fig. 4), si ottiene il valore σ_c da introdurre nella condizione di Drucker-Prager ($\sigma_c = 0.8 \sigma_r$). L'altro parametro di resistenza necessario a definire la condizione (σ_t) può essere assunto pari a $0.6 \sigma_c$; si ottiene così un'ellisse (nel caso di stato piano di sforzo) che approssima sufficientemente bene l'insieme dei domini di rottura dedotti sperimentalmente da prove su pannelli di muratura variando l'angolo tra i corsi di mattoni e le giaciture degli sforzi principali. Così facendo, si sostituisce al materiale reale ortotropo un continuo fittizio isotropo, evitando l'onere di calcolo che l'anisotropia comporta, senza compromettere globalmente l'attendibilità dei risultati (come confermano le analisi numeriche illustrate);
- c) come resistenza a trazione, si può prendere una frazione opportuna di σ_r ($\sigma_{\text{cut-off}} = 0.1-0.25 \sigma_r$, v. parr. 4.1 e 4.4); tale scelta va effettuata con la dovuta cautela, essendo scarsa la documentazione di dati sperimentali al proposito.

Resta così definita la condizione di plasticità da utilizzare nelle applicazioni numeriche.

Rimangono da stabilire i carichi agenti sulla struttura. Se la loro determinazione per via teorica è eccessivamente complessa o incerta, si può ricorrere alle prove con un martinetto. Di tali prove ne occorrono, in effetti, almeno due, una su ciascuna delle facce della parete, per poter cogliere l'eventuale eccentricità del carico.

Dalle analisi numeriche oggetto di questo lavoro emerge che le pressioni di ripristino sono comprese tra gli sforzi medio ed estremo nei campioni integri nella zona in cui sarà praticato l'intaglio, calcolati in base alla teoria di De Saint Venant (v. tab. II). Se gli sforzi così misurati risultano sufficientemente minori della resistenza a compressione del materiale, si può ritenere approssimativamente che l'andamento degli sforzi verticali lungo lo spessore del muro sia effettivamente lineare; in tal modo si può risalire all'intensità del carico applicato ed alla sua eccentricità.

Vale la pena di osservare che l'eccentricità del

carico esterno è diversa, a seconda del significato attribuito alle pressioni di ripristino. Dalla fig. 15 si nota infatti che le aree dei diagrammi degli sforzi a tratto continuo e in tratteggio sono uguali, il che vuol dire che la risultante del carico è la stessa comunque si interpretino le pressioni di ripristino.

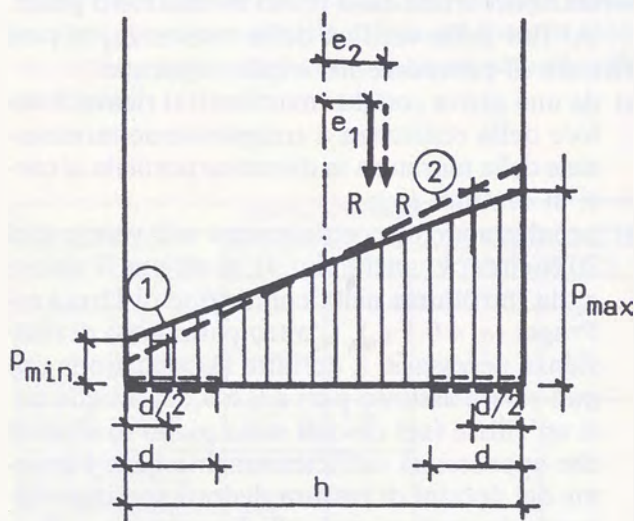


Fig. 15 - Determinazione del carico esterno partendo dalle pressioni di ripristino.

Invece, se le pressioni di ripristino sono intese come sforzi nello strato superficiale del campione integro (diagramma a tratto continuo) l'eccentricità della risultante del carico verticale sarà:

$$e_1 = \frac{h}{6} \left(\frac{2}{1 + \chi} - 1 \right)$$

mentre, se sono intese come sforzi medi in corrispondenza dell'intaglio, sarà pari a:

$$e_2 = e_1 \frac{1}{1 - \delta} (> e_1)$$

dove d = profondità dell'intaglio,

$$\delta = d/h, \quad \chi = \frac{p_{\min}}{p_{\max}}$$

(per il significato dei simboli, v. fig. 5.1.). In tal modo si può stabilire un campo di variabilità per l'eccentricità del carico esterno.

