

Paolo Bonaldi (), Lorenzo Jurina (**), Pier Paolo Rossi (*)*

Indagini sperimentali e numeriche sui dissesti del Palazzo della Ragione di Milano

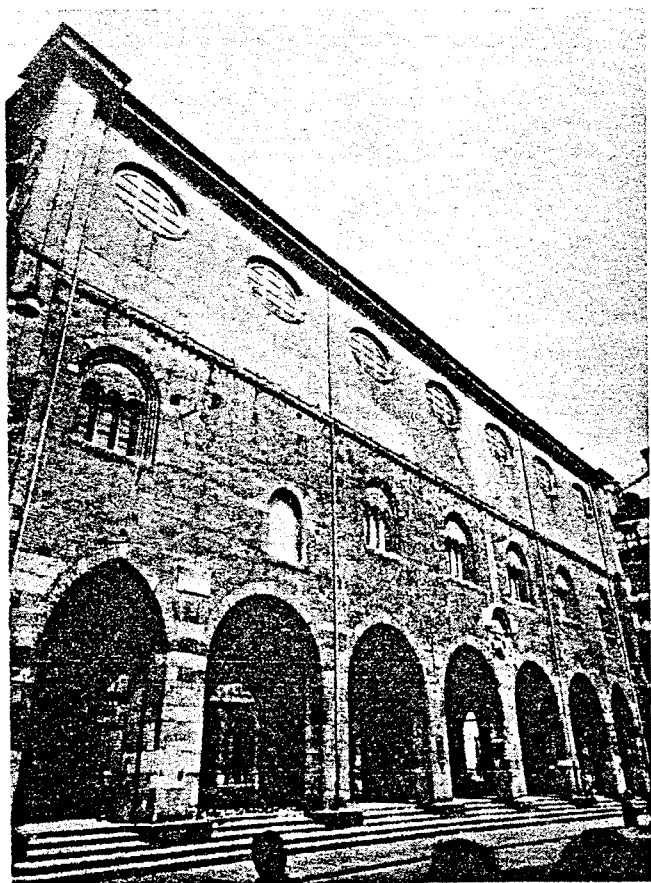
(Comunicazione presentata al *XIV Congresso Nazionale di Geotecnica*, Firenze, ottobre 1980)

(*) ISMES, Bergamo

(**) Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Politecnico di Milano

SOMMARIO

Il Palazzo della Ragione di Milano presenta un quadro fessurativo di un certo rilievo, legato apparentemente al cedimento delle fondazioni. E' stata condotta una campagna di indagini sperimentali e numeriche allo scopo di determinare l'attuale stato di sollecitazione e di diagnosticare le cause del degrado, in previsione di un intervento di restauro conservativo. Le indagini brevemente descritte nella memoria comprendono ricerche storiche sulle fasi di costruzione, rilievi del quadro fessurativo e degli strapiombi, indagini geognostiche, indagini in situ sulle caratteristiche meccaniche della muratura e simulazione numerica dell'edificio con un modello ad elementi finiti che tiene conto dei cedimenti avvenuti e della presenza delle fessurazioni. Vengono illustrate alcune tecniche di indagine inedite basate su metodi di identificazione indiretta e discusse alcune ipotesi sulle cause del degrado strutturale.



1. PREMESSA

Il Palazzo della Ragione di Milano sorge a poca distanza da Piazza Duomo, in una zona interessata da intenso traffico urbano e prospiciente la linea 1 della Metropolitana.

L'edificio, eretto nel 1228 e successivamente sovralzato nel 1771 per ospitare l'Archivio Notarile, è stato sgomberato nel 1961 in seguito a preoccupazioni per la sua stabilità.

Le molte e vivaci polemiche sorte tra i restauratori hanno impedito fino ad oggi l'esecuzione di un definitivo intervento di restauro conservativo e solo recentemente, sulla base di ulteriori rilievi, il Comune di Milano ha affidato al Prof. M. Dezzi Bardeschi e ad un gruppo di suoi collaboratori l'incarico di formulare un progetto organico di interventi per arrestare il processo di degrado strutturale in corso.

Dopo alcuni cenni storici, nella memoria viene descritta la campagna di indagini attualmente in corso sull'edificio e le metodologie di indagine numerica messa a punto per diagnosticare le condizioni statiche dell'edificio.

Fig.1 - Il Palazzo della Ragione di Milano visto da Piazza Mercanti.

2. CENNI STORICI

Per definire un corretto intervento sull'edificio è necessario disporre di una accurata documentazione sulle sue vicissitudini storiche. Nel caso del Palazzo della Ragione la ricerca, estesa all'intero antico Broletto di Milano, si è rivolta particolarmente alle fasi di costruzione e agli interventi di addizione e sottrazione realizzati alle diverse epoche. Una descrizione più dettagliata è fornita in JURINA (1981).

Nel 1228, in previsione della costruzione di una vasta sala che doveva contenere le assemblee dei rappresentanti della città, viene realizzato un massiccio loggiato in pietra e mattoni costituito da 3 ordini di archi longitudinali e 2 ordini di archi trasversali prossimi ad ognuna delle testate (GERLA, 1969). Per contrastare le spinte orizzontali degli archi longitudinali vengono utilizzati alle testate dell'edificio archi a sesto acuto, con robusti contrafforti. Le fondazioni vengono impostate a quota -6 metri dal pavimento della loggia; la profondità adottata, apparentemente notevole, prelude alla successiva realizzazione del Salone, ed è dovuta al fatto che l'area prescelta si trova in una zona di bonifica palustre, costituita da materiale di riporto. Nel 1233 viene ultimata la costruzione del Salone e realizzata la copertura con capriate a vista di luce 17,60 metri, appoggiate sui muri perimetrali. In seguito ai cedimenti del terreno di fondazione, le pareti più lunghe, abbassandosi, si inclinano verso l'esterno e affiorano le prime fessure. Alcune anomalie nella distribuzione e nell'ancoraggio delle catene oggi presenti sulla struttura inducono a ritenere che alcune di esse siano state messe in opera già durante questa prima fase di costruzione, per contrastare il progressivo sviluppo degli strapiombi. Accanto ai cedimenti delle fondazioni, gli strapiombi sono accentuati anche dalla spinta delle capriate del tetto. Queste ultime infatti, come risulta da una nutrita e ricorrente documentazione, sono soggette a degrado soprattutto alle estremità della catena lignea. Dopo ripetute riparazioni, di cui le principali nel 1617 e 1689, il tetto diventato pericolosamente spingente viene rifatto nel 1715.

Nel 1771, sotto Maria Teresa d'Austria, si intraprendono importanti opere di modifica strutturale ed architettonica e viene così realizzato l'attuale sopralzo per aumentare il volume del Salone, destinato al Archivio Notarile. Contemporaneamente alle volte superiori, sostenute dai pilastri centrali e dalle murature perimetrali, vengono realizzate le volte inferiori rimuovendo l'originario pavimento di legno e abbassandolo di 60 cm circa. Si provvede inoltre a tamponare tutte le trifore sulle facciate principali. Il notevole appesantimento delle strutture causato dal sopralzo e dall'archivio provoca ulteriori cedimenti delle fondazioni, testimoniate da lesioni concentriche attorno ai pilastri nelle volte superiori e da lesioni diagonali in alcuni tamponamenti delle trifore. L'abbassamento di circa 1 metro del piano stradale circostante il Palazzo, realizzato nel 1876, mette in evidenza uno stato di degrado avanzato alla base dei pilastri in pietra causato da infiltrazioni di acqua piovana e nel 1910 viene realizzato un intervento cospicuo di sostituzione di pietre e leganti ammalorati. Malgrado le puntellazioni adottate, questo intervento provoca ulteriori fenomeni di riassetto delle murature sovrastanti e la formazione di

nuove fessure.

