

Stefano Ray  
*Identità urbana e "caso Roma"*  
*tra architettura e archeologia*

Carlo Pavolini  
*La tutela dei monumenti a Roma*

Achille M. Ippolito  
*Il concorso per l'area archeologica centrale*

Raffaele Panella  
*Intervistato sul progetto del centro di Roma*

Enzo Bentivoglio  
*Ibam forte via Sacra*

Massimo de Carolis  
*L'area archeologica centrale. Un prontuario  
tascabile per un concorso di idee da realizzare*

Patricia Weaver  
*L'Accademia Americana in Roma*

Maria Lanni, Patrizia Trovalusci  
*Prevenzione sismica nei restauri  
ottocenteschi dell'Anfiteatro Flavio*

Carlo Baggio, Fabio Ortolani  
*L'uso del Titanio nel restauro  
della Colonna Antonina*

Giorgio Ortolani  
*Selezione bibliografica per lo studio dei  
monumenti dell'area archeologica centrale di Roma*

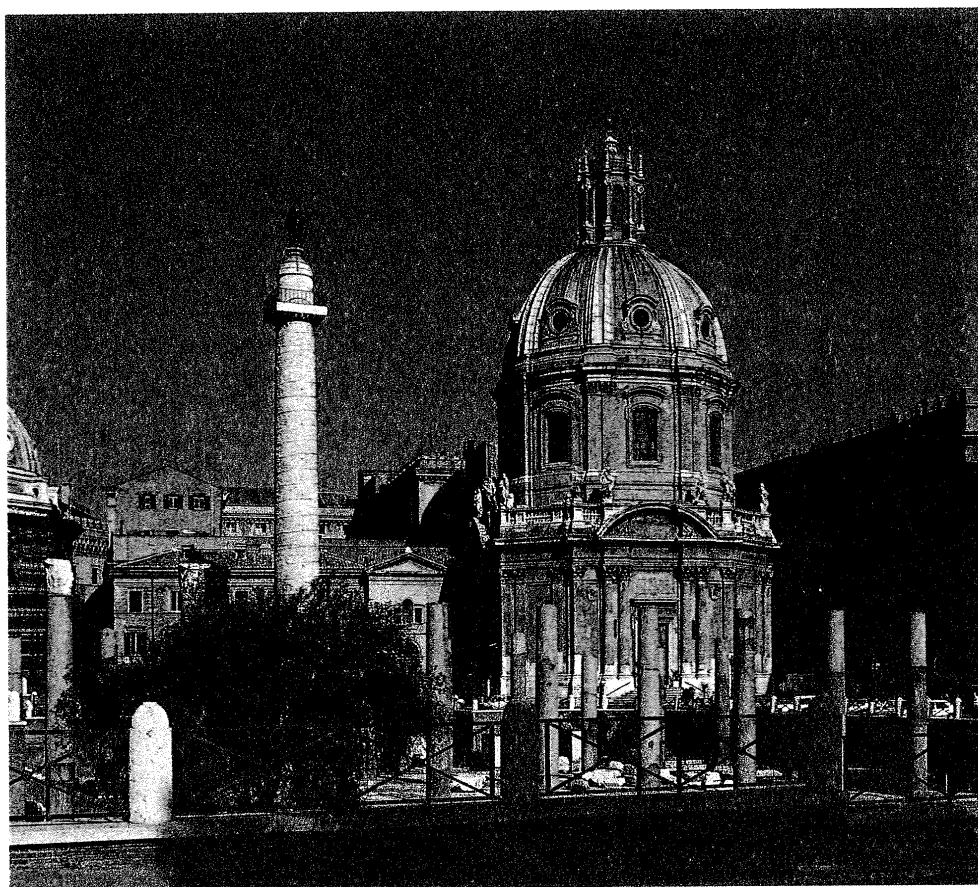
Massimo Alfieri  
*La mostra "Michelangelo e la Sistina"  
in Vaticano*

# ROMA

## PROBLEMI DELL'AREA

### ARCHEOLOGICA CENTRALE

QUESTIONI DI IDENTITÀ URBANA



BOLLETTINO DELLA BIBLIOTECA  
FACOLTÀ DI ARCHITETTURA  
DELL'UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI ROMA «LA SAPIENZA»



GANGEMI EDITORE

1989 n. 40-41

PREVENZIONE SISMICA  
NEI RESTAURI OTTOCENTESCHI  
DELL'ANFITEATRO FLAVIO

*Maria Lanni*  
*Patrizia Trovalusci*

Questo studio fonde due esperienze distinte ma complementari. In particolare la prima, avente come oggetto lo studio del restauro statico condotto tra il 1845 e il 1852 da Gaspare Salvi e Luigi Canina su una porzione del Colosseo, affronta il problema dal punto di vista storico focalizzando l'attenzione sulle presunte ipotesi di calcolo che hanno condizionato le metodologie d'intervento adottate. La seconda, muovendo dalla definizione di una procedura di calcolo per lo studio statico di archi in muratura, basata sul suggerimento fornito da Castigliano (1879) per adattare la soluzione del problema elastico ai sistemi "imparfaitement élastiques", cerca di conferire validità alle ipotesi svolte e di verificare, alla luce della strumentazione analitica moderna, l'efficacia dei provvedimenti adottati nel restauro ottocentesco.

*Tecnologie tradizionali e modellazione numerica moderna (di Maria Lanni)*

Eventi fisici, quali incendi e terremoti, lo stato di abbandono sofferto in seguito al disuso di celebrare *ludi e venationes* al suo interno, le trasformazioni indotte dai Frangipane che lo assunsero quale loro fortificazione, l'essere adibito a deposito di letame per la fabbricazione del salnitro, produssero all'inizio dell'Ottocento un'immagine piuttosto desolante dell'Anfiteatro Flavio in colore che furono preposti al suo risanamento (1). L'anello esterno esisteva solo per metà, e di quella metà, pur essendo integra tutta la parete esteriore, rimanevano solo il primo e il secondo ordine; il secondo anello presentava un crollo generalizzato in corrispondenza dell'asse minore dalla parte del Celio per un'estensione di sette arcate; parte del primo ordine e tutta l'arena risultavano interrati; lacune e dissesti erano presenti nelle strutture voltate e nei pilastri.

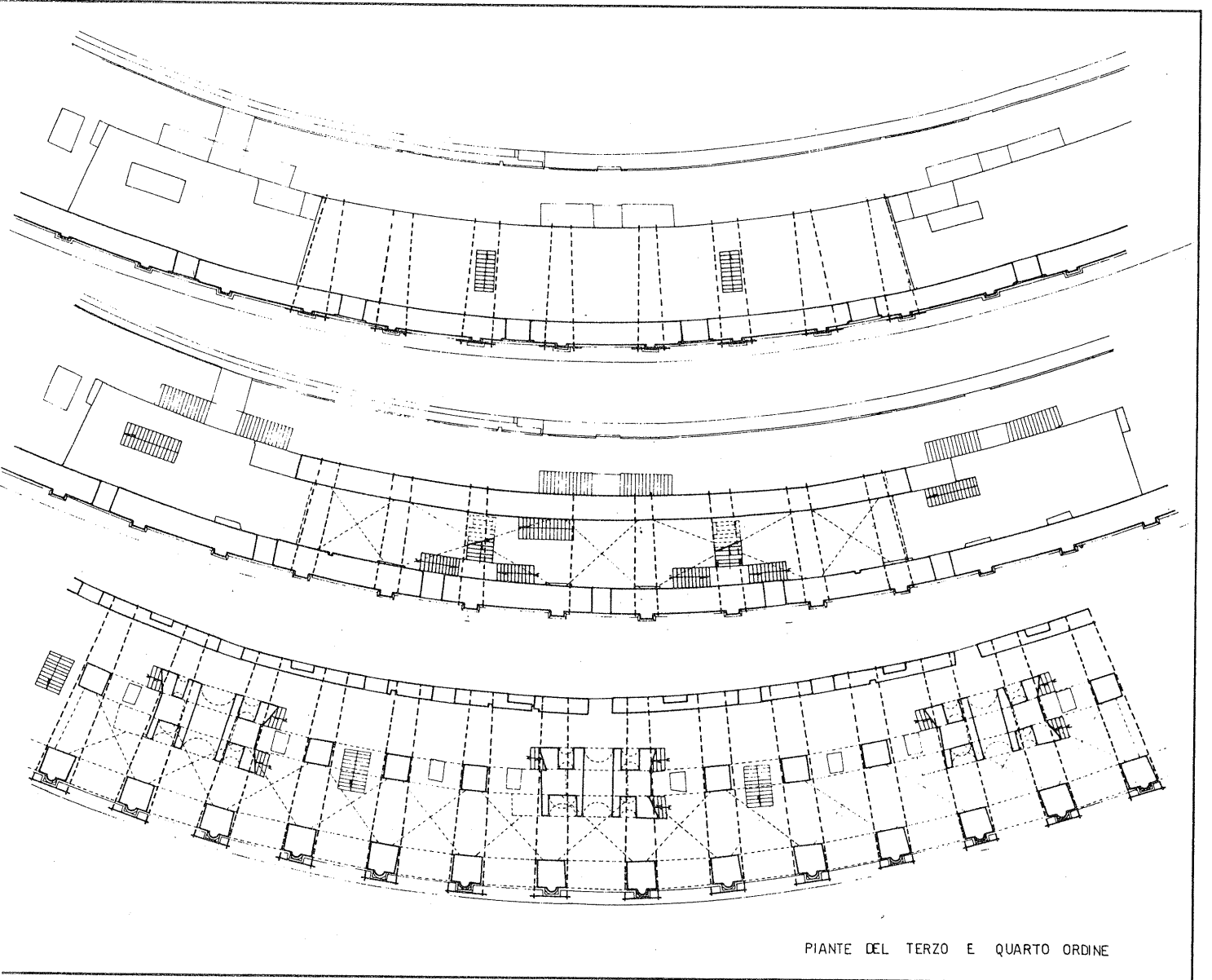
La perdita, da parte dell'Anfiteatro, dell'originaria caratteristica di organismo, al quale si credeva di poter attribuire resistenza e durabilità (2), e il conseguente timore per gli effetti che un terremoto avrebbe potuto produrre (3), costituivano la preoccupazione maggiore dei tecnici chiamati ad intervenire su di esso, per frenarne "l'imminente rovina" (4).

Nulla tuttavia fu fatto, finché Pio VII (1800-1823) ruppe il tradizionale immobilismo della Chiesa verso i monumenti antichi in generale, e verso il Colosseo in particolare. Da allora i lavori di consolidamento proseguirono ininterrottamente sotto i pontificati di Leone XII (1823-1829), Gregorio XVI (1831-1846) e Pio IX (1846-1878), interessando tutto l'Anfiteatro.

