

quando intervengano speciali esigenze architettoniche o funzionali, come ad es: « archi per boccascena di teatri », « loggiati », « porticati », ecc.

L'armatura metallica di questi archi, che di solito è doppia e simmetrica rispetto alla linea mediana, segue la disposizione indicata nella fig. 603/a/b/c. E' formata quindi da tondini angolari collegati da staffe radiali, oppure più raramente elicoidali, con un passo di circa 20 o 25 cm.

Sotto l'aspetto statico gli archi in c. a. possono essere incastrati agli estremi (fig. 603/a), incernierati alle imposte (archi a due cerniere), alle imposte ed in chiave (archi a tre cerniere), (fig. 603/b), oppure a « spinta eliminata » (fig. 603/c). Le cerniere sono di solito realizzate con ferri incrociati secondo gli schemi già noti, indicati nelle figg. 68 e seguenti. Quasi sempre i piedritti, pure in c. a., sono connessi con gli archi realizzando veri e propri « portali » che potranno essere semplici o multipli, a seconda delle necessità.

d) — STATICA DEGLI ARCHI

Nonostante il largo impiego che i romani e i bizantini prima, fecero delle costruzioni ad arco, i maestri comacini nel tardo Medioevo con i loro ponti ed i gotici poi con i loro arditissimi sistemi arcuati, la statica degli archi è stata fino alla metà del secolo scorso un mistero pressochè impenetrabile.

Un primo tentativo di valutazione della spinta degli archi è dovuto a « Labire » (1712). « Coulomb » (1773) approfondì più tardi il problema, dimostrando come oltre allo scorrimento si dovesse tenere conto della rotazione dei conci, creando la teoria dell'« equilibrio limite ». Agli studi del « Navier » seguirono poi quelli del « Mery » (1828), che, perfezionando i presupposti del problema, diede una interessante soluzione della curva delle pressioni. Importanti furono pure le ricerche del « Moseley » che introdusse il principio della « minima resistenza » nel tentativo di togliere la incertezza che risiedeva nel tracciamento della linea delle pressioni. Ma la soluzione definitiva del problema statico degli archi potette considerarsi risolto solo più tardi con le applicazioni dei ben noti teoremi sul lavoro di deformazione dei sistemi elastici del « Menabrea » e del « Castigliano ». Però il procedimento grafico indicato dal « Méry » per lo studio di massima degli archi in muratura, aventi un certo spessore e caricati simmetricamente, continua ancora ad essere applicato.

Ciò, s'intende, purchè si tratti di archi in muratura di luce modesta, come sono quelli che si eseguono nelle costruzioni edilizie, per i quali non occorre tenere conto della elasticità dei materiali, che invece si considerano rigidi (1).

I grandi archi da ponte, o quelli che possono incontrarsi negli edifici industriali, sostenere carichi rilevanti e mobili, dovranno essere considerati invece come strutture elastiche, e quindi si applicheranno ad essi i metodi di calcolo rigorosi (2).

Il procedimento del Méry che riportiamo, per comodità del lettore a titolo di riferimento, è il seguente: Considerato un arco simmetrico e simmetricamente caricato (v. fig. 604), del quale si voglia eseguire la verifica di stabilità, si prenda in esame il semiarco compreso tra l'asse di simmetria ed il giunto alle reni, e si delimiti, nel disegno, la parte della struttura muraria soprastante sostenuta dall'arco. Quindi si rendano le aree di questa omogenee rispetto al peso specifico γ della muratura dell'arco. Si divida il mezzo arco considerato in n conci ideali e si innalzino le verticali per i punti di intersezione di questi con la linea estradosale. Quindi si riducano le altezze h

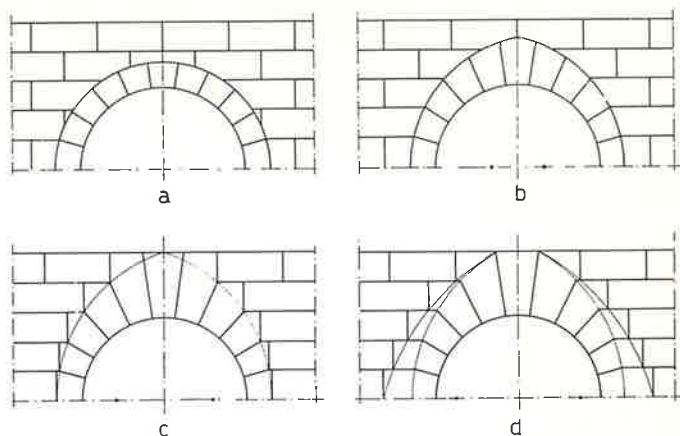


fig. 600

Collegamento dei conci dell'arco con quelli della facciata in corrispondenza della linea estradosale.