Nel 1959 vengono sottofondati i pilastri sul lato di Via Mercanti con l'adozione di micropali in previsione degli scavi per la linea 1 della Metropolitana Milanese che viene realizzata l'anno successivo dopo aver puntellato tutti gli archi al piano terreno del Palazzo e dopo aver posto in opera, a quota 4,20 m dal pavimento del portico, tirantature orizzontali di presidio sia in senso longitudinale che in senso trasversale, ancora oggi presenti.

Negli anni successivi, malgrado la rimozione dell'Archivio Notarile che rappresentava un sovraccarico notevole, l'abbassamento della falda freatica e i conseguenti cedimenti differenziali verificatisi contribuiscono ad aggravare la situazione statica del Palazzo.

Nel 1978 viene rifatto ancora una volta il tetto e vengono realizzati rinforzi agli appoggi delle capriate che, come già nel passato, presentavano un preoccupante degrado.

3. IL RILIEVO GEOMETRICO

La raccolta e l'analisi della documentazione storica brevemente riassunta nel paragrafo precedente ha messo in evidenza la necessità di disporre di un attendibile rilievo metrico dell'edificio, quale strumento indispensabile per leggere correttamente i documenti e per approntare una strategia di intervento. Accanto al rilievo delle dimensioni geometriche e degli spessori si è preso nota degli strapiombi alle varie quote dell'edificio, delle lesioni passanti sulle pareti e sulle voltine, dei segni lasciati dai successivi usi o interventi sul Palazzo ed inoltre dello stato di conservazione o di degrado delle singole componenti. L'edificio occupa in pianta una superficie di 18x50,2 m ed è costituito nella parte inferiore da un porticato in pietra formato da 3 ordini di 8 pilastri che poggiano su una base sopraelevata di 1 metro rispetto alle vie adiacenti. Sui pilastri si impostano archi longitudinali e trasversali in mattoni che sorreggono le volte a cupola (Fig.1).

La muratura sovrastante presenta due zone distinte: la prima, interrotta da trifore parzialmente tamponate, giunge ad una quota di 14,90 m ed ha spessore 90 cm, la seconda, arretrata verso l'interno rispetto alla muratura sottostante, è interrotta da finestre ellissoidali ed ha spessore medio di 50 cm.

Le volte a cupola superiori, che appoggiano su archi in mattoni, sono sostenute al centro da pilastri in muratura. Sopra alle volte sono disposte le capriate in legno della copertura ad interasse di 3,75 m, poggianti sulle pareti perimetrali. Quattro ordini di catene in ferro trasversali collegano tra loro i muri longitudinali e un ridotto numero di brevi catene longitudinali interessa la zona del sopralzo.

A completamento e confronto delle indagini descritte in PUGNO (1934), è stata condotta una accurata campagna di misure per determinare la distribuzione degli strapiombi sulle pareti perimetrali. Come si osserva dalla tabella I, che riassume le misure osservate, le pareti più lunghe presentano spanciammenti notevoli verso l'esterno, con valori massimi di 13,7 e di 12,6 cm sulle facciate verso Piazza Mercanti e via Mercanti rispettivamente, a quota 14,70 m. La parete corta verso Piazza Duomo mostra invece

LATO	P. ZZA MERCANTI					VIA MERCANTI					PALAZZO PANIGAROLA			P. ZZA DUOMO		
Quota m.	A cm.	B cm.	C cm.	D cm.	E cm.	F cm.	G cm.	H cm.	I cm.	L cm.	M cm.	N cm.	O cm.	P cm.	Q cm.	R cm.
21,00	- 3	0	3,5	3	4,5	0,5	0,5	4	1,5	- 5	7	4	3,5	6,5	6	3
15,30	- 1	3,5	6,5	4,5	4,5	1	3,5	5,5	3,5	- 5	6,5	6	5,3	6	6	3,5
14,70	- 2,5	12,5	13,7	12,8	3,3	2	11,5	12	12,6	- 4,3	6	5,5	4,5	5,3	6,3	3,5
9,40	- 1	6	7	6,5	3,5	1	3,5	3,6	4	- 1	2,7	4,5	4	3,5	3,5	1,5
0,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

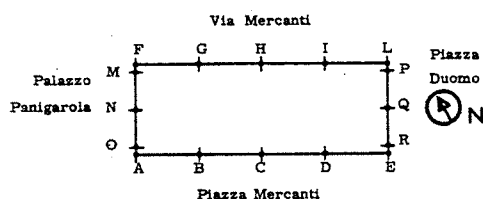


Tabella I - Valori degli strapiombi alle varie quote con pianta di riferimento.

di aver subito una rotazione verso l'esterno e una traslazione del proprio piano verso Piazza Mercanti, mentre la facciata corta simmetrica ha subito spostamenti in direzione opposta. Riassumendo, accanto a spostamenti locali delle pareti verso l'esterno, l'edificio presenta un movimento globale di rotazione rigida in senso orario.

Mentre nelle murature duecentesche gli strapiombi in generale aumentano salendo verso l'alto fino a raggiungere un massimo a quota 14,70 m, nel sopralzo la tendenza si inverte e si passa da un valore di 6,5 cm a quota 15,30 m a 3,6 cm a quota 21,00 m. Risulta logico supporre che gli strapiombi alla quota di spicco del sopralzo siano preesistenti all'epoca della sua esecuzione e che, allo scopo di mascherarli almeno in parte, l'Arch. F.Croce nel 1771 abbia impostato il baricentro delle murature superiori in arretrato di circa 10 cm rispetto a quelle del 13° secolo, assegnando loro una contropendenza verso l'interno.

Il rilievo geometrico eseguito e la campagna fotografica che lo ha accompagnato ha permesso inoltre di ottenere informazioni dettagliate sul quadro fessurativo attuale dell'edificio. Le lesioni interessano prevalentemente le zone prossime a discontinuità geometriche, quali i davanzali delle trifore e le zone vicine alle reni e alla chiave degli archi. La maggioranza delle lesioni è presente sulle pareti duecentesche ma talune di esse proseguono interessando anche il sopralzo. Esiste una rimarchevole analogia del quadro fessurativo sia tra le due facciate longitudinali sia tra la parte destra e la parte sinistra di ogni facciata. L'andamento prevalentemente inclinato delle lesioni dal basso-esterno verso l'alto-interno conferma l'ipotesi del cedimento

differenziale delle fondazioni, ossia una causa unica e doppiamente simmetrica rispetto alla pianta dell'edificio. Nelle figg. 2a, b, c, d è riportato schematicamente l'andamento delle lesioni principali delle facciate. Le lesioni verticali vicino agli spigoli delle facciate longitudinali rappresentano fenomeni dovuti allo scorrimento e alla rotazione fra le facciate perpendicolari, non sufficientemente ammorzate tra loro.

E' interessante notare che le lesioni più rilevanti si riscontrano agli estremi delle facciate principali in corrispondenza delle penultime trifore. Tali zone rappresentano punti di discontinuità nelle rigidità della struttura in quanto sono presenti sia pilastri di facciata di sezione maggiore che altrove, sia archi trasversali di collegamento appartenenti al loggiato originario. Certamente più complessa risulta la lettura e l'interpretazione delle lesioni sulle due facciate trasversali in quanto più delle altre sono state manomesse con successive aperture. Le lesioni, prevalentemente verticali, seguono le linee di contorno dei risarcimenti murari eseguiti nelle varie epoche e, con ogni probabilità, sono legate allo spanciamiento delle facciate longitudinali che provoca in queste pareti più corte uno stato di diffusa trazione orizzontale.

Per quanto riguarda le volte e gli archi superiori si osserva un rilassamento in senso longitudinale causato dalla mancanza di catene in tale direzione, con fessure localizzate nella mezzeria degli archi e con lesioni nelle volte, concentriche ai pilastri di spina.