In particolare si temeva per la stabilità della cinta esterna, essendone rima-

ste in piedi solo le trentanove arcate prospicienti l'Esquilino ed essendosi ormai interrotto l'equilibrio delle spinte e controspinte, sia radialmente che circolarmente. Circolarmente Stern, Palazzi, Camporesi, costruirono lo sperone verso il Laterano, ultimandolo nel 1807 (5); mentre Valadier rinforzò nel 1825 l'interruzione all'altro capo, puntellata da più di dieci anni (6); radialmente Gaspare Salvi e Luigi Canina, ricostruita una porzione di anfiteatro, posero in opera un triplice ordine di catene in corrispondenza delle tredici arcate centrali (fig. 1).

Fig. 1. - Posizionamento delle catene appartenenti al restauro del 1846-1853



Di fatti, fermati i bordi, che più drammaticamente ne denunciavano la precarietà, la cinta, avente un'altezza libera di 25m dall'ultimo ambulacro in concrezione, era ancora fonte di timore se Luigi Canina, in una relazione riferentesi ai lavori svolti nella zona mediana, afferma: "nonostante chela detta parte superstita della cinta esterna fosse stata assicurata nelle due estremità con opere di Pio VII e di Leone XII continuava a propendere in fuori e dilatarsi di modo che tutti i cunei delle aperture superiori sono discesi e continuavano a cadere altre porzioni del muramento interno (...)" tanto da "offrire una separazione tra la costruzione in pietra e la interna laterizia per più di un palmo" (7).

Lo studio svolto si è interessato proprio di quest'ultimo restauro, al fine di meglio comprenderne le motivazioni di ordine statico.

#### *Il restauro del 1846-1853.*

Avendo deciso di assicurare la stabilità della "fabbrica" ripristinandone alcune parti mancanti, sull'esempio "primieramente dato da Valadier nello stabilire il sostegno dell'estremità settentrionale della stessa cinta" (8), si intraprese sia la costruzione *ex novo* di tredici pilastri al terzo ordine che la messa in opera di tredici coppie di catene nel "piano superiore del secondo ordine" (9). Continuando però la cinta a "propendere in fuori sensibilmente" e convincendosi di non poter "trattenere tale movimento altro che col continuare il collegamento della stessa con alcune opere interne della somma cavea", mancando queste al di sopra del terzo ordine, vennero ricostruite per un'estensione di sette arcate, potendosi quindi collocare le catene di ferro in altri due piani (10).

Era inoltre intenzione di Luigi Canina innalzare "almeno sei colonne del portico superiore ricomponendole con diversi rocchi delle colonne antiche (...); quindi ristabilire su di esse l'impalcatura di legname, che serviva per le persone impiegate a stendere e ritirare il velario, onde poter salire sino sulla parte superiore dell'anfiteatro. Inoltre porre alcuni gradi di legno del meniano sommo, che stava sotto il portico per uso del basso popolo e delle donne (...); poscia restituire una ristretta parte della volta, che reggeva il secondo meniano della somma cavea, per accedere al quale si sono già intraprese a costruire alcune scale. Di seguito collocare al proprio luogo alcuni frammenti dei sedili di marmo (...). E così conservare in un cuneo su tutta la elevazione della cavea quanto rimane dai varii particolari della sua struttura onde offrire una palese conoscenza del modo, con cui era composta e decorata" (11). Tutto ciò ponendosi dialetticamente nei confronti del monumento e svolgendo su di esso una sorta di intervento didascalico.

Ma i lavori non furono completati, essendosi fermati al quarto ordine, come del resto dimostra il trattamento murario, specie in quelle parti trattate a "tegolozza lavorata a punta", le quali, contrariamente alla situazione attuale non sarebbero state a vista, ma occultate dalle volte e dal piano inclinato di accesso al meniano sommo.

I lavori, iniziati nel 1846 sotto la direzione di Gaspare Salvi e proseguiti alla sua morte, avvenuta nel 1849 (12), da una Commissione composta da Canina, Poletti e Folchi si conclusero nel 1853, come ricorda la lapide fatta apporre

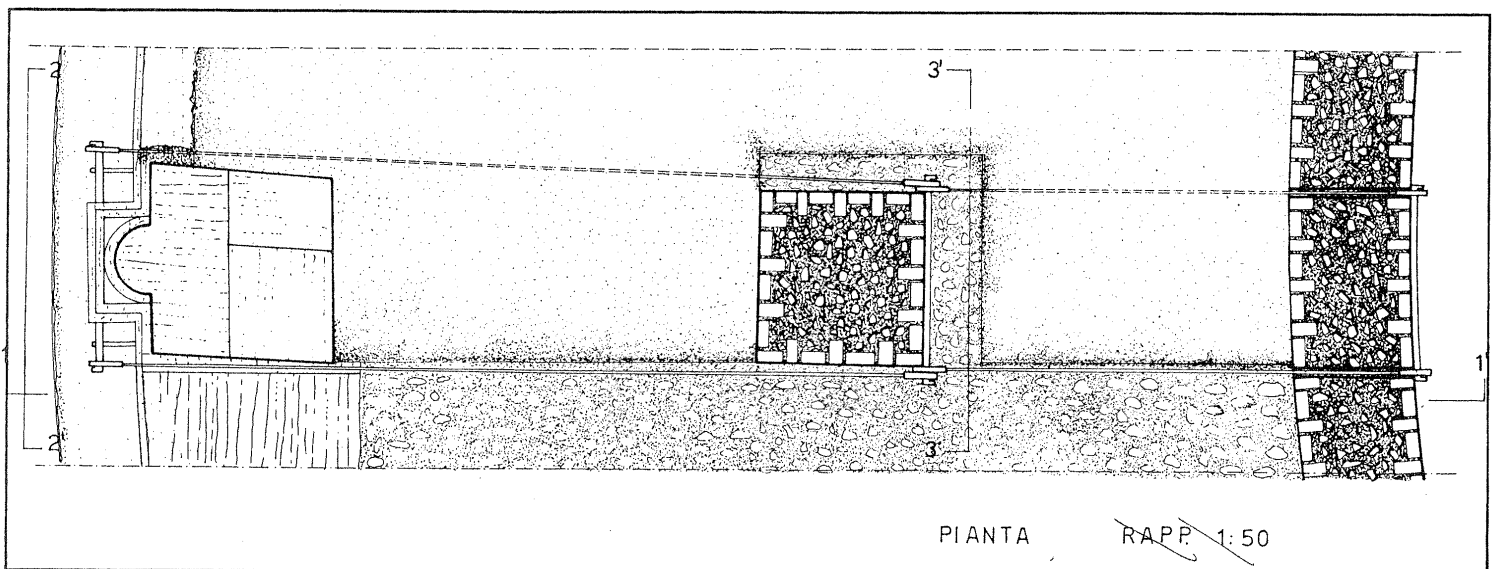


da Pio VII sull'arco medio del primo ordine. La ricostruzione si basò su studi di edifici analoghi (13) e su quanto rimasto in loco. Oltre ai tredici pilastri, già menzionati, si ricostruì il muro ad essi superiore, sempre in conglomerato e cortina laterizia, e le volte a crociera poggianti su di essi. Quest'ultime vennero realizzate in scapoli di tufo, posti sì alla rinfusa ma sempre secondo letti orizzontali, analogamente alla tecnologia costruttiva romana. Le medesime crociere presentano inoltre sull'arco diagonale delle pietre poste a guisa di ammorsatura, mentre la rimettitura in piano è costituita da tegolozza, per quelle del terzo ordine, e da frantumi tufacei, per quelle del quarto ordine. Gli archi trasversali posti fra volte attigue, sono inoltre realizzati in maniera tale da sporgere rispetto all'estradosso delle volte, in modo che la rimessa in piano consentisse la realizzazione di una struttura voltata continua. C'è infine da notare che le volte stesse vennero ripristinate seguendo le tracce di quelle originarie: i costruttori romani, infatti, per realizzare una migliore aderenza fra la volta e la parete verticale, operarono su quest'ultima uno scalpellamento ancora oggi visibile. Si provvide contemporaneamente al ripristino delle scale di comunicazione ai piani "sostituite di nuovo nella forma precisa delle antiche, conservando a tale effetto scrupolosamente le tracce delle attaccature superstiti nell'alto della cinta esterna" (14). Si ripresero le mancanze esistenti nell'arco medio del primo ordine, aiutandosi con quanto rimasto e con le iconografie antiche, intervenendo solo sulle parti nocive alla stabilità, utilizzando il marmo per quelle parti così costruite in origine (15).

Realizzata, quindi, la struttura di ancoraggio, le catene, che rivestono il ruolo centrale nel risanamento statico della parete, vennero posizionate nelle rimessa in piano delle volte, ed in maniera tale di lavorare in coppia.

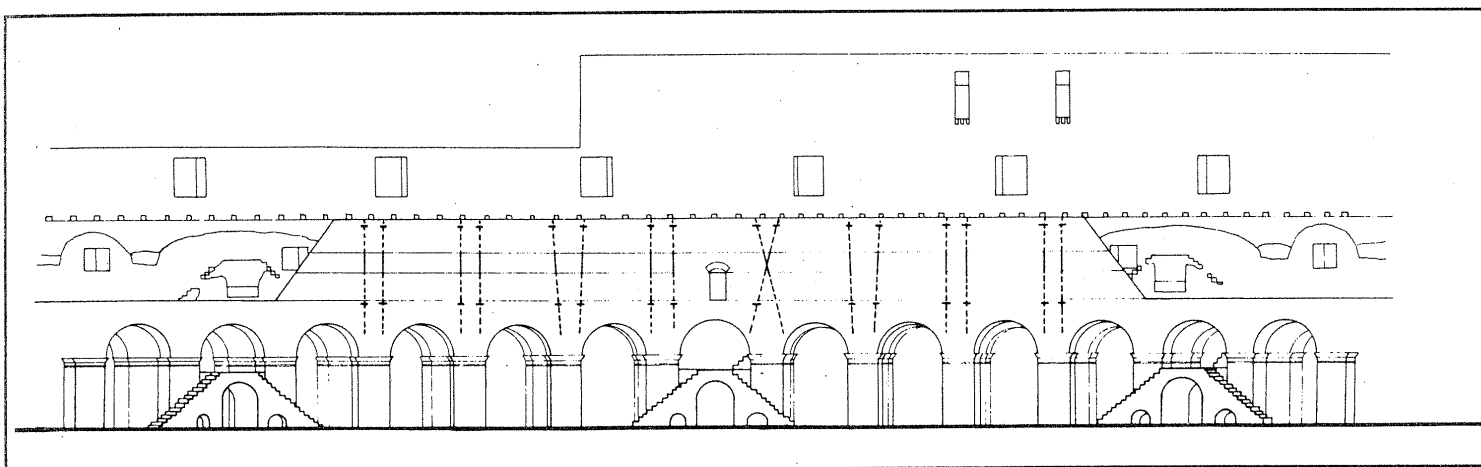
Di fatti, quelle poste nel calpestio del terzo ordine, lunghe circa 16m, e realizzate in due pezzi uniti a uncino, sono collegate a due a due mediante paletti orizzontali passanti negli "occhi" delle catene stesse (fig.2 e 2a). Lo stesso tipo

Fig. 2. - Le catene poste nel calpestio del terzo ordine.



di paletti realizzano l'ancoraggio sia sul prospetto esterno (fig.3), sorretti da stoffe, che sul pilastro intermedio e il muro verso l'arena mediante l'uso di zeppe e cuscinetti di ferro.