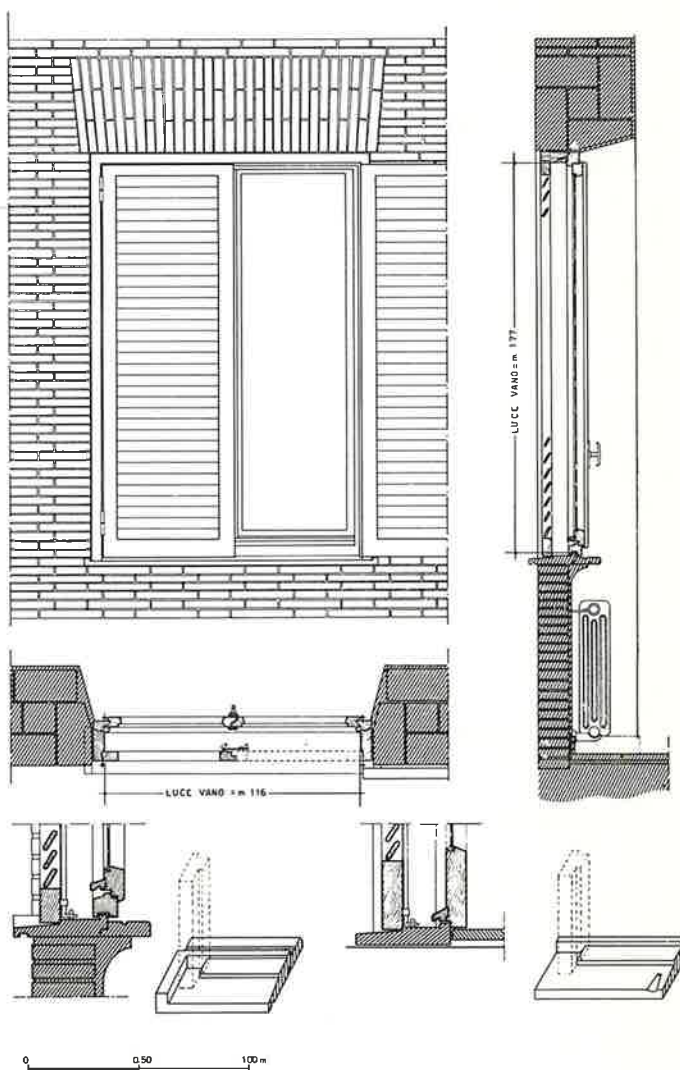


fig. 602

Particolare costruttivo di una finestra sormontata da una piattabanda a mattoni completa di infisso ligneo e soglia di marmo.

(1) Cfr. A. Ciampi - Corso di Scienza delle Costruzioni - parte 2ª - pag. 319-332 - Edit. Cremonese - Roma 1950.
Cfr. L. Stabilini - Tecnica delle Costruzioni - pag. 166 - Ed. Politecnica Tamburini - Milano 1959.

(2) Cfr. O. Belluzzi - Scienza delle Costruzioni - Zanichelli - Bologna 1958 - G. Albenga - Lezioni di Ponti - Torino 1930 - E. Mörsch - Heisenbetonbau, Stockard - A. F. Jorini - Costruzioni di Ponti - Milano 1921 - G. Campanella - Ponti in muratura - Milano 1928.

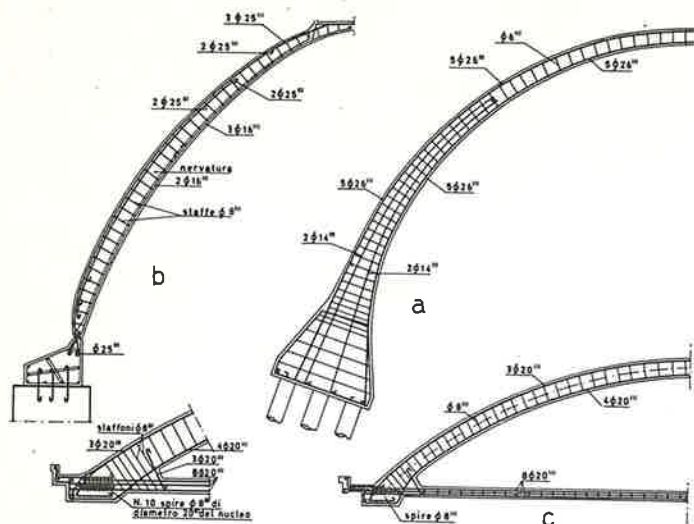


fig. 603/a/b/c
Archi in cemento armato - a) incastrati - b) a tre cerniere - c) a spinta eliminata.

