

EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA: DIAGNOSI E RECUPERO

Prof. Ing. Paolo Foraboschi

Dipartimento di Costruzione dell'Architettura – Università **IUAV** di Venezia
ex Convento delle Terese, Dorsoduro 2206; 30123 – Venezia. paofor@iuav.it

1. NOTE SULLA DOMANDA STRUTTURALE STANDARD

La normativa riporta la domanda standard (statica) di una struttura muraria solo nelle verifiche agli stati limite, mentre la omette nelle più diffuse — e quindi più lette — verifiche alle tensioni ammissibili; inoltre la offusca collocandola nei paragrafi relativi al calcolo, mentre la domanda riguarda anche il progetto. La moderata incisività della stesura normativa tende a originare la convinzione che la domanda di una struttura muraria coincida con quella di una struttura in C.A. o in acciaio; invece è diversa. Il risultato è che molti professionisti non hanno ben chiara la domanda strutturale cui tendono a dare risposta col consolidamento e l'adeguamento. Può allora essere utile esplicitarla.

Le costruzioni in muratura pongono una sola domanda strutturale standard: portare il carico estremo (frattile 5 ‰).

Per contro, le strutture in muratura non pongono alcuna domanda strutturale relativamente all'esercizio. Si approfondisce quest'ultimo aspetto.

Tre sono le grandezze utili per descrivere la risposta di servizio di una struttura muraria: (1) freccia; (2) massima tensione di compressione; (3) ampiezza di fessurazione.

(1) La freccia è sempre moderata nelle strutture murarie. La cosa è ovvia: le strutture murarie lavorano a sforzo normale di compressione contenuto nello spessore. Perciò la freccia è sempre inferiore al suo limite d'esercizio, e quindi la verifica alla freccia è superflua.

(2) Le punte tensionali di compressione possono micro-fessurare i letti di malta e talvolta anche i corsi di mattoni. Tali micro-fessure non pregiudicano però la risposta strutturale di servizio. Non esistendo alcun limite d'esercizio, la verifica tensionale a compressione è priva di senso. Per contro, le micro-fessure possono consistere nei prodromi dell'incipiente collasso per schiacciamento; ma in questo caso riguardano la portanza ultima, non il servizio.

(3) Le punte tensionali di trazione possono risolversi in fessure, le quali possono interessare o la malta, o i mattoni, oppure entrambi i componenti. La fessurazione non riduce la durabilità dell'opera e quindi non riguarda il servizio. Non esistendo alcun limite d'esercizio, la verifica di fessurazione è priva di senso per una muratura. Diverso è il caso del C.A., in cui la fessurazione espone l'armatura all'aria e pertanto occorre verificare che l'apertura delle fessure non sorpassi taluni limiti atti ad assicurare la dovuta durabilità.

2. NOTE SULLA CAPACITÀ STRUTTURALE STANDARD

La normativa è poco incisiva anche nel definire la capacità standard di una struttura muraria, analogamente alla domanda e per gli stessi motivi. A ciò si somma la confusione ingenerata dai calcoli convenzionali di normativa improntati sulle tensioni ammissibili. Le verifiche a rottura camuffate da verifiche tensionali delle norme potrebbero originare l'erronea convinzione che la capacità dipenda dalla resistenza a compressione e dalle punte tensionali. Può allora essere utile esplicitare la capacità standard di una muratura.

In primo luogo, la capacità deve corrispondere alla domanda, dovendo quella soddisfare questa. Per omogeneità con la domanda, pertanto, la capacità standard di una muratura è misurata dallo stato limite ultimo. Di converso, attributi capacitivi d'esercizio non sus-

sistono.

Ciò premesso, lo stato limite ultimo di una muratura è univocamente definito dal meccanismo cinematico di collasso, espresso dalla forma, e dal carico associato, detto *carico di meccanismo*. Il carico di meccanismo deve quindi sorpassare il carico estremo: questa è la verifica richiesta alle strutture murarie. L'affermazione riguarda qualsiasi muratura — paramenti, colonne, volte — purché in condizioni naturali; mentre non vale per la muratura rinforzata da apporti esterni resistenti a trazione, ove il carico ultimo può non essere di meccanismo. La figura 1 riporta tutti i meccanismi possibili delle volte in muratura: la portanza (ovvero dell'arco o della cupola) è dettata dal meccanismo più debole dei 5.