Le catene soprastanti, costituite da un unico pezzo avendo una luce di 9m (16). e non essendoci muri intermedi a cui ancorarle, sono collegate a due a due mediante un paletto verticale, che costituisce ancoraggio al muro prospiciente l'arena (17). In tal modo le sollecitazioni indotte dalle stesse, qualora fosse loro richiesto di intervenire per sorreggere il ribaltamento della parete di travertino, sono maggiormente distribuite, proprio là dove la struttura per essere realizzata in conglomerato e paramento laterizio, avrebbe di per sé una scarsa resistenza a trazione. Ciò fece sì che si utilizzassero paletti verticali incrociati, dove la presenza dei vani scala impediva la messa in opera di una delle catene formanti la coppia (fig. 4).



Ancoraggio sul prospetto interno.

#### *Giustificazioni statiche.*

I sintomi denunciati (fuori piombo e sconnesione degli archi), la possibilità di eventi sismici (18), nonché i criteri riguardanti la stabilità di un muro libero, modello al quale poteva essere assimilata la sezione di anfiteatro, concorrono a giustificare l'intervento.

In particolare la stabilità di un muro libero era riguardata in relazione alla sua geometria, ossia al rapporto fra l'altezza e lo spessore dovendosi "assegnare una grossezza uguale almeno alla dodicesima parte, e non maggiore dell'ottava parte dell'altezza medesima. Al più basso di questi due ultimi corrisponde una discreta stabilità; al più alto quella maggiore stabilità, cui ragionevolmente può aspirarsi. Si ha una stabilità media quando la grossezza del muro è uguale ad un decimo dell'altezza" (19).

Considerando che la sezione di anfiteatro interessata dai restauri aveva uno spessore alla base di 2.20 m e un'altezza di 25 m, con un rapporto pari a 11.36, molto vicino al limite minimo dettato dalla letteratura tecnica, che la parete non è continua, ma costituita, al terzo livello, da pilastri ed archi, che il suo spessore

non è ovunque costituito dallo stesso materiale, ma è composto da blocchi di travertino per un'altezza di 8m, e successivamente da travertino e conglomerato cementizio per i rimanenti 17 metri, è molto probabile che potesse essere considerata insicura da coloro incaricati di giudicarne la stabilità.

Risposto quindi al perché si fosse intervenuti, ci si è chiesti come le catene stesse potessero essere state dimensionate, dato che vengono menzionate come "straordinarie" nel relativo preventivo di spesa. Di fatti la loro dimensione, costante per i tre ordini, non rientra nella fornitura ordinaria delle ferrerie dello Stato Romano, né peraltro risulta essere uguale a quella di altre catene denominate anch'esse come straordinarie ed utilizzate in altre parti dell'anfiteatro.

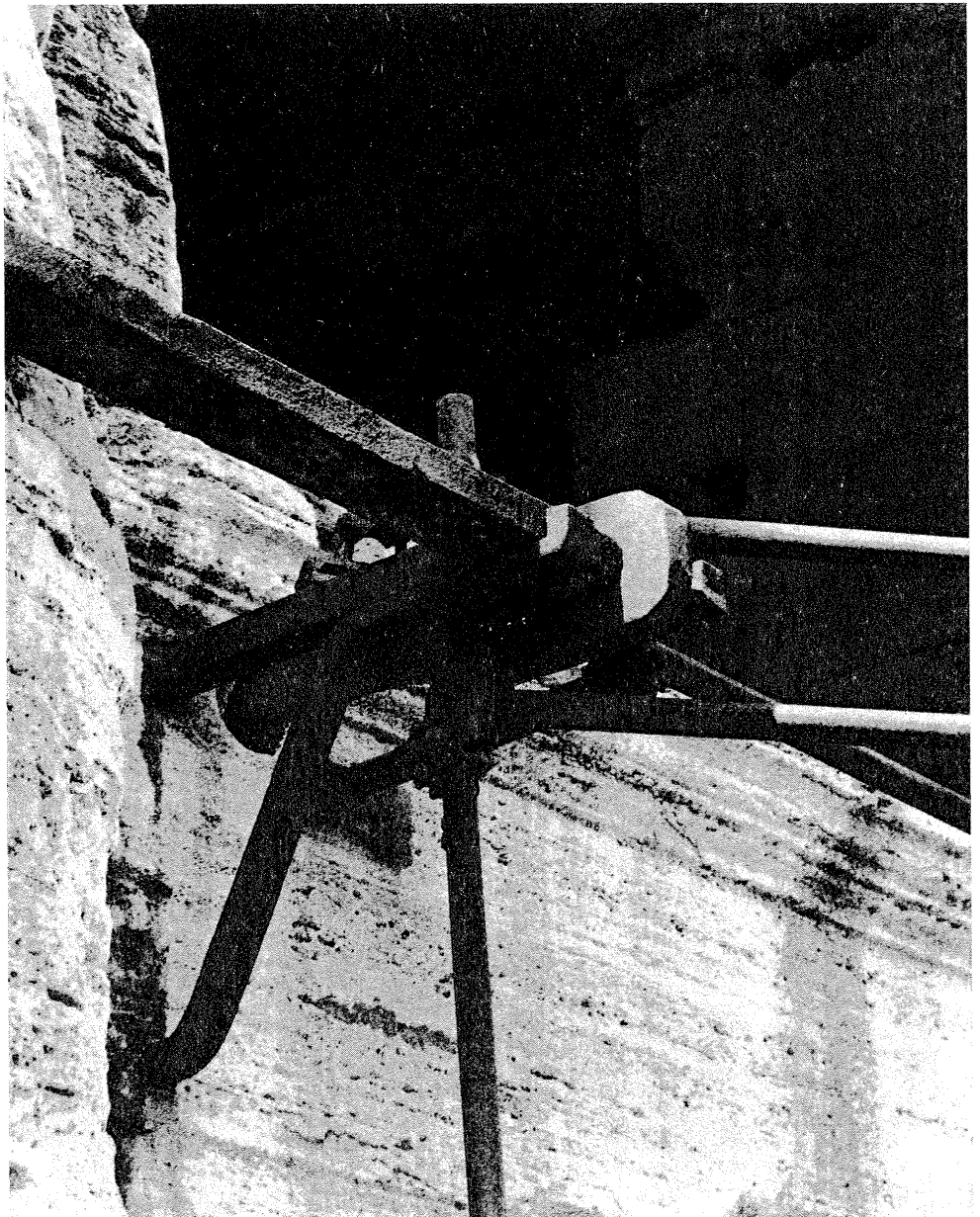


Fig. 3. - Particolare dell'ancoraggio al prospetto esterno

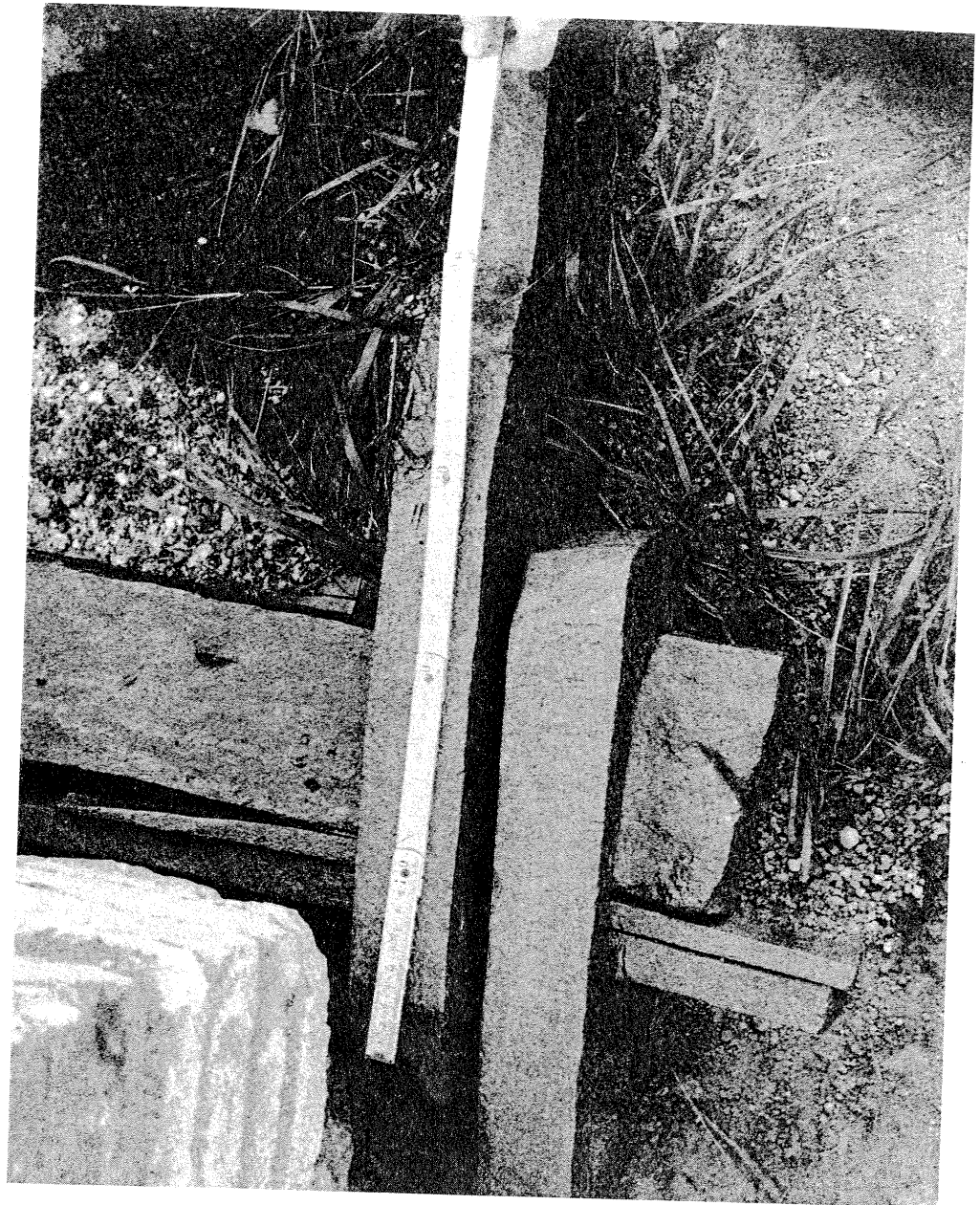


Fig. 2a. - Particolare dell'ancoraggio al pilastro intermedio

Ma non essendo documentati i criteri adottati per il loro dimensionamento né nelle relazioni descrittive l'intervento né nella manualistica, la quale da parte sua fa esclusivamente riferimento a catene poste in opera allo scopo di contenere la spinta degli archi qualora i piedritti non siano in grado di assolvere a tale compito, possiamo solo valutare la resistenza che all'epoca del restauro poteva essere ad esse riconosciuta. Riferendosi, infatti, alla resistenza, espressa come "la tenacità delle fibre di un solido di resistere ad una forza che tende direttamente a stiarle" (20), ossia come rapporto fra la forza "distraente" e l'area della sezione resistente, è possibile dall'area della sezione determinare il valore del carico di rottura corrispondente.