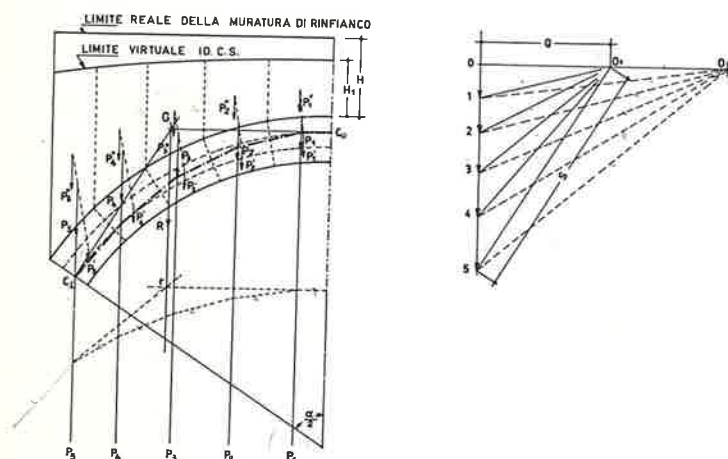


fig. 604
Procedimento grafico del Méry per lo studio dell'equilibrio di un arco in muratura tradizionale.

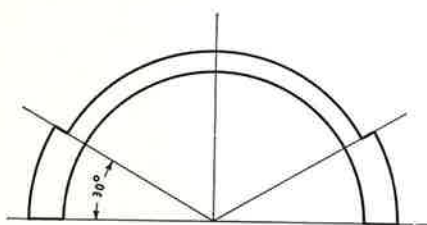


fig. 605
Arco a mattoni a sezione verticale.

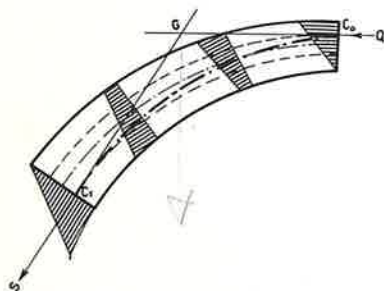


fig. 606
Andamento della curva delle pressioni affinché sia assicurata la stabilità dell'arco.

su tali verticali, del rapporto tra la densità γ del materiale della struttura muraria soprastante e quella γ_0 della muratura dell'arco:

$$h' = h \cdot \frac{\gamma}{\gamma_0}$$

Una differenza fra i pesi specifici fra le due strutture murarie potrebbe sussistere ad es. nel caso che l'arco fosse eseguito in pietra da taglio e la muratura di rinfianco fosse invece di mattoni. Calcolati i pesi P_i d'ogni concio dell'arco, ed i pesi P_i' dei relativi solidi omogenei gravanti su ogni tratto di linea estradosale, corrispondente ad ogni singolo concio, (assegnando s'intende a questi uno spessore pari a quello dell'arco), ed applicati tali pesi ai rispettivi baricentri, se ne determinino le risultanti P_i e se ne traccino graficamente le rispettive linee d'azione.

Tracciato il poligono delle forze P_i , si compongano mediante un poligono funicolare avente un polo O arbitrario e si determini, con la intersezione del 1° e dell'ultimo lato, il punto di applicazione del peso risultante R del mezzo arco e della muratura soprastante.

Dall'estremo superiore del nocciolo centrale di inerzia della sezione in chiave dell'arco si tracci la retta orizzontale q , che rappresenta in direzione la spinta Q del mezzo arco simmetrico e supposto asportato, e si determini la intersezione G di questa con la risultante r . Si unisca quindi il punto G con l'estremo inferiore del nocciolo centrale di inerzia della sezione alle reni. Tale retta indicherà la direzione della spinta risultante S dell'arco sul piedritto.