I meccanismi si possono suddividere in *articolati* e *traslazionali*.

Meccanismo articolato: assemblaggio di conci connessi da cerniere (Fig. 1). Esempi: il ribaltamento di un muro; il crollo di una volta. I conci spesso possono essere schematizzati come rigidi (1° modo di cui nel prosieguo); talvolta devono essere schematizzati come deformabili (2° modo). Le cerniere sono diverse che nei meccanismi del C.A. o dell'acciaio: ordinarie, non plastiche; collocate ai bordi delle sezioni, non sull'asse; unilaterali (ossia possono solo aprirsi ma non chiudersi), non bi-laterali.

Meccanismo traslazionale: scorrimento di una compagine rispetto al resto. Esempio: lo slittamento della parte sovrastante del piedritto rispetto a quella sottostante (didascalia di Fig. 1-c).

Il meccanismo — articolato o traslazionale — è un sistema labile. La labilità è attivata da alcune forze ed è contrastata da altre forze. Una forza è sollecitante, ovvero resistente, a seconda del suo punto d'applicazione sul meccanismo cinematico. Il carico di progetto in genere si scompone in una stesa sollecitante e in una stesa resistente. I carichi incarnano dunque due ruoli antitetici nelle murature: costituiscono sia gli enti sollecitanti sia gli enti resistenti.

Le stese di carico resistenti, non solo possono attingere qualsiasi livello, ma più sono grandi più la struttura è sicura. Di conseguenza, la portanza riguarda soltanto le stese di carico sollecitanti. Il massimo livello raggiungibile da una stesa di carico sollecitante è quello esattamente controbilanciato dalla stesa di carico resistente.

La portanza fa quindi riferimento a carichi resistenti dati. Questo punto è cruciale sia nella *pratica* sia nel *calcolo*. *Pratica*. Rimuovere le masse resistenti di una costruzione muraria sarebbe come idealmente rimuovere le armature in un elemento in C.A. o le ali in una putrella d'acciaio. Per esempio, la rimozione del rinfianco in una volta può comportarne il crollo (Fig. 1-b). *Calcolo*. Le verifiche devono adottare il carico resistente minimo. Il valore di calcolo dei carichi resistenti è quindi il livello avente probabilità 5 ‰ di essere minorato.

Assegnati i carichi resistenti, dunque, il massimo livello del carico sollecitante è di conseguenza. Quel livello definisce la portanza ultima. Un carico sollecitante maggiore è staticamente inammissibile. Difatti, l'aliquota di carico sollecitante non controbilanciata dal carico resistente converte la propria energia potenziale in energia cinetica, innescando il moto. Un livello del carico sollecitante minore di quello ultimo — che quindi non arriva a controbilanciare il carico resistente — è invece tollerabile, poiché non può perturbare la quiete della struttura. Difatti, un meccanismo cinematico non può invertire il suo verso (cerniere unilaterali).

L'equilibrio s'instaura sempre sulla deformata. Le equazioni cardinali della statica debbono quindi essere impostate sulla deformata, a rigore. La scrittura dell'equilibrio rigoroso è però ostica, poiché la posizione deformata dei carichi non è nota a-priori. In alcune situazioni, tuttavia, l'influenza della deformata sull'equilibrio è trascurabile. Qui le equazioni cardinali possono riferirsi alle forze sull'indeformata, la cui posizione è nota a-priori. Nelle altre situazioni, invece, le equazioni cardinali debbono riferirsi alle forze sulla deformata.

Le grandezze che discriminano le due situazioni sono la snellezza e l'entità dello sforzo normale: l'equilibrio deve essere impostato sulla deformata quando la loro combinazione attinge livelli elevati.