Deducendo la resistenza media del ferro lavorato in verghe dalle esperienze di Navier e da quelle fatte dal Marchese Poleni in occasione dei restauri della cupola di S. Pietro, con un valore medio pari a 40Kg/mm... la resistenza assoluta delle catene poteva essere valutata in 104t.

Rispetto a tale valore del carico di rottura la letteratura tecnica dell'epoca richiedeva però un coefficiente di sicurezza pari a 6/7, con una tensione ammissibile (usando la terminologia moderna) di circa 6.5Kg/mm... (21), per cui nel nostro caso il carico d'esercizio da affidare a ciascuna catena è all'incirca pari a 16t.

Individuato quindi il carico d'esercizio, si è voluto verificare l'efficacia dei provvedimenti adottati nei confronti del sisma, attraverso l'uso di una strumentazione analitica appositamente studiata per il caso in esame.

---

*Storiografia delle tecniche di restauro*

(1) Fino al XIX secolo nonostante i tentativi di trasformare l'anfiteatro in luogo di culto dei martiri cristiani con l'edificazione al uso interno di *martyrion* circolari, da parte di Sisto V (1585-1590), Clemente X (1670-1676), che affidò il progetto a Bernini, Clemente XI (1700-1721), al quale Carlo Fontana porpose addirittura l'abbattimento della cinta settentrionale, Benedetto XIV (1740-1758), niente venne concretamente fatto per risanare le precarie condizioni in cui versava. Anzi l'unica destinazione che si riuscì a dargli fu quella di deposito di letame per la fabbricazione del salnitro alla polveriera delle Sette Chiese. Per ulteriori notizie si consiglia la lettura di Di Macco M., - *Il Colosseo. Funzione simbolica, storica, urbana*, Roma 1971 e Colagrossi P., *L'Anfiteatro Flavio nei suoi XX secoli di storia*, Roma 1913.

(2) "Da questo breve abbozzo di descrizione facilmente si comprenderà che tutto il fabbricato, o considerato nel suo giro, o esaminato nelle sue sezioni, riconosceva gran parte della sua sussistenza e stabilità dall'equilibrio fra l'entità delle spinte degli archi e delle volte continuamente in giro, o trasversalmente contrastate in fine dei solidi appoggi come suol farsi nelle spalle dei ponti, troncata per sua sventura questa circolare reazione, è mancato subito nelle due estremità della troncatura l'equilibrio..." - *Rapporto sullo stato ruinoso in cui attualmente trovansi alcune parti del cosiddetto Tempio della Pace, dell'altro di contiguo del Sole e della Luna, del Colosseo e delle Terme di Tito parimenti presso il Colosseo*, 1812 - Archivio di San Luca, Vol. 169, fasc. 60.

(3) Diversi furono i terremoti a cui il Colosseo fu sottoposto (cfr. Colagrossi P., *op. cit.* e precisamente sotto il pontificato di Deodato (614-617); Leone III (795-816), ovvero il terremoto dell'801 che provocò gravissimi danni fra cui il crollo della basilica di San Paolo e al quale presumibilmente si deve anche la rovina delle colonne del quarto ordine dell'anfiteatro giù per la cavea; Leone IV (847-855); Benedetto IX (1044-1073); Gregorio VII (1073-1085). Tuttavia fu il sisma del 1349 ad aprire la prima breccia nel recinto dell'Anfiteatro, mentre quello 1703 fece crollare tre arcate del secondo ambulacro verso il Celio.

(4) L'espressione è riportata sia nella lettera di Domenico Schiavoni del 1804 (Camerale II- Antichità e belle Arti, busta n. 7) che in quella di Raffaele Stern datata 18 novembre 1806 (Camerale II- Antichità e belle arti, busta n. 7).

(5) Nonostante il progetto di De Romanis per la realizzazione di uno sperone in corrispondenza di una delle troncature della cinta esterna (metà '700), la denuncia di Monsignor Lante, tesoriere generale, per i danni causati sia dalla fermentazione dello stabbio che dall'abitudine dei carrettieri di accendere il fuoco a ridosso dei pilastri, fu il terremoto del 1806 a rendere impellente l'intervento. I danni prodotti sono riportati in una lettera di Raffaele Stern (cfr. Nota 4): lesioni verticali nel secondo e terzo ordine, che provocarono lo scollamento fra i massi di travertino e la divergenza dei piedritti degli ultimi due archi, con conseguente scivolamento delle pietre cuneiformi delle chiavi degli archi e delle pietre dei cornicioni superiori, con un aumento della spinta

e del moto laterale, il quale a sua volta aumentò lo strapiombo, registrato attorno a tre palmi. La muratura dei vani danneggiati si presentava quindi come unica soluzione per impedire l'ulteriore discesa delle chiavi, mentre lo sperone avrebbe avuto il compito di contenere la spinta laterale.

Nel promemoria di Monsignor Lante datato giugno 1804 (A.S.R. Camerale II - Antichità e Belle Arti, busta n. 7) si richiede tra l'altro lavori "di piccola entità" per rendere fruibile l'anfiteatro: l'eliminazione deimurelli che occludevano le arcate esterne, lo scavo di "pochi palmi" per riportare in luce la gradinata esterna, il restauro di un paio di scale di collegamento con il secondo ordine, "conservatissimo" e necessitante solo di essere liberato dal calcinaccio gravante sulle volte ed il cui peso avrebbe potuto contribuire al loro crollo, per la realizzazione di "una superba galleria" e "un passeggio sorprendente", la fortificazione della parte verso San Giovanni in Laterano minacciate "di giorno in giorno maggior rovina". - (A.S.R. Camerale II - Antichità e Belle Arti, busta n. 7).

Per la fortificazione della parte verso San Giovanni in Laterano fu istituita una Commissione, la quale chiese pareri e relativi progetti a Camporesi, Palazzi e Stern, concordi nell'indicare la realizzazione dello sperone quale unico mezzo per impedire il crollo della parte, sottoposta a "gravitazione verticale, non meno considerabile e pericolosa della laterale" (Lettere del 18 e 19 novembre 1806, a firma Camporesi, Palazzi, Stern - A.S.R. Camerale II - Antichità e Belle Arti, busta n. 7).

Le medesime lettere annotano l'esistenza di un altro progetto di un tal Domenico Schiavoni, che prevedeva l'abbattimento della parte pericolante mediante un taglio diagonale esguito a smorse, che avrebbe dovuto avere il duplice compito di far apparire "naturale" l'intervento e di facilitare l'ammorsatura di una eventuale ricostruzione successiva.

(6) La necessità di provvedere a ristabilire l'equilibrio all'altro capo della troncatura dalla parte dell'Arco di Costantino è contenuta in un rapporto del 1812 (Archivio di San Luca, Vol. 169 - fasc. 60). La puntellatura dei piloni verso l'Arco di Costantino, per la realizzazione della muratura degli archi e dello sperone di sostegno, è annotata in un rapporto datato 5 dicembre 1812 (Archivio di San Luca, Vol. 169 - fasc. 65).

(7) Canina L., *Sul ribaltamento e riparazione della parte media verso Esquilino dell'Anfiteatro Flavio*, Atti Pont. Acc. Arch., Dissertazioni, 14, 1860

Sulla lettura unitaria da darsi agli interventi confrontare quanto scritto nella relazione del 1812: "...se anche quelle parti che non sono cadute si trovino attualmente in stato ruinoso, di maniera che senza pronto rinforzo, non solo nelle arcuazioni delle precipitazioni esterne ma anche nei volti delle gradinate e degli ambulacri, l'avanzamento della ruina è certissimo" - Archivio di San Luca, Vol. 169 - fasc. 69.

(8) Canina L., *op. cit.*

(9) *ibidem*

La preparazione delle catene messe in opera a livello del calpestio del terzo ordine è riportata nell'esercizio del 1846 (A.S.R. Computisteria generale della R.C.A. - Giustificazione dei mandati, busta 240), con firma di Gaspare Salvi, il cui mandato di pagamento è documentato da una lettera del 26 settembre 1847. Anche la costruzione dei pilastri del terzo ordine venne iniziata nello stesso periodo, come ci informa lo stesso Canina nella relazione citata in nota 6. Sembra quindi che tali lavori vennero decisi insieme a quelli che Gaspare Salvi iniziò e concluse per risarcire il crollo di sette arcate verso il Celio e documentati negli esercizi dal 1838 al 1846 (A.S.R. Computisteria Generale della R.C.A. - Giustificazione dei mandati, busta n. 237 - 238 - 239 - 240).

(10) *ibidem*.

(11) Canina L., *op. cit.*

(12) Canina L., *L'architettura antica dimostrata con i monumenti*, Roma 1830 - 1844, sezione terza.

(13) La Commissione di Antichità e Belle Arti, su proposta di Giuseppe Valadier, aveva incaricato Canina di eseguire rilievi e studi sulla tecnica costruttiva e sulla topografia del Colosseo, i cui risultati sono inseriti nel volume CANINA L., *L'architettura antica dimostrata con i monumenti*, Roma 1830- 1844, sezione terza.

(14) Canina L., *Sul ribaltamento e riparazione della parte media verso Esquilino dell'Anfiteatro Flavio*, Atti Pont. Acc. Arch., Dissertazioni, 14, 1860.

(15) *ibidem*.

(16) *ibidem*.

(17) Canina L., vedi nota 14.

(18) "(...) munita una fabbrica di questi sussidi (le catene), non solo sarà sicura a queste inevitabili mosse, ma saranno ancora più utili a resistere a quale scossa di terremoto, dove avendo avuto luogo a vederne molte dei paesi, dove il terremoto ha fatto breccia, relevasi che le fabbriche munite di catene ressero felicemente agli urti di tanto sconvolgimento..." - Valadier G., *L'architettura pratica dettata nella scuola e cattedra dell'Insigne Accademia di San Luca*, Roma, 1829.