La determinazione della intensità delle forze, Q e S , avverrà facilmente conducendo dagli estremi del poligono le parallele alle rette q ed s sopra determinate, ottenendo il poligono funicolare di polo O , che rappresenta il « poligono delle successive risultanti ». Infatti conducendo dal punto C_0 le parallele alle rette 0_1 , 0_2 , 0_3 ecc. di tale poligono, si potrà tracciare lungo l'arco considerato la « curva delle pressioni » che deve risultare tutta interna alle linee di nocciolo, affinché sia soddisfatta la condizione che tutte le sezioni dell'arco siano interamente premute. Se ciò non si dovesse verificare, bisognerà rivedere le dimensioni assegnate all'arco e ripetere la operazione.

Come si è visto nella statica delle strutture murarie tradizionali (1), questa condizione non è sufficiente per garantire l'equilibrio dell'arco, perchè bisogna che le sollecitazioni massime di compressione siano minori del carico di sicurezza del materiale di cui l'arco è formato. Quindi negli archi in muratura è difficile applicare il metodo del « Calcolo diretto », ma occorrerà limitarsi a delle verifiche di stabilità su delle sezioni murarie preventivamente stabilite, avvalendosi di regole empiriche.

Così ad esempio per archi a mattoni di luce non superiore ai 9 metri e per sopraccarichi d'uso corrente, potranno assumersi per l'archivoltò i seguenti spessori (indicati in teste di mattoni = 0,15 cm.).

LUCE	A sesto circolare	A sesto ribassato	A sesto acuto
da m. 0,00 a 2,00	2 teste di mat.	3 teste di mat.	1 testa di mat.
» » 2,00 » 3,50	3 » » »	4 » » »	2 teste » »
» » 3,50 » 6,00	4 » » »	5 » » »	3 » » »
» » 6,00 » 9,00	5 » » »	6 » » »	4 » » »

Mentre per il proporzionamento approssimato delle « spalle » ci si potrà regolare così:

Se l'altezza del piedritto non supera i 3 m., il loro spessore (in senso frontale) è di $1/4 \div 2/9$ della luce per archi a sesto semicircolare; è di $1/3 \div 1/4$ per archi a sesto scemo (con saetta da $1/8$ a $1/3$ della corda). Se l'altezza è superiore a m. 3, gli spessori indicati vanno aumentati di $1/6 \div 1/8$ dell'altezza.

Per archi di luce maggiore ci si potrà avvalere ancora di formule empiriche come ad es. le seguenti, nelle quali S ed L , sono rispettivamente lo spessore e la luce dell'arco:

Per archi molto ribassati o per le piattabande:

$$S = \frac{1}{14} \left(\frac{L}{2} + 5 \right)$$

(1) Cfr. § 32

Per archi di luce ampia la formula di « Lévoillé »:

$$S = \frac{1 + \frac{1}{10} L}{3}$$

Le formule empiriche per il proporzionamento preventivo degli archi, quando la luce superi gli 8 ÷ 9 metri, suggerite dai vari autori, sono numerose: alcune sono monomie (Leon Battista Alberti - « Perronet ») del tipo $S = K.L$, dove K varia da 0,10 a 0,15; altre sono binomie o trinomie. Tra queste una molto comune è quella del « Sejourné », nella quale $S = K_1 + K_2.L^{1/2}$ e $K_1 = K_2 = 0,15$. Raramente in archi molto arditi K è inferiore a 0,10.

Per archi di una certa importanza sarà altresì consigliabile adottare spessori variabili, che seguano gradualmente il variare delle tensioni interne nel modo indicato dalla fig. 605, facilmente eseguibili negli archi di calcestruzzo ed in quelli in mattoni, dividendo l'arco in più tronchi di spessore diverso. Tale procedimento è eseguibile però solo per gli archi non in vista, perchè esteticamente non sarebbe accettabile.

Per quanto concerne la verifica di stabilità che, come si è detto, si compie dopo aver proporzionato l'arco nel modo indicato, rammentiamo che il regime statico di un arco è noto, quando sono noti i centri di pressione dei piani di posa dei conci.

Il che equivale a dire, quando è nota la « curva delle pressioni », che coincide col poligono funicolare delle successive risultanti e che ha per lati estremi le reazioni dei vincoli (cerniera od incastro), la cui determinazione può ottenersi con metodi più o meno approssimati.