La procedura descritta cade in difetto se l'eccentricità del carico è tale che già nel campione integro esistono delle zone tese; tale circostanza può comunque essere dedotta dalla presenza di fessure orizzontali su di una faccia della parete, oppure dal fatto che, praticando l'intaglio, i suoi lembi tendono ad allontanarsi invece che a richiudersi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] G. SACCHI, A. TALIERCIO, *Numerical analysis of the flat jack test on masonry walls*, «Journal de Mécanique Théorique et Appliquée», Paris (in corso di pubblicazione).
- [2] P.P. ROSSI, *Flat-jack test for the analysis of the mechanical behaviour of brick masonry structures*, Proc. of the 7th Int. Brick Masonry Conf., pp. 137-148, Malbourn, 1985.
- [3] A.W. PAGE, *The biaxial compressive strength of brick masonry*, «Proc. Instn. Civ. Engrs.», Part 2, vol. 71, pp. 893-906, 1981.
- [4] R. NOVA, G. SACCHI, *A generalized failure condition for orthotropic solids*, Coll. Int. du CNRS Comportement mécanique des solides anisotropes, «Proc. Euro-mech», 115, 1979.
- [5] R. CONTRO, R. NOVA, *Modelli fisici e matematici del legame sforzi-deformazioni e del comportamento a collasso della muratura*, estratto da: *Comportamento statico e sismico delle opere murarie*, Milano, CLUP, 1982, pp. 15-87.
- [6] P. SUQUET, *Analyse limite et homogénéisation*, «C.R. Acad. Sc.», t. 296, p. 933-936, Paris, 1983.
- [7] H.K. HILSDORF, *Masonry materials and their physical properties*, «Proc. of the Int. Conf. on the Planning and Design of Tall Buildings, TC 27 - Masonry Structures», pp. 981-999, 1972.
- [8] W. SAMARASINGHE, A.W. PAGE, A.W. HENDRY, *Behaviour of brick masonry shear walls*, «The Structural Engineer», vol. 59B, n. 3, pp. 42-48, 1981.
- [9] A.W. PAGE, *The in-plane deformation and failure of brickwork*, Ph. D. Th., University of Newcastle, Australia, 1981.
- [10] E. HINTON, D.R.J. OWEN, *Finite Elements in Plasticity*, Pineridge Press Ltd, Swansea, 1980.
- [11] D.M. HUGHES, S. ZSEMBERY, *A method of determining the flexural bond strength of brickwork at right angles to the bed joint*, Proc. II Canadian Masonry Symposium, Ottawa, 1980.
- [12] F.B. JOHNSON, J.N. THOMPSON, *The development of diametral testing procedures to provide a measure of strength characteristics of masonry assemblages*, 1st Int. Conf. on Masonry Structural Systems, Texas, Nov., 1967.
- [13] STAFFORD- B. SMITH, C. CARTER, J.R. CHOUDHURY, *The diagonal tensile strength of brickwork*, «The Structural Engineer», n. 6, vol. 48, 1970.
- [14] P.P. ROSSI, *Prove ai martinetti piatti su pareti in muratura*, ISMES, Bergamo (in corso di pubblicazione).
- [15] D. FAIELLA, G. MANFREDINI, P.P. ROSSI, *In-situ flat jack tests: analysis of results and critical assessment*, Int. Symp. «Soil and rock investigations by in-situ testing», Paris, 1983.
- [16] C. ABDUNUR, *Mesure de contraintes par libération*, Int. Conf. on Inspection, Maintenance and Repair of Road and Railway Bridges, Bruxelles-Paris, April, 1981.
- [17] J. BONVALET M. DEJEAN, *Flat jack tests and determination of mechanical characteristics*, Int. Symp. on Field Measurements in Rock Mech., vol. I, Zurich, 1977.
- [18] L.G. ALEXANDER, *Field and laboratory tests in rock mechanics*, N.Z. Conf. of Soil Mech., Aug., 1960.

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

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

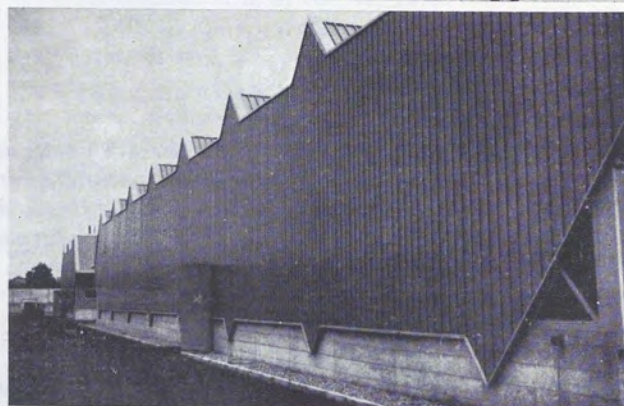
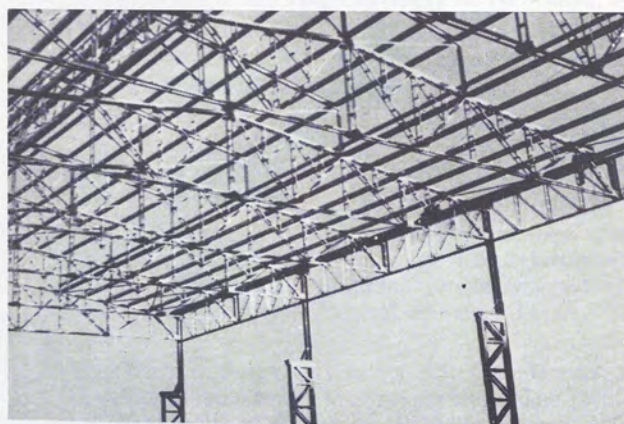