Queste ultime lesioni denunciano cedimenti differenziali anche in senso trasversale al Palazzo, causate dai sovraccarichi dell'Archivio Notarile e

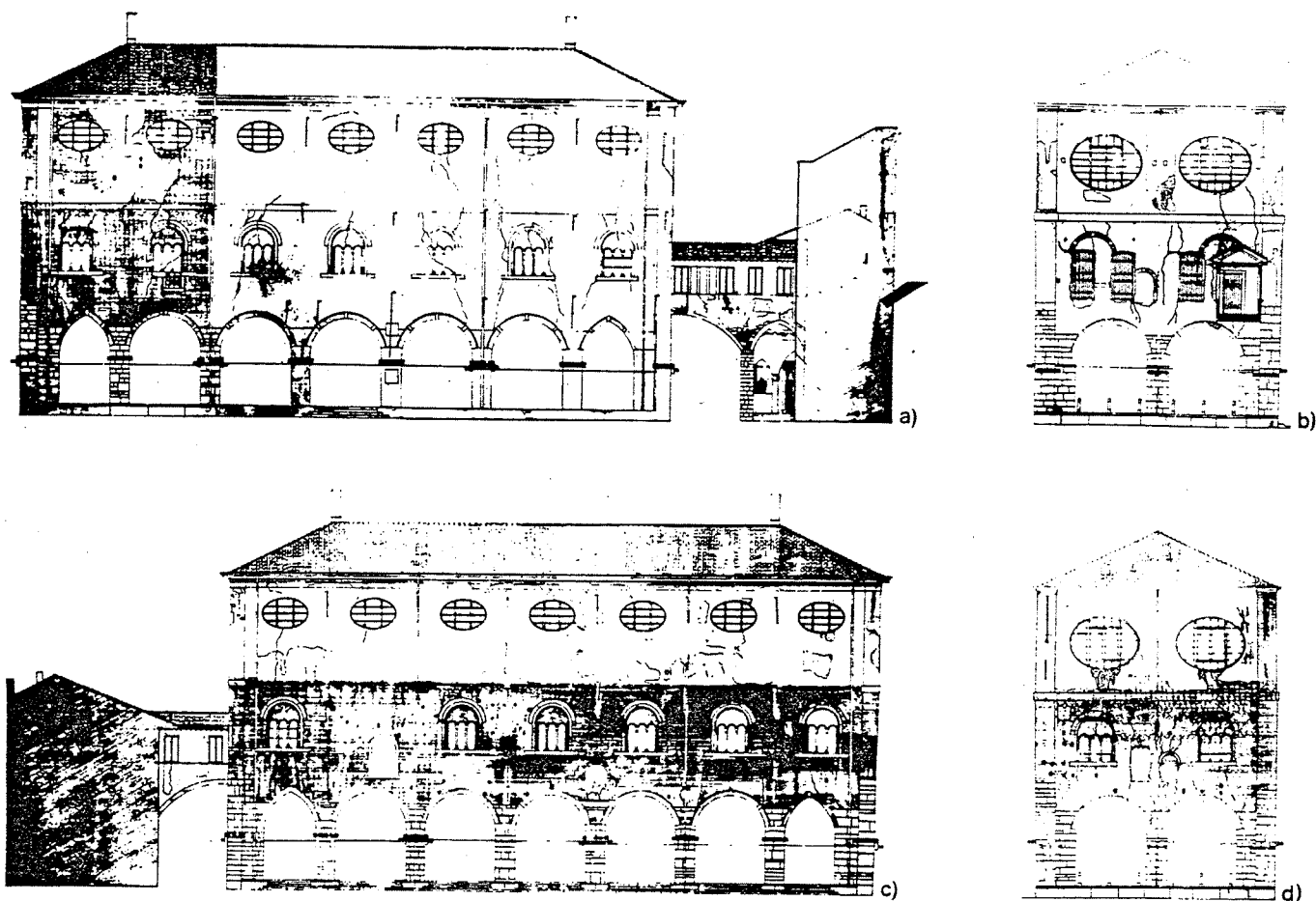


Fig.2 - Lesioni principali sulle facciate esterne: (a) lato Via Mercanti, (b) lato Palazzo Panigarola, (c) lato Piazza Mercanti, (d) lato Piazza Duomo.

dal peso del tetto che si poggia in parte sui pilastri centrali.

In occasione della campagna di rilievo dello stato di degrado sono state poste in opera, a cavallo delle principali lesioni passanti, oltre 200 posizioni fisse per la misura dell'evoluzione del quadro fessurativo, da effettuare periodicamente per mezzo di estensimetri rimovibili.

Le basi sono costituite da 3 punti fissi di cui uno da un lato della lesione e due dall'altro, posti ai vertici di un triangolo equilatero, in modo da poter risalire sia all'apertura della lesione sia allo scorrimento tangenziale dei due lembi.

4. INDAGINI SUI MATERIALI

Le indagini sono state orientate allo studio delle caratteristiche meccaniche dei materiali appartenenti alla struttura nel suo complesso, ed in modo particolare il terreno di fondazione e le murature delle diverse epoche. Tali indagini sono attualmente in fase di esecuzione e si dispone pertanto solo di informazioni parziali.

4.1 Il suolo

Analizzando le informazioni a disposizione prima dell'attuale fase di ricerca, tra cui i dati ricavati da CANCELLI (1966), le indagini esplorative condotte nel 1905 e le prove penetrometriche realiz-

zate in occasione degli scavi della Metropolitana nel 1959 (GATTI, 1966), si poteva ipotizzare che le fondazioni del Palazzo fossero immerse in uno strato di terreno di antico riporto. Si è provveduto pertanto a realizzare una ulteriore indagine sperimentale che ha comportato esecuzione di sondaggi e campionature, prove in situ e prove di laboratorio.

Con riferimento alle posizioni indicate in Fig.3 sono stati eseguiti due sondaggi verticali a rotazione di diametro 10 cm, di cui il n.1 spinto fino alla profondità della falda freatica, incontrata a quota -25 m, e il n.2 fino a quota -10 m, con perforazione di un plinto di fondazione.

Nei sondaggi si è potuta osservare la presenza di uno strato di riporto fino a quota -8 m circa, con presenza di breccia di mattoni, pietrisco e inclusioni torbose. Il terreno vergine si trova al di sotto di tale quota ed in esso si alternano strati di sabbia con ghiaietto, con intercalazioni poco potenti di limo sabbioso. Dal sondaggio n.2 si è ottenuta la profondità di imposta dei plinti di fondazione perimetrali, a quota -6,40 m dal pavimento della loggia, in accordo con un'indagine sulle fondazioni condotta nel 1905, per mezzo di pozzi esplorativi. Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state eseguite numerose prove SPT che hanno indicato caratteristiche meccaniche del terreno della zona di riporto notevolmente inferiori a quelle della zona sottostante. Successivamente sono state realizzate 4 prove penetrometriche dinamiche con punta conica, spinte fino ad una

profondità media di 10 m, dove si è verificato il rifiuto. I diagrammi profondità-numero di colpi relativi alle prove penetrometriche sono riportati in Fig.3 (a, b, c, d). Il confronto tra le prove condotte in prossimità della facciata prospiciente Piazza Mercanti (Figg. 3a, b, c) evidenzia una zona più resistente in corrispondenza dell'angolo Ovest dell'edificio, mentre analizzando i grafici di Fig.3 (e, f, g, h) (GATTI, 1966) relativi alla facciata su via Mercanti, si osservano caratteristiche di resistenza non molto diverse tra loro e con valori più elevati rispetto a quelli osservati sulla facciata opposta.

Il punto di massimo cedimento si trova pertanto in una zona pressoché centrale, leggermente spostato verso Piazza Duomo, e l'edificio nel suo complesso presenta un movimento di rotazione in senso orario dovuto a cedimenti più pronunciati sugli angoli Sud e Nord rispetto a quelli verificatisi in corrispondenza degli angoli Est e Ovest, come già rilevato dalla misura degli strapiombi.