Il procedimento al quale ci siamo innanzi riferiti rientra nei metodi approssimati, però la sua semplicità e la speditezza lo fanno spesso preferire negli archi in muratura, di non grandi proporzioni, ai metodi più rigorosi che tengono conto della elasticità dei materiali. Di fronte al comportamento incerto delle murature e delle malte che vengono impiegate e per l'incerto grado di elasticità delle spalle, l'applicazione di metodi esatti, in qualche caso, può divenire puramente illusoria.

Comunque potranno adottarsi per il calcolo degli archi, specialmente nei casi di grandi arcate da ponte, uno dei noti metodi, quali quello del « Castiglione » o quello dell'« elisse della elasticità », che sono chiaramente spiegati in qualsiasi trattato di S. d. C.

Ma anche applicando questo ultimo procedimento occorrerà sempre fissare a priori lo spessore dell'arco in corrispondenza del piano di imposta e la sezione di chiave e determinare con la dovuta precisione la entità dei carichi soprastanti.

Qualunque sia il metodo applicato, per la calcolazione dell'arco, le condizioni di equilibrio saranno sempre le seguenti:

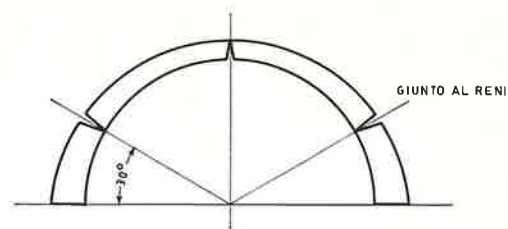


fig. 607

Giunti di rottura negli archi semicircolari.

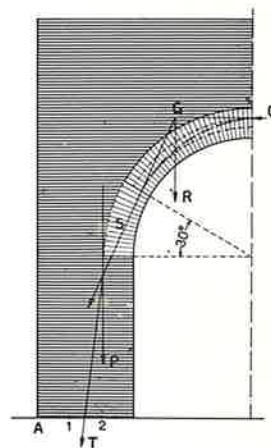


fig. 608

Stabilità dei piedritti.

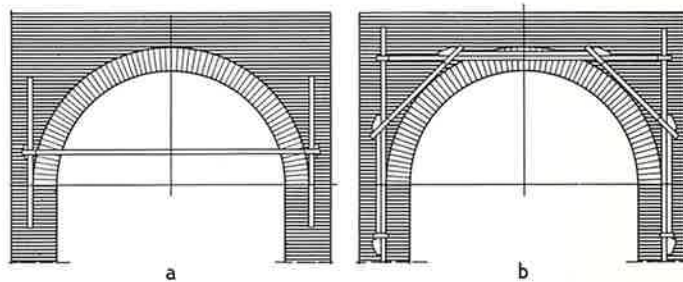


fig. 609/a/b

Sistemi di incatenamento degli archi, per eliminare o ridurre la spinta sui piedritti - a) catena visibile - b) incatenamento interno.

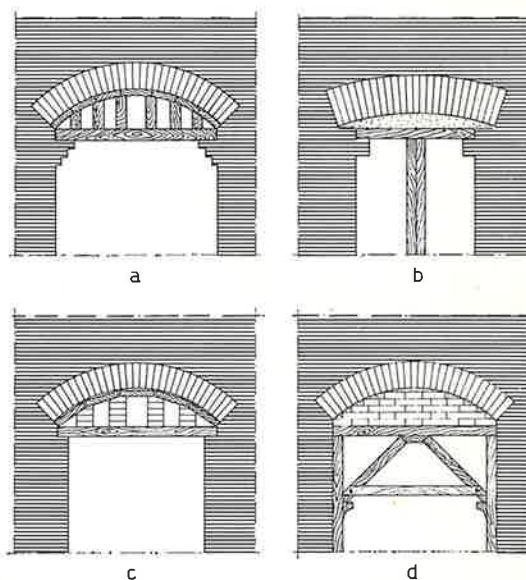


fig. 610

Esempi di centine per piattabande ed archi ribassati.