EDIFICI

CIVILI - INDUSTRIALI - AGRICOLI

ORTECO

SCALE DI SICUREZZA



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

Ditta

BONATO RENATO

Decorazioni - Restauri

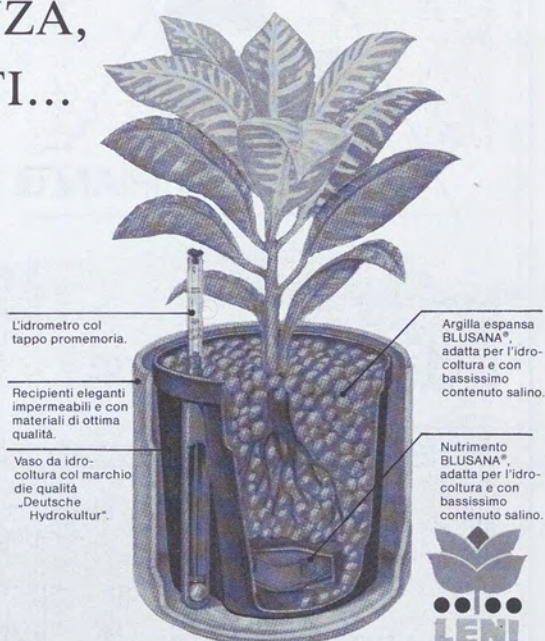
Via Almese, 82 - 10096 LEUMANN (TO) - Tel. 415.32.62

“HYDROCOLTIVAZIONE”

LA PIANTA SENZA TERRA PER UFFICI,
SALONI DI RAPPRESENTANZA,
ALBERGHI, APPARTAMENTI...

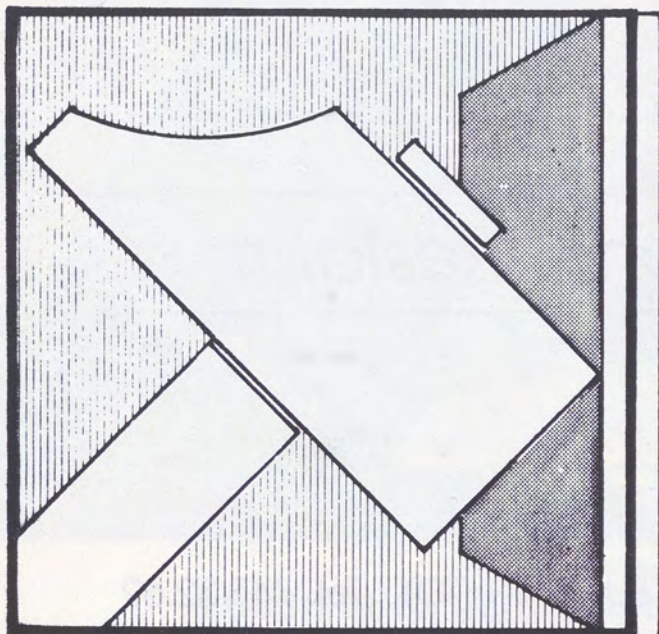
IL GERMOGLIO

VIVAIO: Strada Torino, 43 - MONCALIERI
Telefono 011/ 640.65.63





CRISTAL ART



*per la sicurezza
cristalli stratificati*

VISARM

antifondamento

BLINDOVIS

antiproiettile

*anche ripetutamente
colpiti non producono
frammenti, creando
una barriera invalicabile*

CRISTAL ART s.r.l.

10134 TORINO

VIA ARDUINO 56

TEL. 696.37.94 / 690.941



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

Poignées:
Laiton
Aluminium anodisé
Résine
Modèles déposés

OLIVARI®

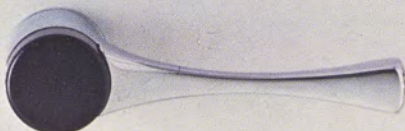
Biscotto

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



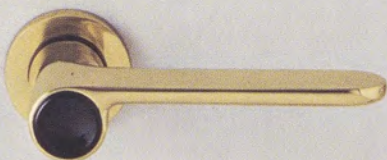
Torino

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



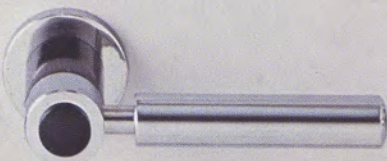
Milano 2

design Studio Olivari
OT



Verbano

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



RESTAURO DEL CASTELLO DI RIVOLI

BORINI COSTRUZIONI S.p.A

IMPRESA GENERALE DI COSTRUZIONI

STUDIO DI INGEGNERIA

SEDE SOCIALE: 10121 TORINO - VIA BELLINI 2
TELEFONO (011) 55.461

le case, gli uffici pronti per il futuro con il «punto telefono»



Nel costruire o riadattare gli edifici è necessario predisporre i PUNTI TELEFONO secondo le specifiche fornite dalla SIP per non perdere le possibili utilizzazioni del servizio telefonico offerte dal rapido avanzamento tecnologico delle telecomunicazioni e dai sempre più sofisticati servizi di telematica.

SIP
il futuro è in linea



Per informazioni telefonare SIP 187