In laboratorio, a causa della natura incoerente dei campioni e della presenza di ciottoli, non è stato possibile campionare provini per prove di consolidazione e di resistenza al taglio. Ci si è limitati all'esecuzione di analisi granulometriche e di determinazione del contenuto di sostanze organi-

che. In figg. 4a e 4b sono riportati i diagrammi riassuntivi della percentuale di materiale passante al vaglio 200 ASTM e del contenuto di sostanza organica in funzione della profondità, da cui si può ragionevolmente supporre che lo strato superficiale rappresenti un intervento di antica bonifica palustre. Malgrado la notevole profondità raggiunta dalle fondazioni, la natura cedevole del terreno, la flessibilità delle arcate della loggia e la presenza di una maggiore area di appoggio delle fondazioni in prossimità delle testate dell'edificio hanno condotto inevitabilmente a cedimenti differenziali della struttura.

Per comprendere nella sua globalità l'evolversi del quadro fessurativo del Palazzo in tempi più recenti, non bisogna dimenticare, accanto all'evoluzione dei carichi, le variazioni di livello registrate dalla falda freatica che, secondo rilievi effettuati su pozzi per l'approvvigionamento idrico, negli ultimi venti anni è passata mediamente da 9 a 29 m di profondità.

Ancora per quanto riguarda le fondazioni del Palazzo, va ricordato che durante gli scavi per l'esecuzione della Metropolitana, nel 1959, i pilastri sul lato di via Mercanti sono stati sottofondati mediante micropali e in seguito si è realizzata la galleria della Metropolitana con l'impiego di diaframmi in

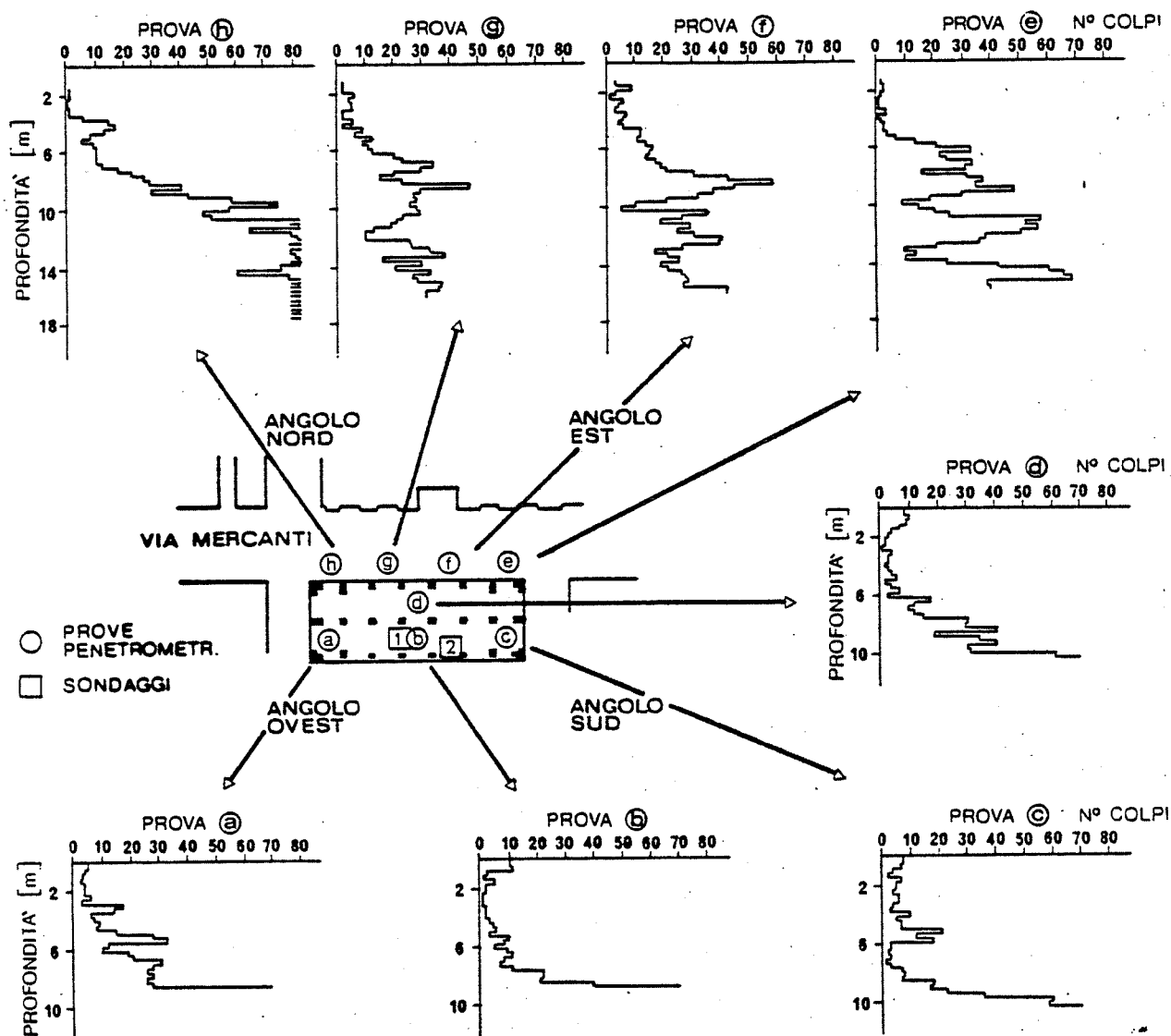


Fig.3 - Posizione e risultati delle prove penetrometriche dinamiche condotte nel 1980 (a,b,c,d) e nel 1959 (e,f,g,h).

cemento armato realizzati con l'impiego di fanghi bentonitici. Va osservato che in questa fase, assieme a una maggiore capacità resistente totale, si è introdotta una certa disomogeneità nelle fondazioni, il cui effetto è però arduo da quantificare. Dall'inizio dell'esercizio i convogli della Metropolitana, sommati al traffico urbano, generano sensibili vibrazioni nei terreni attraversati, in grado di provocare un marginale effetto costipante sugli strati sabbiosi del terreno circostante. Le vibrazioni indotte comunque non raggiungono livelli di pericolosità per la struttura, come si è ricavato da una campagna di rilievi dinamici opportunamente predisposti, descritta in JURINA (1981).

Attualmente l'edificio sembra aver raggiunto un assetto stabile per quanto riguarda i cedimenti, in virtù soprattutto del trasferimento dell'Archivio Notarile, ma, data la complessità della situazione, un giudizio definitivo dipende da controlli continui e sistematici sull'evoluzione dei cedimenti e sulla propagazione delle lesioni.

Si è riferito in precedenza sui presidi posti in opera per questo controllo, di cui è stata completata la prima lettura che costituirà il riferimento per i rilievi successivi.

4.2 La pietra e la muratura

I 24 pilastri della loggia, costituiti da ceppo rustico, arenaria e ghiandone, sono stati in buona parte manomessi nel 1910 con sostituzione di un notevole quantitativo di pietra a vista.

Sei carotaggi orizzontali realizzati sui pilastri, a profondità di 60-70 cm, hanno consentito di forare lo strato esterno di pietra nobile e hanno messo in evidenza in alcuni casi il riempimento interno realizzato con breccia di mattone. Segmenti delle carote prelevate sono stati sottoposti a prova di compressione monoassiale ed hanno fornito valori medi del modulo di elasticità e della resistenza a rottura dei pilastri pari a $E = 330.000 \text{ Kg/cm}^2$ e $\sigma_L = 500 \text{ Kg/cm}^2$. Per quanto riguarda la muratura delle pareti del 13° e 18° secolo sembrava difficile ottenere

informazioni affidabili sulle caratteristiche meccaniche del materiale per mezzo di carotaggi e si escludeva d'altronde la possibilità di asportare campioni di muratura di dimensioni sufficienti per prove meccaniche in laboratorio, operazione incompatibile con l'esigenza di rispetto per l'edificio monumentale. Si è fatto allora ricorso ad un metodo originale, praticamente non distruttivo, messo a punto proprio durante l'esecuzione di questa campagna di indagini (ROSSI, 1980; JURINA e ROSSI, 1981) che trae spunto dalla prova denominata 'flat jack test' utilizzata nel campo della meccanica delle rocce (JAEGER e COOK, 1969) e che si articola in due fasi distinte.