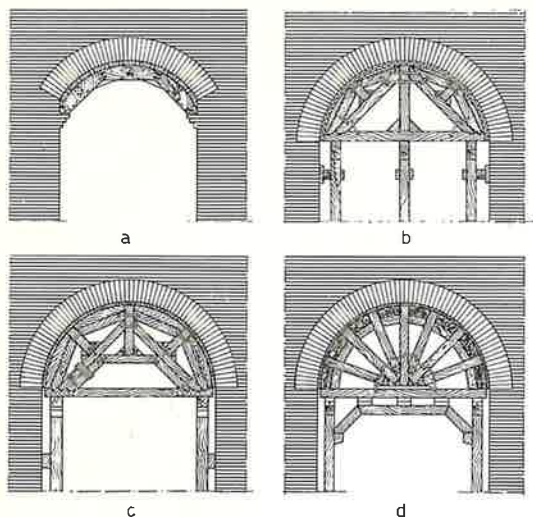


fig. 611
Esempi di centine per archi a tutto sesto di luce modesta.

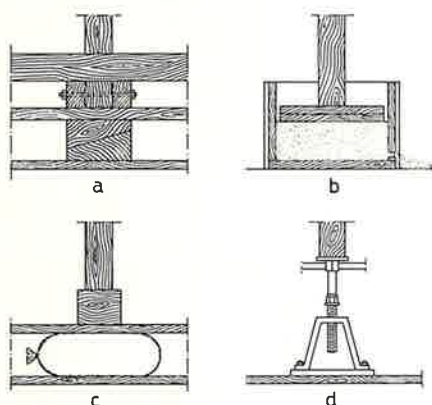


fig. 612/a/b/c/d
Apparecchi per il disarmo delle centine.

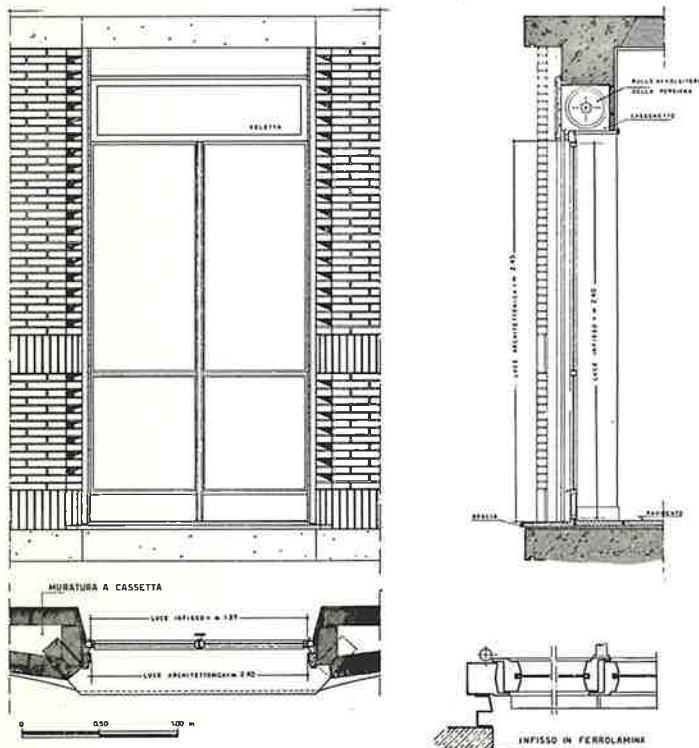


fig. 613
Vano di finestra a balcone (lindierino) per edificio in cemento armato, ed infisso costruito con tubolari di lamierino stampato. (Ferrolamina)

- Che la curva delle pressioni sia interna all'arco.
- Che la risultante relativa ad ogni sezione formi con la normale alla sezione stessa, un angolo inferiore a quello di attrito della muratura dell'arco.
- Che la sollecitazione massima relativa ad ogni sezione sia inferiore al carico di sicurezza del materiale.
- Che in ogni sezione vengano evitate sollecitazioni di trazione (quindi che la sezione risulti interamente premuta), il che equivale a dire che la risultante relativa alla sezione risulti interna al nocciolo centrale di inerzia e cioè che la curva delle pressioni rimanga sempre compresa tra linee di nocciolo (v. fig. 606).

Se la curva delle pressioni uscisse dalle linee di nocciolo o peggio dalle linee intradosale ed estradosale dell'arco, si determinerebbero nell'arco murale fenomeni di rotazione e quindi avverrebbe la sua rottura in corrispondenza delle sezioni tese.

Negli archi a sesto semicircolare i giunti pericolosi, cioè soggetti a lesionarsi, sono quelli indicati nella fig. 607 (in chiave ed alle reni).