"Ed in tal casi in cui gli scorrimenti vogliono pur indurre qualche danno, sono, più che le basse Fabbriche, le alte soggette al danno medesimo. Succede nelle alte Fabbriche uno scuotimento, il quale è una specie di inversa oscillazione; come in certi moti degli alberi delle Navi..." - Poleni A., *Memorie storiche della Gran Cupola del Tempio Vaticano*, Padova 1747.

(19) Cavalieri Di San Bartolo N., *Istituzioni di architettura statica ed idraulica*, Bologna 1826-1827.

"E' principio certo nella statica dei solidi di ugual volume, ma di diversa gravità specifica, va l'a dire più o meno compatti, resistono a porzione della lunghezza della propria base quiescente. Quindi è, che dal fare de' Greci esaminato dal Carletti (Istituzioni di Architettura Civile, Tomo I, Lib. I, c. 5) e adattato dal medesimo a tre diverse specie di materiali, ci è meno compatto di tufo e simili; più compatto di mattoni cotti; e medio fra l'uno e l'altro, composto di tufi e mattoni, la relazione della larghezza del muro nella base quiescente rispetto all'altezza, nel primo caso risulta di 1:8, nel secondo caso di 1:12 e nel terso di 1:10, e queste proporzioni possono servire di norma per determinare la grossezza dei muri i quali non sono gravati da' altro peso che del proprio". - Masi G., *Teoria e pratica di architettura civile per istruire la gioventù specialmente romana*, Roma, 1788.

(20) Cavalieri San Bartolo N., *op. cit.*

(21) "(...) quando il ferro si impiega nelle fabbriche, e si costringe ad un'incessante esercizio di resistenza (...) la sicurezza degli edifizii richiede che alla resistenza dei ferramenti si contrappongono froze assai minori di quelle che il valore primordiale della stessa resistenza potrebbe comportare" - Cavalieri San Bartolo N., *op. cit.*

(22) "(Nel caso di inserimento di catene) se queste catene avessero una lunghezza sopra li palmi 30 (6.70 m) si potranno fare maschiettate (...) perché non solo più comode a lavorarsi, ma saranno ancora più vantaggiose, se potranno essere compatibili le lunghezze, per prendere in luogo di uno, due o tre muri" - Valadier G., *op. cit.*

(23) "E qualora si trovassero muri di cattiva qualità, e che si dovessero mettere più ordini di catene, perché il muro sia meglio sostenuto, si potranno fare li paletti tanto lunghi, che prendino esternamente dall'occhio di una catena a quella dell'altra; (...) e come ancora si pratica trovando muri poco buoni ed in parte in fuori piombo, dove si pongono paletti lunghi tanto che prendano gli occhi delle catene (...) da un piano all'altro, e perché ancor più spazio di muro prenda a sostenere la catena trasversalmente alli paletti incassati al muro si pongono due pezzi di ferro quadro". - Valadier G., *op. cit.*

#### BIBLIOGRAFIA

CAVALIERI SAN BERTOLO N., *Istituzioni di architettura statica ed idraulica*, Bologna 1826-1827.

CLEMENTI F., *Il Colosseo*, Roma 1912.

COLAGROSSI P., *L'Anfiteatro Flavio nei suoi XX secoli di storia*, Roma 1913.

DI MACCO M., *Il Colosseo, Funzione simbolica, storia, urbana*, Roma 1971.

MASI G., *Teoria e pratica di architettura civile per istruire la gioventù specialmente romana*, Roma 1788.

#### FONTI DI ARCHIVIO

A.S.R. Camerale II - Antichità e belle Arti, busta n. 7.

A.S.R. Camerlengato - Parte II - Titolo Iv, busta n. 166.

A.S.R. Computisteria Generale della R.C.A. - Giustificazioni dei mandati tratti, busta 237 - 238 - 239 - 240.

A.S.R. Ministero dei Lavori Pubblici - Sezione V, Titolo I, Art. 1 Monumenti, busta 347 - 349 - 351 - 357 - 361.

ARCHIVIO DI SAN LUCA, Vol. 169 fasc. 60 - 65.

ARCHIVIO DI SAN LUCA, Vol. 86 fasc. 33 - 78.

ARCHIVIO DI SAN LUCA, Vol. 171 fasc. 95.

Atti della Pontificia Accademia di Archeologia, Dissertazioni, 14, 1860, pag. 169 e ss.



1. Problemi d'interpretazione strutturale. Un metodo di calcolo per le strutture voltate non reagenti a trazione.

In questa parte l'indagine si traspone dal piano delle considerazioni statiche, desunte direttamente dall'osservazione del monumento, al piano della ricerca di una strumentazione analitica adeguata per descrivere il comportamento strutturale dell'oggetto in questione.

Nel momento in cui l'attenzione verso il monumento deve diventare operativa si pone il problema di stabilire l'efficacia delle procedure attuabili per valutare propriamente la sua consistenza fisica. E' opportuno sottolineare che la questione è molto delicata perché lo studio è rivolto ad un edificio costruito secondo tecnologie e con materiali - quali la pietra da taglio e la muratura - per cui risulta complesso pervenire a soddisfacenti schematizzazioni di calcolo, soprattutto per la difficoltà di valutare le caratteristiche di fragilità, eterogeneità e anisotropia che questi generalmente presentano. Trattandosi inoltre di un oggetto di rilevanza monumentale, l'adozione di un criterio per la traduzione in termini quantitativi delle conoscenze concernenti il meccanismo resistente, esula dai confini di una scelta meramente computazionale, delegabile agli addetti ai lavori, in quanto si pone come un problema d'interpretazione destinato a condizionare le scelte d'intervento, e come tale non può sfuggire ad un controllo di carattere più generale.

Poiché nel corso del XIX secolo, parallelamente allo sviluppo della teoria dell'elasticità, è rimasta sempre viva la volontà di riferirsi ad una modellazione realistica capace di contemplare l'effettiva natura delle strutture murarie, sembra oggi particolarmente significativo rivisitare le trattazioni tradizionali, riguardanti i solidi non continui e non reagenti a trazione, per trarre suggerimenti e ricercare quei presupposti teorici, attualmente vacanti, di cui le analisi moderne si possono arricchire.

La direzione d'indagine che si vuole proporre per lo studio di strutture antiche, piuttosto che la ricerca di una modellazione alternativa, è quella di raccogliere e puntualizzare quanto delle esperienze trascorse può essere ancora giudicato utile e quindi sistematizzato attraverso la strumentazione matematica attualmente disponibile. Nella fattispecie, per lo studio di strutture voltate non reagenti a trazione, si fa qui riferimento alle considerazioni di Alberto Castigliano (1) riguardanti l'adattamento della soluzione elastica ai solidi "imparfaitement élastiques" come gli archi in muratura. Sostanzialmente il suggerimento di calcolo fornito da Castigliano si basa sulla constatazione che i solidi non elastici si deformano plasticamente, cioè in modo irreversibile, ma entro certi limiti proporzionalmente alle forze esterne, in modo tale da rendere accettabile lo stesso legame costitutivo formulato per i solidi elastici. Ne deriva che le ipotesi fondamentali della teoria elastica, <sup>o della</sup> la linearità e la conservazione delle sezioni piane, <sup>o la costituzione</sup> possono trovare un parziale ambito di applicazione anche nel caso di solidi non perfettamente elastici, salvo definire la reale configurazione della struttura reagente che originariamente è incognita (2). Il problema dell'equilibrio si ricondu-

ce quindi alla determinazione della struttura resistente, all'interno di quella data, risultante dalla progressiva eliminazione delle parti incapaci di reagire perché sollecitate a trazione (3). Tale soluzione risulta onerosa dal punto di vista numerico in quanto, non essendo individuabile direttamente, va ricercata per approssimazioni successive (4). I mezzi di elaborazione elettronici di cui oggi si dispone sono comunque capaci di assorbire tutto l'onere computazionale che deve aver scoraggiato allora siffatte applicazioni.

L'algoritmo elaborato ha proprio lo scopo di ricercare l'effettivo profilo resistente all'interno di una struttura voltata, che può essere interpretato come soluzione del problema di elementi elastici con vincolo di contatto monolatero fornito di attrito lungo le superficie di separazione. Assumendo quindi la validità dell'ipotesi elastico-lineare e adottando un modello di calcolo agli elementi finiti, la procedura interviene interattivamente ed iterativamente a correggere la soluzione elastica, eliminando ad ogni passo le parti che risultano tese, fino al limite in cui la redistribuzione delle tensioni è tale da non comportare più trazione. Ne deriva che il criterio di convergenza adottato è la definizione di una curva delle pressioni interamente contenuta nei noccioli centrali delle sezioni modificate. La struttura effettivamente reagente risulta essere quella interamente compressa disposta intorno alla linea delle pressioni così individuata.

Castigliano  
nello spessore

In questo modo si può quindi tracciare un particolare poligono funicolare dei carichi agenti su un arco di spessore finito. Tra tutte le possibili curve delle pressioni equilibranti i carichi, la curva così determinata è quella che meno si discosta dalla linea d'asse dell'arco, ed è perciò contenuta entro il massimo spessore resistente rinvenibile in seno a questo (5). Nel caso in cui l'equilibrio è limite - cioè la distribuzione delle pressioni è tale da consentire la formazione di cerniere in numero sufficiente per rendere il problema isostatico - il metodo si dimostra in grado di determinare rapidamente la curva di minima eccentricità che è l'unica soluzione possibile.