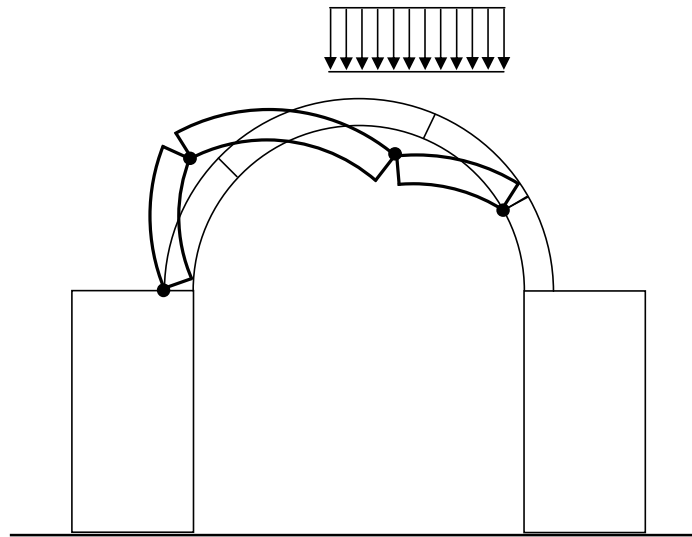


Figura 1-a. Meccanismo asimmetrico a imposte fisse: 4 cerniere alternate, estradosso-intradosso. La prima cerniera nel semi-arco meno caricato è estradosale e in genere è all'imposta.

I carichi che attivano questo meccanismo sono le stese — verticali od orizzontali sismiche — asimmetriche; soprattutto le stese tendenti al carico concentrato a un quarto della luce.

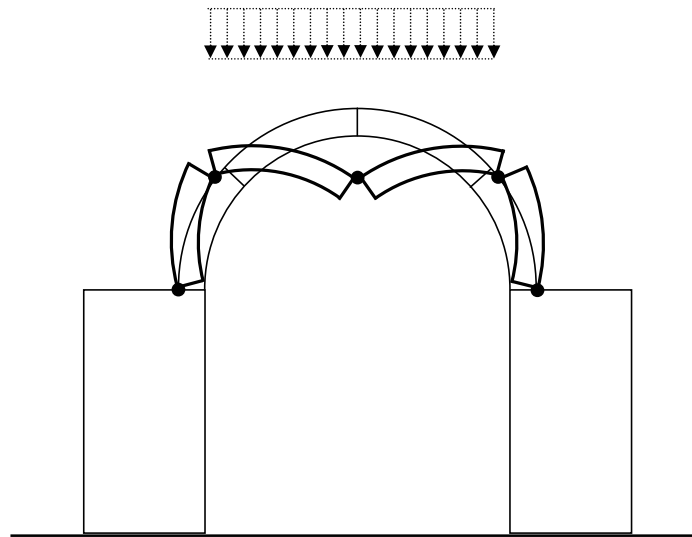


Figura 1-b. Meccanismo simmetrico a imposte fisse: 5 cerniere alternate, estradosso-intradosso. Le cerniere terminali sono all'imposta ed estradosali.

Questo meccanismo riguarda le volte con rapporto spessore/luce inferiore al minimo della tipologia. In questi casi il meccanismo s'innescia all'atto del disarmo dalle centine (la struttura non sopravvive al varo), oppure rimuovendo il rinfianco.

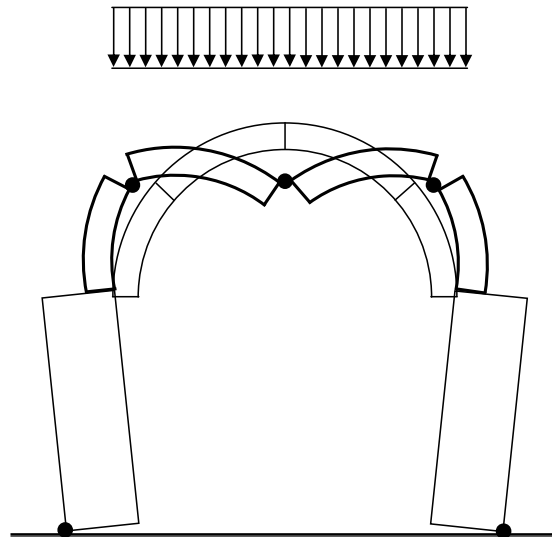


Figura 1-c. Meccanismo con apertura delle imposte: 3 cerniere nell'arco (alternate) e 2 cerniere nel piedritto (alla sua base); alternatively il piedritto può esibire un meccanismo traslazionale, anziché il ribaltante.