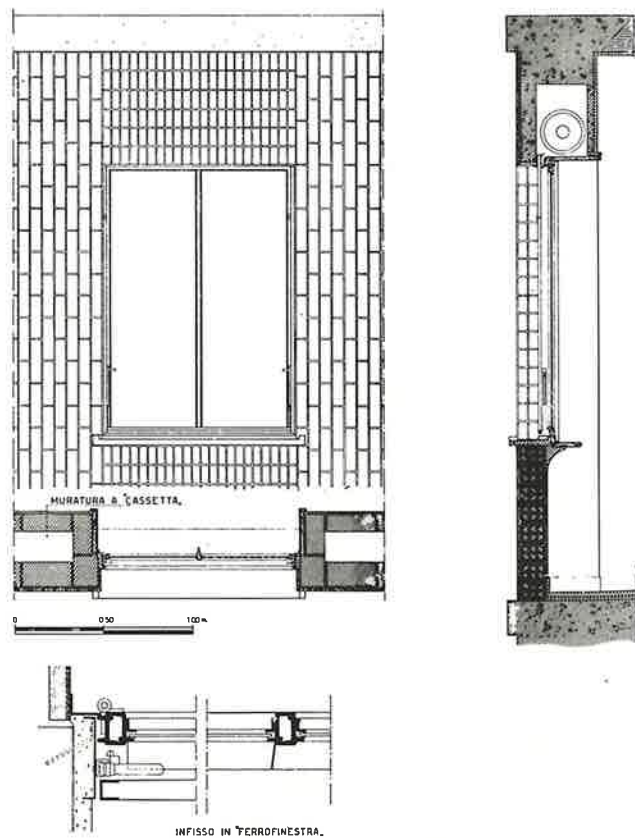


fig. 614
Vano di finestra con parapetto, per edificio in cemento armato ed infisso costruito con profilati di ferro speciali. («ferrofinestra»)

Le condizioni di stabilità, che abbiamo considerato per gli archi, non possono prescindere però da quelle dei piedritti. Nei sistemi arcuati infatti, a differenza di quelli architravati, esiste una stretta dipendenza statica fra gli elementi laterali di sostegno e quello di chiusura del vano.

Compiuta la verifica di stabilità dell'arco, con i metodi indicati, occorre poi eseguire quella dei piedritti che, per effetto della spinta *S*, sono sollecitati da un'azione di ribaltamento (v. fig. 608).

Alla spinta *S*, che tende a far ruotare esternamente il piedritto intorno al lato della base, proiettato nel punto *A*, si oppone il peso proprio *P* che, composto con la *S*, permette di determinare la risultante *T* al piede del piedritto. La sua stabilità dipenderà dalla posizione del punto di applicazione della *T* rispetto al nocciolo centrale di inerzia della sezione di appoggio, nonché dalla inclinazione della risultante *T* rispetto al piano orizzontale. Potrà pertanto verificarsi la stabilità del piedritto alla « rotazione », alla « compressione » ed allo « scorrimento » (1).

Quando la massa murale del piedritto non è sufficiente a garantire la stabilità alla rotazione, si può ricorrere all'impiego di opportuni « incatenamenti » dell'arco, che possono essere « visibili all'esterno » (v. fig. 609/a) oppure « nascosti » nella muratura (v. fig. 609/b) a seconda delle esigenze estetiche. Questi sistemi erano frequenti nelle opere murarie tradizionali.

e) — CENTINE

Le centine sono delle armature provvisorie di legname che si mettono in opera prima della costruzione

(1) Cfr. § 32 - La statica delle strutture murarie tradizionali (v. fig. 185).
Cfr. A. Ciampi - op. cit. pag. 332.

degli archi. Esse hanno la funzione di sostenerne la struttura muraria, fino a quando la malta non abbia fatto presa. Solo dopo l'indurimento del legante, il muro è in grado di resistere per suo conto alle sollecitazioni alle quali è sottoposto.

Le centine sono delle strutture a carattere « precario ». Esse vengono dimensionate con larghezza, per garantire alla muratura un'assoluta stabilità nella fase critica della costruzione degli archi.

Comprendono le seguenti parti: il « manto », le « centine », gli « appoggi » e gli « apparecchi di disarmo ».

Il « manto » è la parte terminale della centina, cioè l'involucro esterno, che serve a dare all'arco la forma desiderata. Può realizzarsi mediante tavole o listelli, più o meno avvicinati, disposti secondo le generatrici dell'arco.