Fase A: Determinazione dello stato di sollecitazione presente nella muratura

Questa fase si basa sulla variazione dello stato tensionale in un punto della muratura causata da un taglio piano di limitate dimensioni eseguito sulla parete asportando lo strato di malta interposto tra due corsi di mattoni. Il rilascio delle tensioni determina una chiusura del taglio rilevabile attraverso misure di convergenza tra punti in posizioni simmetriche rispetto al taglio, eseguite mediante l'impiego di estensimetri meccanici di tipo rimovibile. All'interno del taglio viene inserito uno speciale martinetto piatto e la pressione viene gradualmente aumentata fino ad annullare la convergenza in precedenza misurata.

In queste condizioni la pressione all'interno del martinetto è pari alla sollecitazione preesistente nella muratura a meno di una costante che tiene conto del rapporto tra l'area del martinetto di carico e quella del taglio.

Fase B: Determinazione delle caratteristiche di deformabilità

Nel caso di mezzi omogenei e isotropi la prova descritta al punto precedente viene normalmente usata anche per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità. Nel caso esaminato si è preferi-

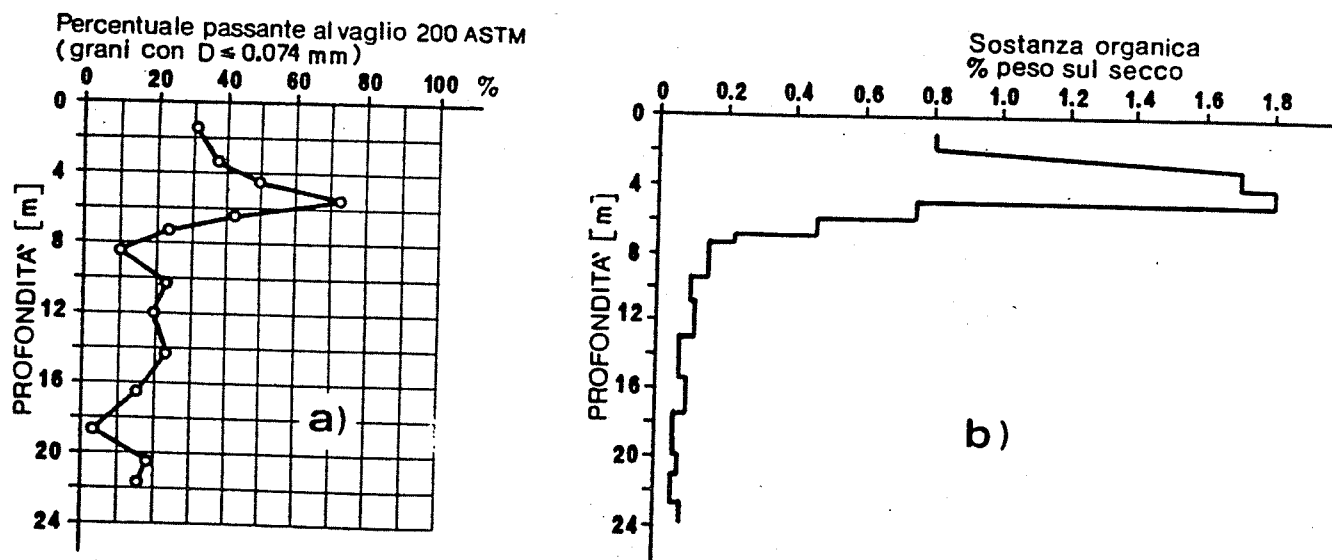


Fig.4 - Alcune caratteristiche del terreno di fondazione: (a) diagramma profondità / percentuale passante al vaglio 200 ASTM; (b) diagramma profondità: contenuto di sostanza organica.

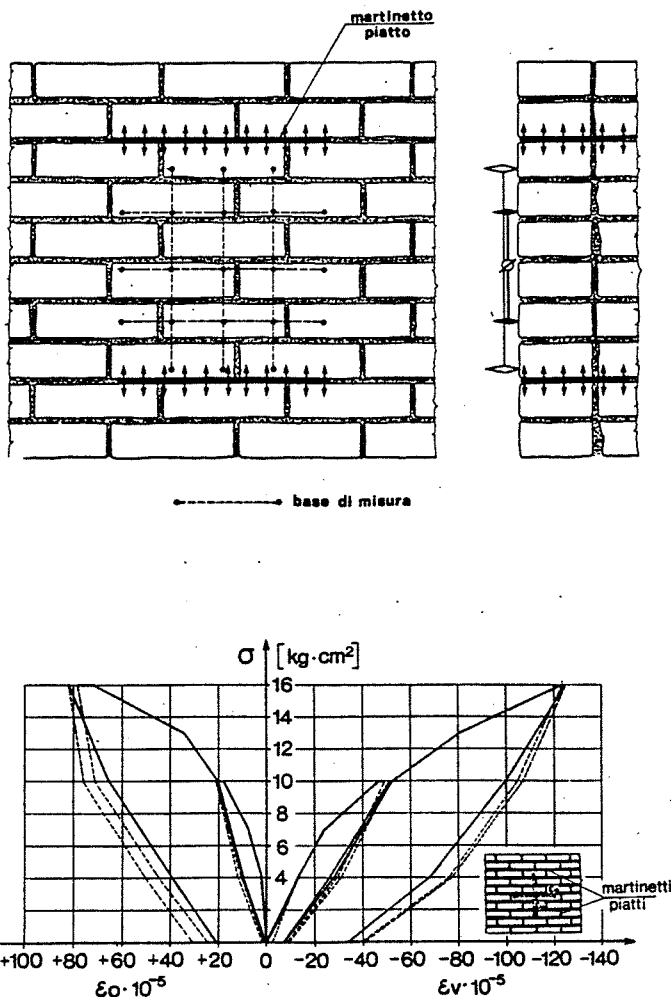


Fig.5 - (a) Prova per la determinazione dello stato di sforzo in situ e delle caratteristiche di deformabilità della muratura. (b) Diagrammi sforzo-deformazione in direzione verticale ed orizzontale.

to invece introdurre un secondo martinetto piatto parallelo al primo (Fig. 5a) delimitando in tal modo un campione di muratura di dimensioni apprezzabili ($40 \times 40 \times 20$ cm) sul quale viene applicato uno stato di sollecitazione in direzione normale al piano di posa dei mattoni. Numerose basi di misura per estensimetro rimovibile permettono di ottenere un quadro completo di misure di deformabilità assiale e trasversale del campione.

Evidenti sono i vantaggi di questa nuova tecnica di prova. Innanzitutto risulta molto semplice il ripristino delle condizioni originarie della muratura poichè gli strati di malta asportati per l'inserimento dei martinetti possono essere facilmente reintegrati. Inoltre il campione di muratura sul quale vengono determinate le caratteristiche di deformabilità è un campione praticamente indisturbato e possiede dimensioni tali da garantirne la rappresentatività. Ultimo, non trascurabile vantaggio, è costituito dal fatto che i martinetti piatti possono essere lasciati nel taglio durante gli interventi di restauro per funzionare come celle di pressione; in

questo modo ogni eventuale sovraccarico indotto dagli interventi di restauro viene tempestivamente segnalato.

Più complesso risulta per contro il problema dell'interpretazione dei risultati in quanto il campione oggetto della prova di compressione presenta una sola faccia laterale libera mentre su tre lati è vincolato alla muratura circostante. Per risolvere il problema è stato predisposto un modello numerico ad elementi finiti tridimensionali che riproduce la zona di muratura soggetta a variazione delle sollecitazioni simulata, in prima approssimazione, come un materiale ortotropo, di cui sono incogniti i moduli elastici in direzione verticale e orizzontale.

Con l'ausilio del modello viene effettuata una ricerca parametrica in cui, per diverse combinazioni dei moduli elastici compresi in un campo di valori suggeriti dall'esperienza, si calcolano gli spostamenti della muratura simulata dovuti a carichi analoghi a quelli applicati nell'esperimento reale.