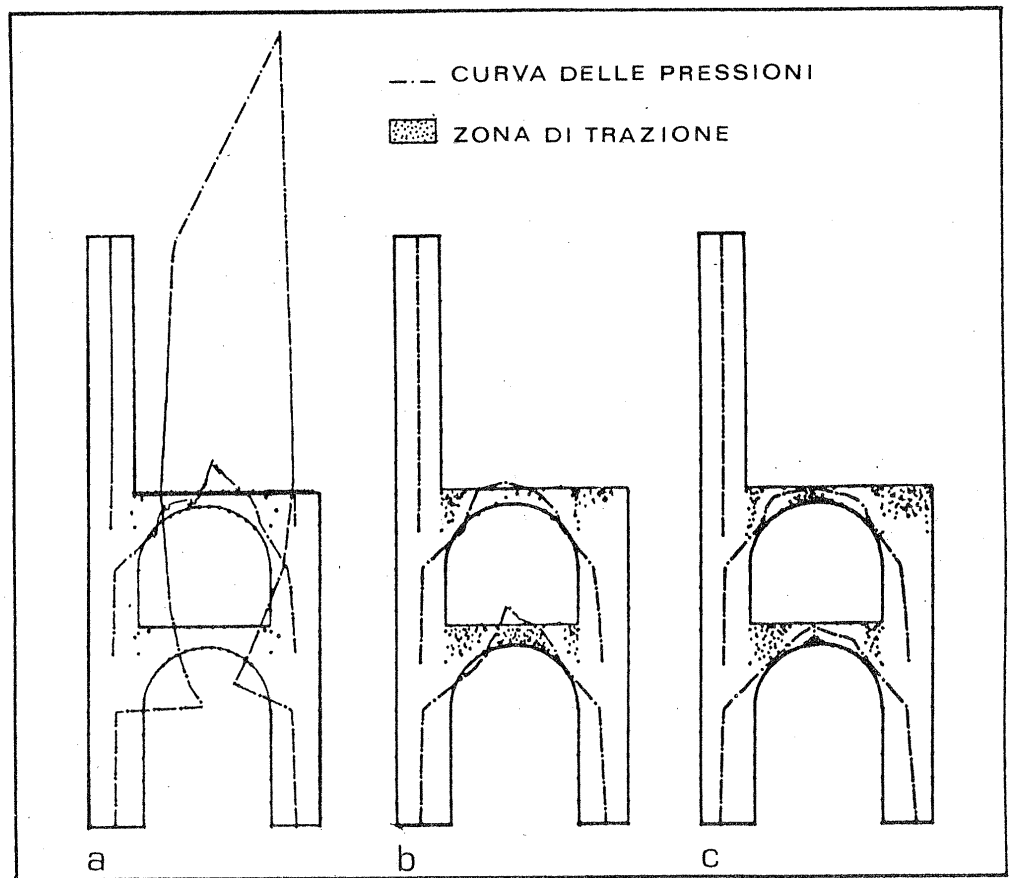
Castigliano

Alla luce dei recenti studi di Heyman (6) sul calcolo a rottura applicato alle strutture murarie, la curva delle pressioni contenuta nello spessore di un arco, cui si può per esempio pervenire con il metodo di Castigliano, è interpretabile come un'ammissibile distribuzione di sollecitazioni, equilibranti i carichi, tale da garantire la sicurezza della struttura (7). Il problema iperstatico della ricerca del poligono funicolare dei carichi, trova così una particolare determinazione che conduce alla valutazione della sicurezza in termini geometrici: una volta individuata una curva interna all'arco, lo spessore limite per la stabilità è rappresentato dalla zona che contiene interamente detta curva, mentre il rapporto dello spessore complessivo con questo determina la sicurezza (8). Muovendo quindi dall'analisi elastica e operando le opportune correzioni, si ottiene una soluzione che può considerarsi comunque valida secondo l'ottica geometrica di Heyman. Tale interpretazione consente di prescindere dall'ipotesi costitutiva del materiale, che nel caso delle murature è affetta da gravi incertezze, e di porsi per altro in continuità con i risultati delle ricerche ottocentesche in tema di strutture murarie (9).

## 2. Descrizione dell'algoritmo e analisi dei primi risultati

Il programma in questione è stato elaborato per l'analisi di sistemi di archi piani ed è stato inizialmente testato su archi semplici di diversa forma e dimensione sottoposti a carichi costanti determinati dal peso proprio (10). In questo modo è stato possibile esplorare la sensibilità della variazione della struttura resistente all'interno di quella data, nel senso esposto sopra, al variare anche modesto della configurazione originaria. Le soluzioni ottenute generalmente dopo quattro o cinque iterazioni, si sono dimostrate coerenti con quelle facilmente prevedibili.

La procedura messa a punto si appoggia ad un programma di analisi elastica agli elementi infiniti (11), ne prepara i dati di *input* e ne elabora iterativamente i risultati. Il primo passaggio con il programma di elementi finiti fornisce la soluzione elastica per gli elementi aventi lo spessore originario. Si può osservare che in questa viene esaltato decisamente lo stato flessionale, che in un arco in muratura non può ritenersi plausibile (fig. 3a), e che conseguentemente viene sottostimato il valore della spinta orizzontale. Quindi interviene il programma interattivo che legge i dati di uscita, calcola per ogni sezione l'eccentricità e la posizione dell'asse neutro, definisce per ciascun elemento un nuovo spessore cor-



Condizione di carico:  
peso proprio. Linea delle pressioni  
ai passi iniziale  
(a) intermedio (b) e finale (c).

rispondente alla sola parte compressa, e calcola il relativo spostamento della linea d'asse. Con la struttura così modificata, correggendo il sistema dei carichi in modo da mantenere inalterate le risultanti originali, ripete l'analisi elastica e la successiva modifica dell'assetto della struttura. La trasformazione dello spessore è subordinata al confronto con la dimensione di partenza la quale può essere ripristinata se, in seguito alla redistribuzione delle tensioni, la sezione risulta interamente compressa. Nei passaggi successivi si può vedere che lo sforzo di trazione tende a scomparire, lo stato di flessione a ridimensionarsi, la spinta orizzontale ad aumentare e la linea delle pressioni a rientrare nello spessore dell'arco (fig.3b). L'iterazione si arresta quando si stabilizza la posizione della linea d'asse e quindi della relativa linea delle pressioni, cioè quando tutte le sezioni risultano esclusivamente compresse (fig.3c).

### 3. Applicazione all'Anfiteatro Flavio

Con il metodo descritto è stata esaminata la porzione interessata dall'intervento di restauro compiuto dal 1846 al '53 (figg. 1, 2) al fine di indagare sul contributo offerto dai provvedimenti adottati, in particolare l'apposizione delle catene, alla sicurezza d'insieme. Le caratteristiche costitutive dei materiali presenti, la debole resistenza a trazione nelle superfici di contatto delle pietre del muro di cinta e nel conglomerato delle volte o delle murature dei piedritti interni, hanno legittimato il ricorso al modello di calcolo sopra definito. Data la simmetria della struttura il problema è stato esaminato come caso piano. Per tutte le condizioni di carico considerate, il peso proprio e l'azione di forze orizzontali di intensità crescente, è stato operato un confronto tra le situazioni prima e dopo l'inserimento delle catene.

Sotto la condizione di carico costituita dal peso proprio, si è potuto osservare che, non essendo la struttura di fatto particolarmente spingente, i due casi di sollecitazione, senza catene e con catene, non differiscono in modo sostanziale l'uno dall'altro e non sono tali da compromettere l'equilibrio della struttura (figg.3c, 4). Conseguentemente gli sforzi di trazione sopportati dalle catene sono di entità modesta.

Le forze orizzontali sono state applicate, separatamente nei due versi, alla struttura già parzializzata per effetto del peso proprio, e sono state incrementate, in modo proporzionale ai pesi, ad ogni successivo assestamento della struttura resistente fino al valore di collasso. All'aumentare dei carichi orizzontali lo stato di trazione nelle catene è aumentato considerevolmente fino a raggiungere valori confrontabili con quelli di sicurezza forniti dai manuali ottocenteschi (12). In questo caso il comportamento in assenza delle catene si è mostrato diverso da quello in presenza delle stesse quindi diversa è risultata la configurazione della struttura resistente. Sostanzialmente le catene realizzano un collegamento all'interno della struttura che comporta una risposta combinata dei piedritti con conseguenti parzializzazioni in entrambi i lati e rottura per rotazione intorno alle due basi di appoggio (figg. 5b, 6b). In assenza delle catene invece la struttura si parzializza esclusivamente nella direzione interessata dalle forze orizzontali e raggiunge prima il collasso (figg. 5a, 6a) (13). In generale si può affermare che

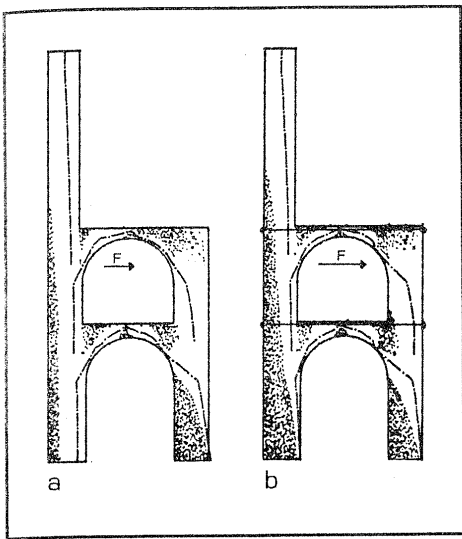


Fig. 6. - Condizione di carico:  
peso proprio e forze orizzontali verso  
l'interno. Linea delle pressioni  
al passo finale.  
Caso senza catene:  $F = 0.07 \cdot P$  (a).  
Caso con catene:  $F = 0.11 \cdot P$  (b).

fig. 2. Schema strutturale (F.E. mesh)