Le « centine » sono le effettive armature di sostegno; la loro forma, più o meno complicata, dipende dalla luce e dalla importanza dell'arco. Esse devono essere indeformabili, quindi devono avere una rigidità ed una resistenza tali da poter sopportare, senza cedimenti, le sollecitazioni alle quali vengono sottoposte durante la costruzione degli archi. Esse si compongono di robuste travi, « saettoni », « pun-

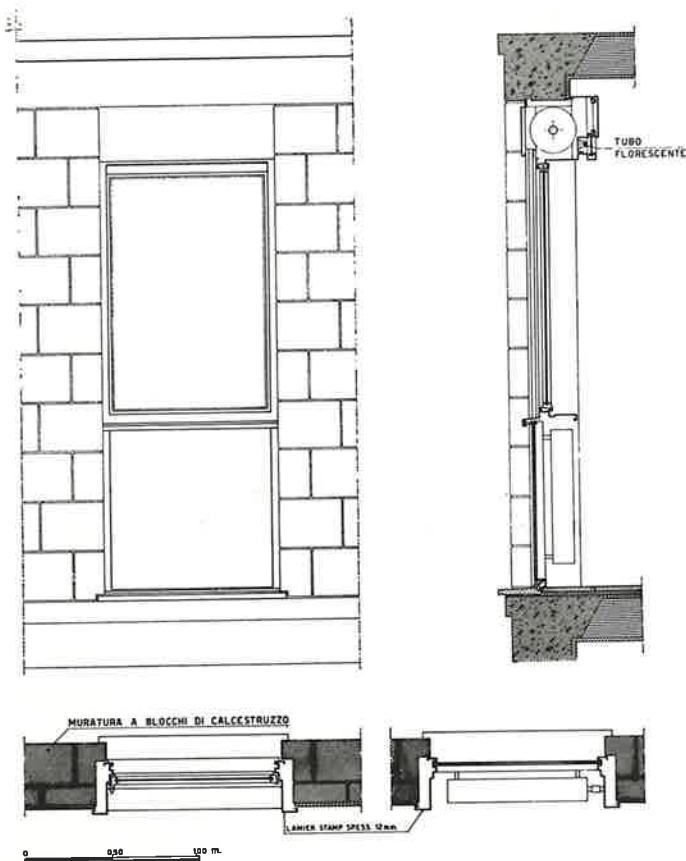


fig 615

Vano di finestra con parapetto completamente « prefabbricato » per un edificio in cemento armato (comprendente anche il corpo illuminante della stanza).

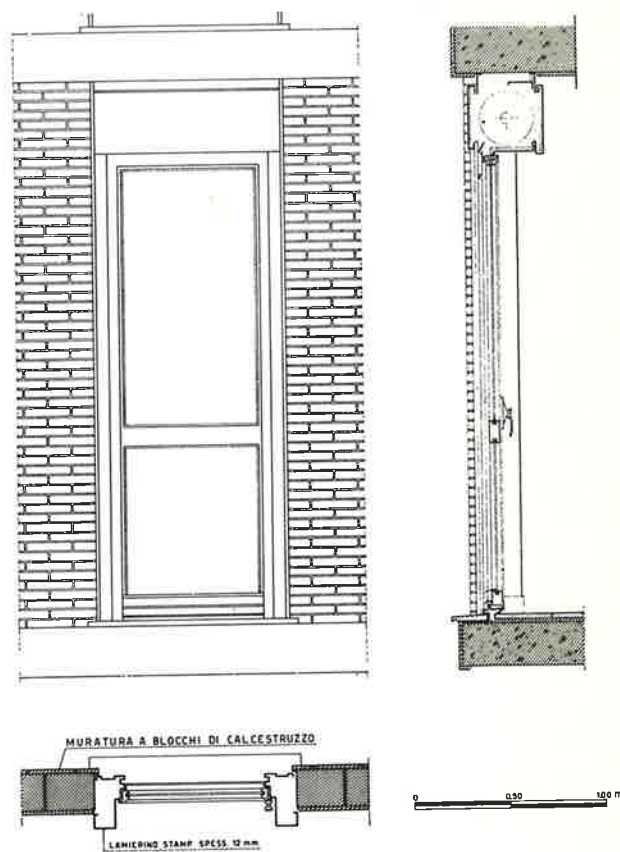


fig. 616

Vano di finestra a balcone, anche esso completamente « prefabbricato » per un edificio in cemento armato.