Viene quindi ottenuto l'andamento delle curve di livello della funzione ("funzione errore") che indica la differenza tra gli spostamenti effettivi ottenuti in situ e quelli ricavati numericamente per varie combinazioni dei moduli di tentativo. Si assume come valore più attendibile dei parametri elastici (da utilizzare nelle successive analisi per elementi finiti condotte sull'intera struttura) la coppia di valori cui corrisponde un punto di minimo assoluto per la funzione errore.

La prova di "identificazione indiretta" qui brevemente descritta è in fase di ultimazione e i risultati verranno riportati in dettaglio in JURINA e ROSSI (1981).

Sono state realizzate complessivamente 6 prove di questo tipo in diversi punti delle pareti longitudinali e trasversali, appartenenti sia alla muratura del 13° secolo sia al sopralzo.

I carichi sono stati applicati con ripetuti cicli di carico e scarico: nei primi cicli ci si è limitati a valori di poco inferiori alla sollecitazione presente nella muratura (individuata nella fase 1 della prova) per passare poi a cicli con livelli di sollecitazione più elevati.

Nella seconda fase delle prove si è rilevata una graduale uscita dal campo elastico lineare (fig.5b). Sebbene la prova non sia stata, per ovvi motivi, spinta a collasso, essa consente di individuare per estrapolazione un attendibile valore del carico limite di rottura.

Un confronto ancora qualitativo tra le 6 prove effettuate consente di affermare che la muratura del Salone originario presenta caratteristiche di deformabilità e di resistenza mediamente superiori a quelle del sopralzo.

Accanto alla identificazione dei parametri elastici della muratura, è in studio una fase più avanzata di interpretazione dei dati sperimentali col proposito di definire i domini di plasticità dei materiali in esame. L'interpretazione può essere effettuata secondo procedure di minimizzazione del tipo di quelle descritte in (JURINA et al., 1977; MAIER et al., 1981), ancora basate su tecniche di identificazione indiretta.

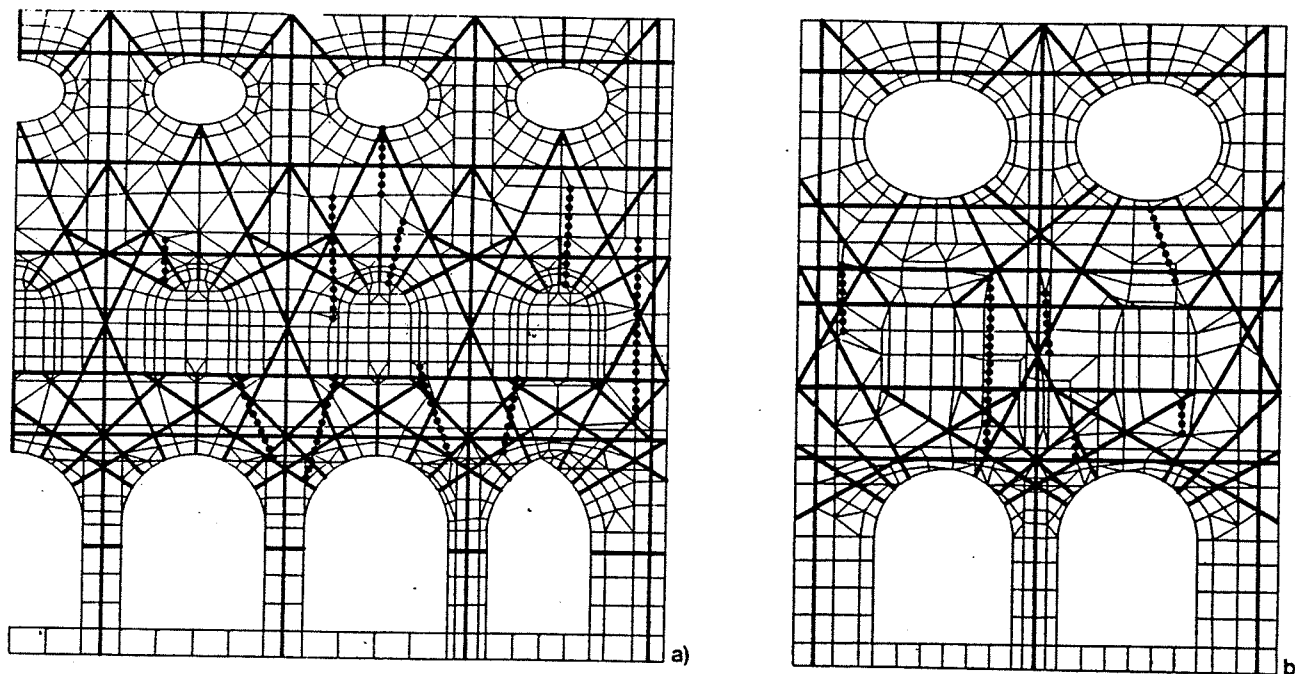


Fig.6 - Modello ad elementi finiti della struttura. (a) Parete longitudinale; (b) Parete trasversale. I tratti punteggiati rappresentano le lesioni considerate nel modello; i tratti continui più scuri le possibili posizioni di tiranti di cucitura.

5. INDAGINE SULLO STATO DI SOLLECITAZIONE

Il quadro tensionale del Palazzo è un fatto complesso, legato alla natura dei materiali coinvolti, alla evoluzione della storia dei carichi e dei cedimenti, ed alla formazione di fessure passanti e strapiombi che hanno modificato la geometria iniziale.

Nel tentativo di formulare una diagnosi definitiva del quadro fessurativo in vista di una verifica globale di sicurezza, si è elaborato un modello matematico ad elementi finiti delle pareti longitudinali e trasversali. In fig. 6a, b sono illustrati i reticoli adottati per la discretizzazione delle pareti longitudinali e trasversali che si compongono di 1300 e 750 elementi finiti piani isoparametrici del secondo ordine per un totale di 3700 e 2100 punti nodali rispettivamente. L'elevato numero di elementi finiti è derivato dall'esigenza di tenere conto contemporaneamente della presenza di zone di diverso materiale e spessore, della posizione delle lesioni e della possibile introduzione di tiranti di rinforzo in una fase di ripristino statico.

In prima approssimazione le analisi sono state condotte in campo elastico ortotropo introducendo però nel modello anche la presenza delle fessure sulle pareti.

L'indagine considera separatamente le facciate longitudinali e quelle trasversali e si articola in 3 fasi che si propongono di simulare le condizioni statiche vissute dalla struttura in diverse epoche. All'interno di ogni fase si giunge alla definizione dello stato di sforzo e deformazione puntuale e all'indicazione di possibili crisi locali per concentrazione di sforzi.

Fase 1. Questa fase preliminare, attualmente conclusa, riproduce approssimativamente la condizione statica dell'edificio al termine della costruzione originaria, nel 1232.

Si è considerata anzitutto la struttura priva del sopralzo, con assenza di cedimenti delle fondazioni e assenza di fessure sulle pareti.

I carichi, rappresentati dal peso proprio delle pareti, dal tetto e dal pavimento, provocano la distribuzione di tensioni principali riportata in Fig.7 a). Si possono notare concentrazioni di sforzi alla base dei pilastri e in prossimità delle reni degli archi che raggiungono valori massimi di 20 Kg/cm² e 4,5 Kg/cm² rispettivamente.

Si è considerato poi l'effetto dei cedimenti differenziali del terreno: imposti separatamente cedimenti unitari ai vari pilastri di appoggio si è potuto ottenere, per sovrapposizione di effetti, un'indicazione qualitativa sulla estensione delle zone di muratura sollecitate a trazione in conseguenza di diversi andamenti dei cedimenti dei pilastri (andamento lineare, parabolico, ecc.).