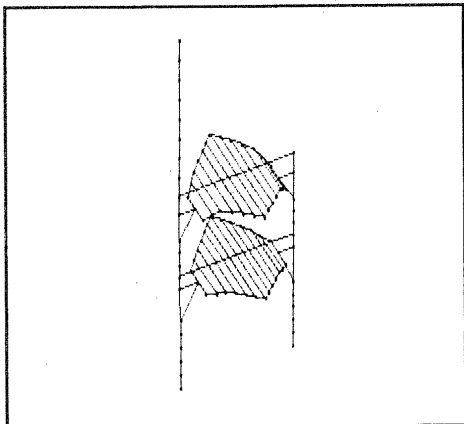
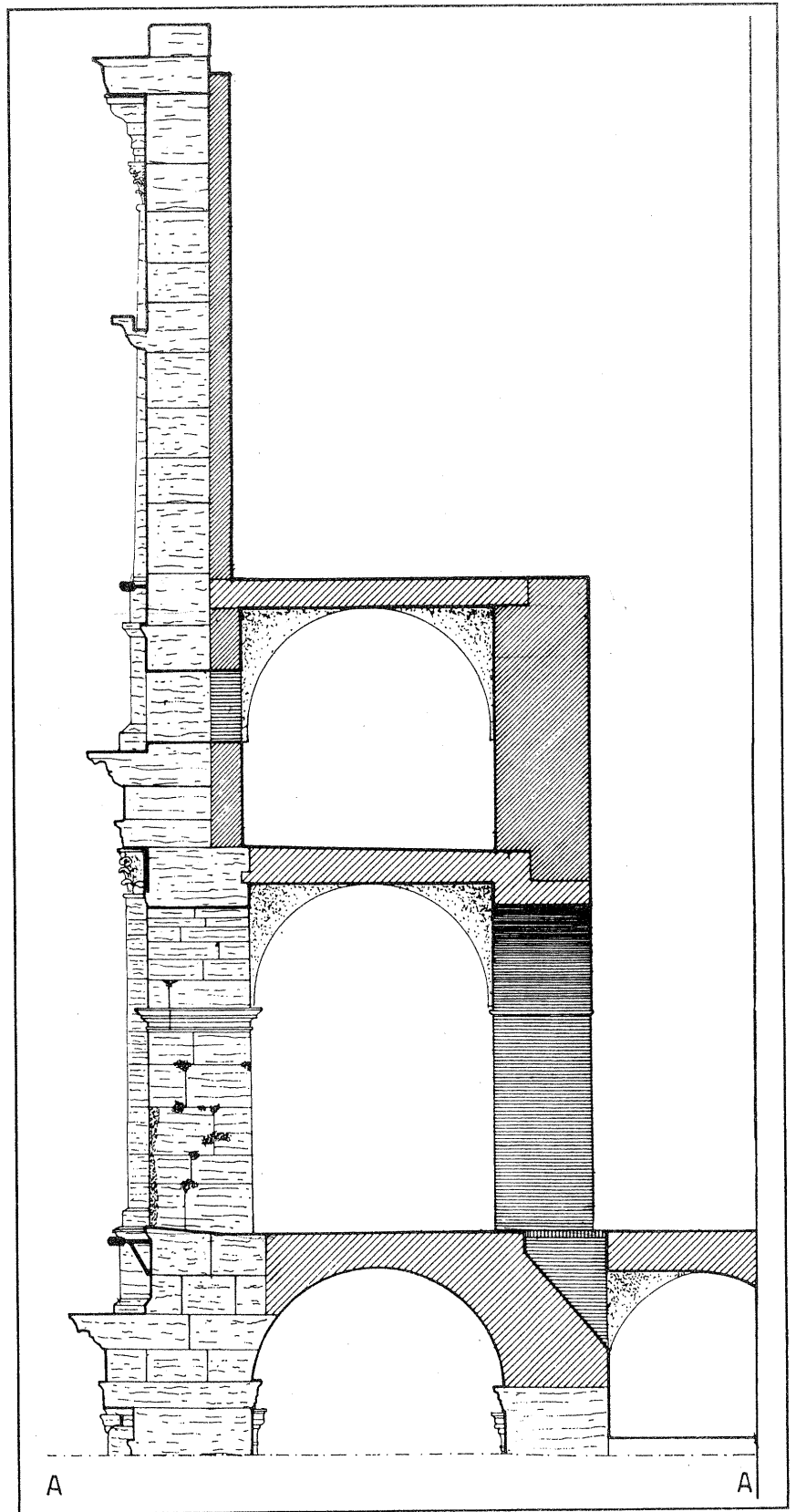
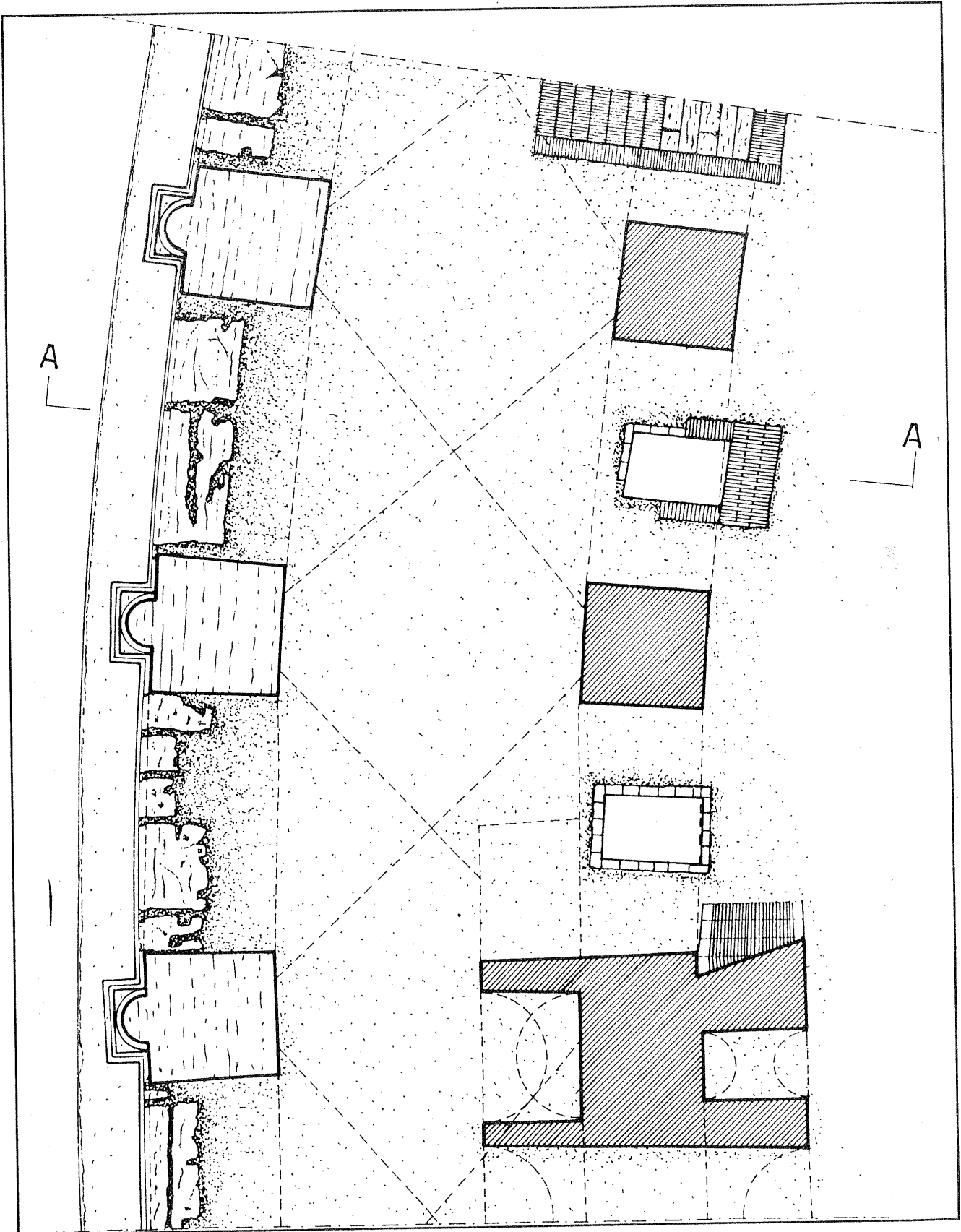


Fig. 1. - A) sezione,  
b) pianta





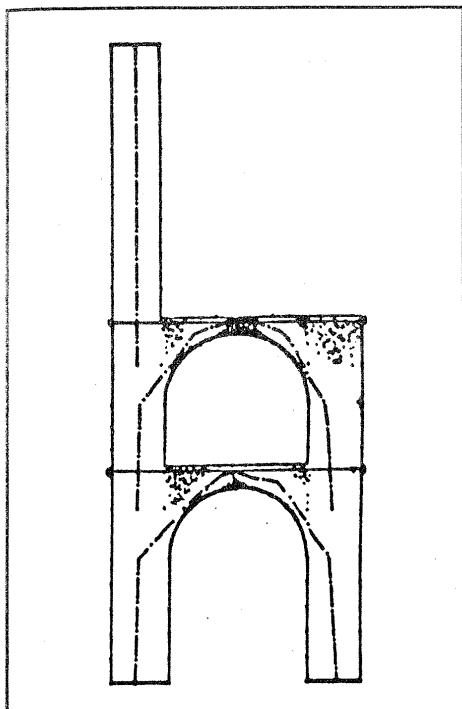


Fig. 4 - Condizione di carico: peso proprio. Linea delle pressioni al passo finale. Caso con catene.

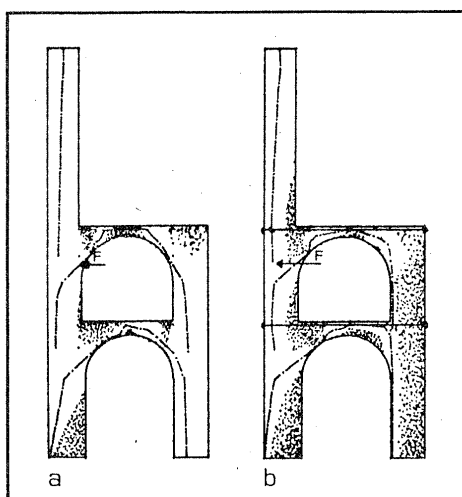


Fig. 5. - Condizione di carico: peso proprio (P) e forze orizzontali verso l'esterno (F). Linea delle pressioni al passo finale.  
 Caso senza catene:  $F = 0.055 \cdot P$  (a).  
 Caso con catene:  $F = 0.10 \cdot P$  (b).

il posizionamento delle catene favorisce la risposta della struttura in presenza di sollecitazioni orizzontali, mentre non è determinante nel caso di solo carico verticale, il che conferma il carattere sostanzialmente previdenziale dell'intervento ottocentesco nei confronti di un eventuale terremoto.

I risultati di questa analisi, nella fattispecie la determinazione del moltiplicatore del carico di collasso, sono stati in seguito confermati dallo studio dei meccanismi di rottura condotto sulla stessa struttura.



Lo sperone verso S. Giovanni: Il muro trasversale che collega la cinta esterna con l'interno