In figg. (7b) e (7c) si può osservare la configurazione deformata e i valori raggiunti dagli sforzi principali di trazione in prossimità della testa di un pilastro, a causa del cedimento di 1 cm. Pur operando con un modello di prima approssimazione è possibile osservare che, imponendo ai cedimenti differenziali dei pilastri un andamento approssimativamente parabolico, le zone tese evidenziate dall'analisi numerica si concentrano prevalentemente in corrispondenza delle zone di parete maggiormente interessate dalle fessure passanti.

Fase 2. Sulla base delle informazioni qualitative relative alla situazione del 13° secolo, la seconda fase del programma di indagine, attualmente in corso di esecuzione, si propone di determinare la più attendibile combinazione di cedimenti dei pilastri che, sommati all'effetto dei carichi permanenti, giustifichi la formazione dell'attuale quadro di fessurazioni e consenta quindi di ottenere una verosimile valutazione dello stato di sforzo oggi presente sulla struttura. In questa fase si è considerata la presenza delle principali fessurazioni esistenti sulle pareti sconnettendo gli elementi finiti i cui nodi si trovano lungo linee sedi di fessure passanti. Vengono ripetute, in queste nuove condizioni fessurate ed in

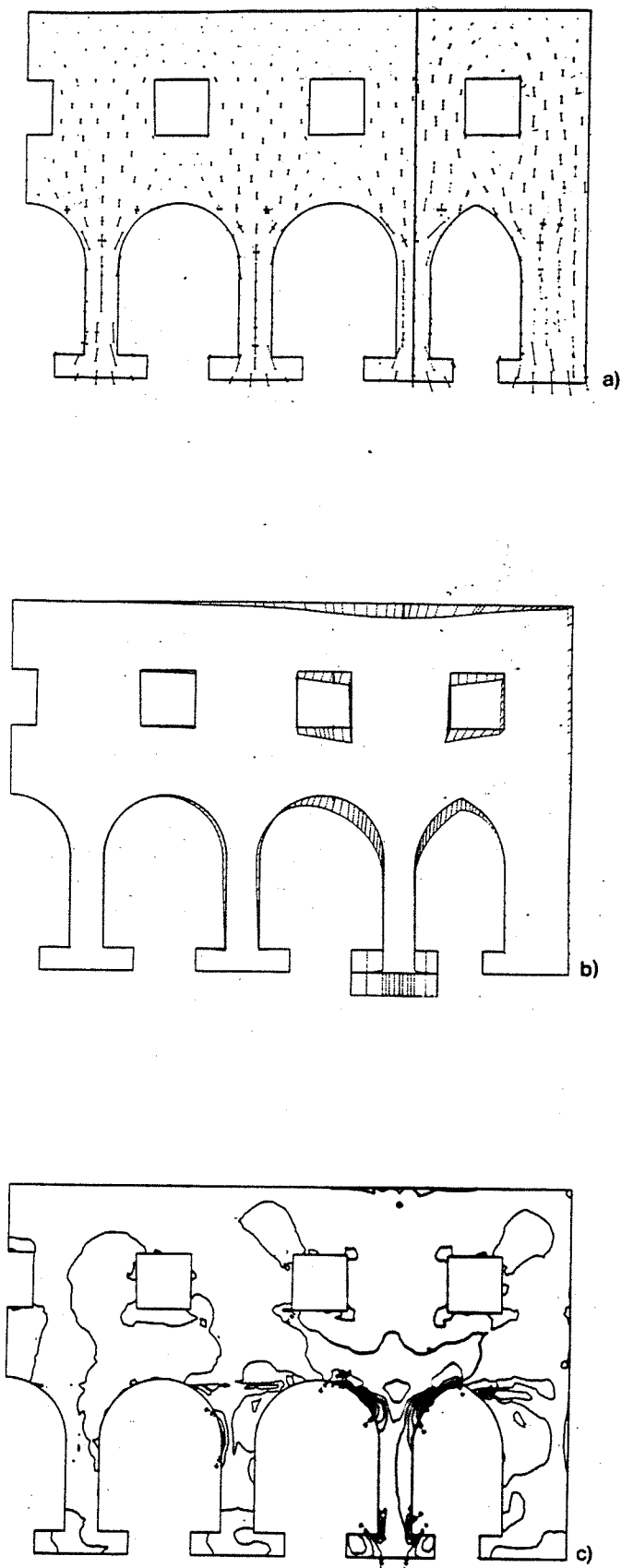


Fig.7 - Risultati di analisi per elementi finiti relative alla fase 1. (a) Distribuzione delle tensioni principali dovute a carichi permanenti ; (b) e (c) Configurazione deformata e distribuzione degli sforzi di trazione dovuti a cedimento unitario di un pilastro.

presenza del sopralzo, le analisi sull'intera struttura relative ai carichi e ai cedimenti unitari dei singoli pilastri.

Gli spostamenti relativi tra i lembi delle fessure si possono esprimere come combinazioni di quelli ottenuti nelle singole analisi realizzate, e risultano funzioni lineari dei cedimenti incogniti dei vari pilastri.

Lo spostamento relativo $S_j(x_i, y_i)$ valutato nel punto $P_i(x_i, y_i)$ secondo la direzione j , può cioè esprimersi mediante una relazione lineare del tipo:

$$S_j(x_i, y_i) = S_j^o(x_i, y_i) + \sum_{h=1}^n \delta_h S_j^h(x_i, y_i) \quad (1)$$

dove:

$S_j^h(x_i, y_i)$ è lo spostamento relativo causato nel punto $P_i(x_i, y_i)$, in direzione j , da un cedimento unitario del pilastro h ;

$S_j^o(x_i, y_i)$ è l'analogo spostamento causato dai carichi permanenti applicati

δ_h è il cedimento incognito del pilastro h ;

n è il numero dei pilastri di base.

Si tratta quindi di individuare il valore dei cedimenti incogniti δ_h in grado di fornire spostamenti relativi il più possibile vicini a quelli effettivamente misurati sulle pareti del Palazzo, che vengono indicati con il simbolo $S_j^*(x_i, y_i)$ e sono in numero di m . Definita la funzione errore:

$$\xi(\underline{\delta}) = \sum_{i=1}^m (S_j^*(x_i, y_i) - S_j(x_i, y_i))^2 \quad (2)$$

in cui $S_j(x_i, y_i)$ è funzione lineare di $\underline{\delta}$ (vettore dei cedimenti), un procedimento di minimizzazione basato sul metodo dei minimi quadrati, consente di individuare i valori δ_h . Noti i cedimenti dei pilastri, si può risalire allo stato di sforzo e deformazione risultante sulla parete, ancora per sovrapposizione degli effetti.

Il procedimento di identificazione qui proposto consente di valutare solo parte degli stati di autotensione che interessano la struttura e non quelli derivanti da altre alterazioni di varia natura subite nel tempo dalla struttura (quali ad esempio le aperture praticate e i risarcimenti murari). Data la rilevanza dei cedimenti vincolari è plausibile però che il quadro tensio-deformativo ottenuto descriva con sufficiente approssimazione la situazione attuale.

Fase 3. Se lo stato di sollecitazione individuato sulla struttura verrà giudicato pericoloso è prevista un'ultima fase, di tipo progettuale, in cui verranno valutati gli effetti di diversi interventi di consolidamento sulle pareti.

Si tratta cioè di simulare interventi (iniezioni e introduzione di elementi di cucitura realizzati con cavi debolmente tetati o armature passive) in modo da uniformare lo stato di sollecitazione nella struttura, riducendo le punte massime.

Il modello numerico è predisposto per tenere conto di questi interventi e consente, operando per successivi tentativi, di definirne nel modo più conveniente la natura e l'ubicazione.

In Fig. 6a sono indicate le posizioni in cui il modello consente l'introduzione di armature di

cucitura; l'uso di iniezioni viene simulato invece modificando le caratteristiche di deformabilità e di resistenza dei materiali nelle zone sottoposte a trattamento.

6. CONCLUSIONE

Le indagini finora concluse hanno fornito alcune prime indicazioni sullo stato di degrado strutturale dell'edificio provocato prevalentemente dal cedimento delle fondazioni.

Il completamento degli accertamenti e della campagna di interpretazioni numeriche descritte nei paragrafi precedenti, soprattutto per quanto riguarda le tecniche inedite di indagine adottate nel corso di questa ricerca, consentirà di definire con maggiore dettaglio le attuali condizioni statiche del Palazzo.

Appare prematuro formulare proposte di recupero strutturale dell'edificio, ma di qualunque tipo esse siano, il rispetto per questo irripetibile documento della Milano medioevale rende doveroso utilizzare sistematicamente tutti quegli strumenti di controllo (celle di carico, estensimetri rimovibili, sismografi, ecc.) che consentano la più tempestiva valutazione degli effetti indotti sulla struttura dalle operazioni di restauro e il suo monitoraggio nel tempo.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia il Prof. M. Dezzi Bardeschi e l'Ufficio Tecnico Comunale di Milano per aver messo a disposizione parte del materiale illustrato. Si ringrazia in modo particolare l'Ing. G. Frattini per aver contribuito alla raccolta ed elaborazione dei dati.

SUMMARY

Serious cracks apparently due to foundation settlements can be observed on the masonry walls of "Palazzo della Ragione" of Milan. In order to define the main causes of present damages and to identify the actual stress field on the structure, experimental and numerical investigations were carried out. They include survey of the structure, geotechnical studies, laboratory and in situ tests on masonry, finite element simulation of the structure. A new type of large scale test was adopted to study in situ stress and deformability parameters at some locations of masonry walls. A numerical identification procedure is proposed to define foundation settlements on the basis of the measured wideness of existing cracks.

BIBLIOGRAFIA

- CANCELLI A. (1966) - "Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione del territorio milanese", VIII Conv. Naz. di Geotecnica, Milano, Vol.1, pp.53-58.
- GATTI G. (1966) - "Tipi di fondazioni adottati nel territorio milanese", VIII Conv. Naz. di Geotecnica, Milano, Vol.1, pp.59-77.
- GERLA R. (1969) - "Gabriele Verri e il Palazzo delle Ragioni di Milano", Tip. Allegretti, Milano.
- JAEGGER J.C., COOK N.G.W. (1969) - "Foundamentals of rock mechanics", Chapman and Hall.
- JURINA L. (1981) - "Indagini sulle condizioni statiche del Palazzo della Ragione di Milano", Corso di recupero strutturale del patrimonio edilizio esistente", Centro Edile, Milano.
- JURINA L., MAIER G., PODOLAK K. (1977) - "On model identification problems in rock mechanics", Proc. Int. Symposium on the Geotechnics of Structurally Complex Formations, Capri, Vol.1, pp.287-295.
- JURINA L., ROSSI P.P., (1981) - "Determinazione delle caratteristiche meccaniche di pareti in muratura mediante prove in situ e tecniche di identificazione indiretta", 1° Conv. Naz. ASS.I.R.C.CO, Verona (to appear).
- MAIER G., GIANNESSE F., NAPPI A. (1981) - "Indirect identification of yield limits by mathematical programming", Engineering Structures, (to appear).
- PUGNO F. (1934) - "Rilievo delle facciate del Palazzo della Ragione nei riguardi degli strapiombi", Milano.
- ROSSI P.P. (1980) - "Prove distruttive e non distruttive per la caratterizzazione meccanica dei materiali", Corso di restauro edilizio e monumentale, ISMES, Bergamo.

P. BONALDI - Mathematical Model Department, ISMES, Bergamo, Italy

L. JURINA - Department of Civil Engineering, Technical University (Politecnico) of Milan, Italy

Determination of foundation settlements through analysis of cracks in old masonry buildings.

Détermination du tassement à travers l'analyse des fessures dans un vieux bâtiment en maçonnerie.

In order to design structural reinforcements in old masonry buildings an appropriate knowledge of the actual state of stress, mainly due to dead weight and to foundation settlements, is required. As settlements are sometimes difficult to identify properly even by means of accurate in situ and laboratory tests, and complete historical reconstruction is seldom possible, an auxiliary procedure can be proposed. It is based on the simulation of the crack pattern present on the masonry walls, using a numerical model of the whole building.

This procedure was firstly proposed in Jurina et al. (1980) for the stability analysis of Palazzo della Ragione, a 13th Century building in Milan (Fig.1). The main steps are here described.

An accurate survey of the existing cracks and their openings was previously prepared while complete information about geometry, loads and constitutive laws of the materials was introduced in a finite element model of the structure (Fig.1).

As a first approximation, masonry was consi-

dered as orthotropic elastic and the main cracks were introduced simply disconnecting the nodal points.

Unit distortions imposed to the basis of each column cause relative displacements of the opposite sides of all the cracks, which can be calculated and recorded. This was done for every column and for three different types of distortions, i.e. vertical settlements, horizontal settlements and rotations. If we amplify properly the effects of each unit settlement, it is possible to obtain, by addition, a distribution of openings in the cracks as similar as possible to the actual one.

COLUMNS	1	2	3	4
VERTICAL SETTLEMENTS [CM]	3.60	.14	0.	.38
HORIZONTAL SETTLEMENTS [CM]	.10	0.	0.	0.
ROTATIONS [DEGREES]	0.	.49	0.	0.

FIG.2 - Computed settlements in the identification process.

A simple procedure, based on the least square method, allows to find the amplification coefficients which minimize the discrepancy between calculated and observed response of the structure. In fig.2 the obtained settlements distribution is reported. The calculated crack pattern reproduces the actual one in quite an accurate way. It can be observed that the main damages are principally due to an anomalous settlement of column 1 and to a remarkable rotation of column 2 caused by the horizontal thrust of the no-constrained masonry arches. Repeating the same procedure for the adjacent masonry wall the identified settlement of the common corner column (column 1) is practically the same. The calculated out of perpendicularity displacements of the walls are in good agreement with the measured ones in both cases. Geotechnical in situ tests have also confirmed that the nature of the underlying soil is particularly poor especially under the corner zone.

Jurina L., Bonaldi P., Rossi P.P., (1980). Experimental and numerical investigations on the damages of Palazzo della Ragione in Milan. (in italian). Proc. Nat. Cong. Geotech., Firenze.

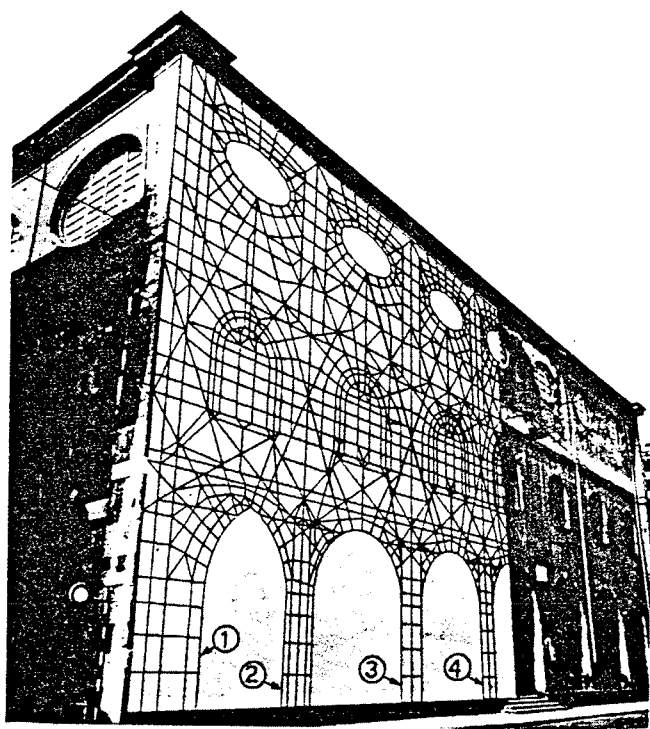


FIG.1 - Palazzo della Ragione in Milan (Italy) and adopted Finite Element model.