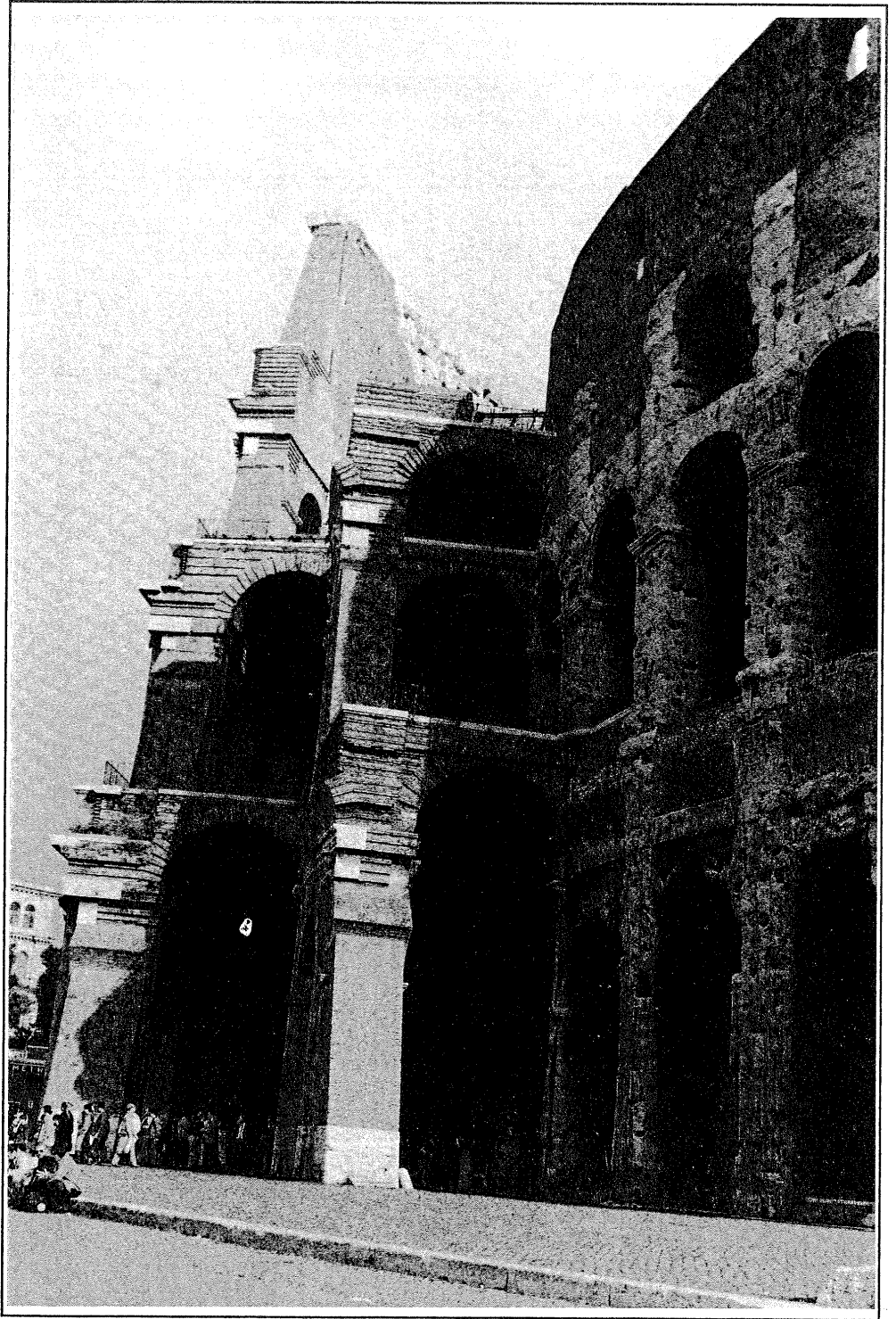


## CONCLUSIONI

Con questo contributo si è cercato di puntualizzare l'importanza che un'indagine conoscitiva articolata assume al cospetto di un'emergenza monumentale, nella constatazione che un'estrema divisione specialistica dei compiti conduce per lo più a risultati scombinati e imprevedibili. La storia del manufatto, la descrizione delle sue modalità costruttive, la conoscenza degli interventi che ha subito nei secoli, le analisi strutturali, non sono infatti altro che i molteplici e variegati aspetti di un'unica questione che è quella della lettura e dell'interpretazione di una complessa testimonianza di arte e di storia.

Lo studio svolto sui provvedimenti e sulle tecnologie adottate nei restauri storici del Colosseo, oltre ad aver contribuito alla valutazione della consistenza fisica dell'oggetto in esame, può fornire suggerimenti utili per la scelta delle più adeguate metodologie d'intervento sia in riferimento alla stabilità che al rispetto del monumento stesso.

Il giudizio sulla stabilità ha richiesto ulteriori conferme alla luce degli strumenti di calcolo attualmente disponibili. In base all'analisi svolta si è potuto confermare l'ipotesi che l'intervento di posizionamento delle catene fosse stato essenzialmente motivato dal paventato pericolo di un possibile terremoto piuttosto che dal giudizio di instabilità accordato alla struttura nello stato di degrado in cui era stata ritrovata. Infine è emersa la valida indicazione che i giudizi di stabilità basati sull'accurata osservazione dell'oggetto di studio e su criteri di sicurezza di carattere geometrico, come quelli generalmente accordati dai tecnici del XVIII e XIX secolo, sono spesso i più vicini alla realtà delle strutture murarie, e le analisi che oggi si svolgono non dovrebbero da questi prescindere.



Lo sperone verso la meta sudans:  
collegamento con gli anelli interni.

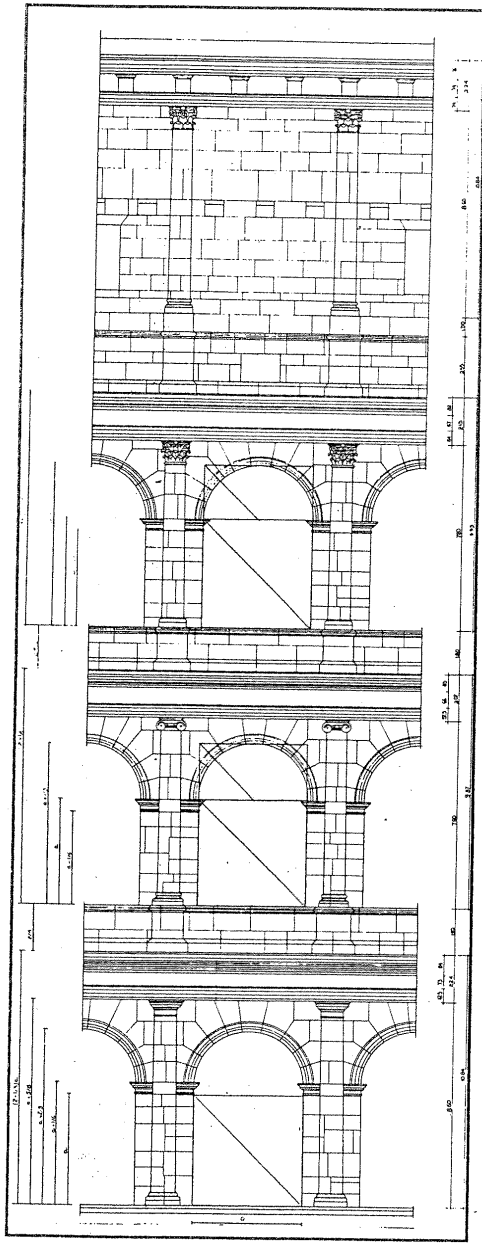
## NOTE

- (1) Alberto Castigliano ingegnere ferroviario del (XIX sec.) particolarmente interessato agli sviluppi applicativi della teoria dell'elasticità. E' ricordato soprattutto per i suoi fondamentali teoremi sulle derivate del lavoro di deformazione.
- (2) Cfr. Castigliano A., *Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques et ses applications*, Torino, 1879, pp. 312-314.
- (3) A rigore qui si ipotizza l'incapacità di resistere allo scorrimento in assenza di compressione e non l'assoluta non reagenza a trazione.
- (4) Castigliano stesso propose due celebri applicazioni del metodo a due ponti ferroviari: il ponte Mosca sulla Dora a Torino costruito in pietra da taglio e il ponte sull'Oglio della linea Milano-Venezia in muratura. Cfr. A. Castigliano *op. cit.* pp. 458-478.
- (5) Questa considerazione si può motivare, in modo non proprio rigoroso, con la constatazione che il metodo degli elementi finiti si basa su un principio di minimo, per l'energia potenziale totale del sistema, che nel caso dell'arco elastico si traduce in un minimo per l'eccentricità. Cfr. E. Winkler E., *Formänderung und Festigkeit gekrümmter Körper, insbesondere der Ringe*, "Civilingenieur", 4, pp.232-246, 1858, (cit. in E. Benvenuto, *La Scienza delle costruzioni e il suo sviluppo storico*, Firenze, Sansoni 1981, pp. 391-392).
- (6) Jacques Heyman, studioso contemporaneo della plasticità, ha formulato l'ipotesi che il calcolo a rottura per collasso plastico, sviluppato per gli acciai, potesse essere applicato allo studio delle murature, in quanto per i primi, come per le ultime, la definizione dei carichi che generano il collasso può prescindere dalla precisazione, sempre difficoltosa, della legge costitutiva del materiale.
- (7) Heyman J., *The Masonry Arch*, Chichester, E. Horwood Ltd. 1982, pp. 28-36. Qui Heyman pone fine alla viziosa ricerca della vera curva delle pressioni, che ha a lungo animato il dibattito intorno all'equilibrio delle volte, potendone ritenere valida, nello spirito dei teoremi fondamentali della plasticità, una qualsiasi comunque contenuta nello spessore.
- (8) *Idem*, pp. 36-40, 71-78.
- (9) In genere le trattazioni del XIX secolo riguardanti gli archi in muratura presentano la soluzione di tale problema indeterminato ricorrendo ad ipotesi aggiuntive circa il meccanismo di rottura indipendentemente da qualsiasi riferimento all'analisi della deformazione, sebbene questa avesse già trovato altrove una definitiva sistemazione formale. A questo proposito si può trovare una sintesi delle ipotesi più accreditate nel trattato di C. Ceradini, *La curva delle pressioni nelle volte cilindriche*, Ann. della Soc. Ing. e Arch., 1887, IV, pp. 1-51.
- (10) Successivamente l'algoritmo è stato generalizzato per l'analisi di sistemi spaziali. Cfr. C. Baggio, *Computer analysis of masonry domes following Castigliano's suggestion. An example: the dome of S. Pietro in Vaticano*, Atti dell'Int. Tecn. Conf. "Structural Conservation of Stone Masonry", Atene, 1989 (preprint).
- (11) Il programma di elementi finiti usato è il SAP 80. Cfr. E. L. Wilson, A. Habibullah, *SAP 80, Finite Elements Analysis Program on microcomputer*, Berkeley, 1984. La modellazione della struttura è definita utilizzando una maglia di elementi *beam* per i piedritti e di elementi *shell* per le volte (fig. 2).
- (12) Valori max di trazione nell'ordine inferiore in corrispondenza del carico di collasso: 21.33 t per forze orizzontali agenti verso l'esterno; 25.64 t per forze orizzontali agenti verso l'interno.
- (13) In assenza di catene il valore del moltiplicatore di collasso per forze orizzontali agenti verso l'esterno è 0.055, nella direzione opposta è 0.07. In presenza di catene, il collasso avviene per forze orizzontali agenti verso l'esterno per un valore del moltiplicatore di 0.1, nella direzione opposta di 0.11.

## BIBLIOGRAFIA

- BAGGIO C., *Computer analysis of masonry domes following Castigliano's suggestion. An example: the dome of S. Pietro in Vaticano*, Atti dell'Int. Tecn. Conf. "Structural Conservation of Stone Masonry", Atene, 1989 (preprint).
- BENVENUTO E., *La scienza delle costruzioni e il suo sviluppo storico*, Firenze, Sansoni 1981, pp. 322-392.
- CASTIGLIANO A., *Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques et ses applications*, Torino, 1879, pp. 312-314, 458-478.
- CERADINI C., *La curva delle pressioni nelle volte cilindriche*, Ann. della Soc. Ing. e Arch., 1887, IV, pp. 1-51.
- DI PASQUALE S., *Questioni concernenti la meccanica delle murature. Storia e prospettive*, nel catalogo "Architettura e terremoti. Il caso di Parma: 9 novembre 1983", Firenze, Pratiche 1986, pp. 49-84.
- GIUFFRÉ A., *La meccanica nell'architettura*, Roma, NIS 1986, pp. 200-239.
- HEYMAN J., *The Masonry Arch*, Chichester, Ellis Horwood Ltd. 1982.
- WILSON E.L., HABIBULLAH A., *SAP 80, Finite Elements Analysis Program on microcomputer*, Berkeley, 1984.

Restauro della parte verso l'Esquilino:  
ricostruzione interna de terzo e quarto ordine.



Prospetto verso l'Esquilino.  
Arco Medio