Questo meccanismo riguarda le volte senza catena, impostate su piedritti non-massicci; oppure le cupole senza cinturazioni, impostate su un tamburo debole e non-contraffortato. I carichi che attivano questo meccanismo sono le stese verticali distribuite attorno alla chiave.

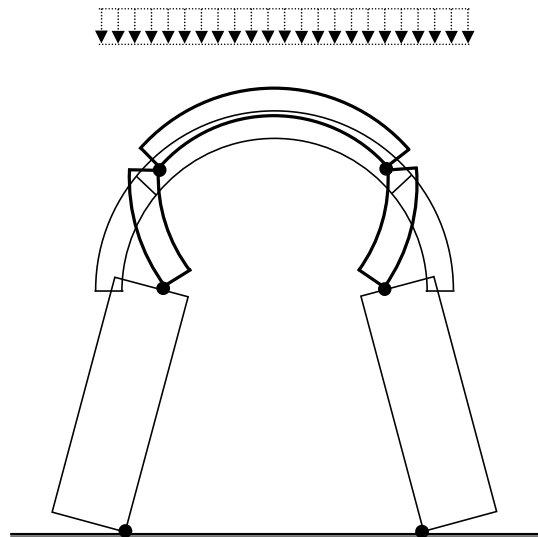


Figura 1-d. Meccanismo con chiusura delle imposte: 4 cerniere nell'arco (di cui due estradossali all'imposta, e due intradossali verso le reni), e 2 cerniere nel piedritto (alla sua base).

Questo meccanismo riguarda le volte i cui piedritti sono assoggettati a spinte laterali verso l'interno. I carichi verticali si configurano quali enti resistenti.

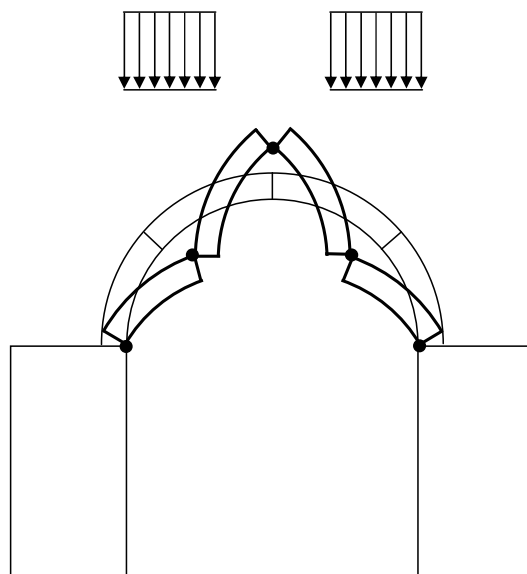


Figura 1-e. Meccanismo simmetrico a imposte fisse, con innalzamento della chiave: 5 cerniere alternate, intradosso-estradosso. Le cerniere terminali sono all'imposta e intradosso. Questo meccanismo riguarda le volte ribassate, dove è gerarchicamente inferiore al meccanismo di figura 1-b, inverso. Questo meccanismo riguarda anche molte cupole ogivali. In tali cupole la lanterna è un ente resistente. I carichi che attivano questo meccanismo sono le stese verticali attorno alle reni. Il rinfiacco delle volte è quindi un ente sollecitante.



Figura 1-f. Volta a botte, semicircolare, sperimentata in laboratorio caricandola a un quarto della luce, sino al collasso. La volta era rinforzata con tre nastri in composito larghi 60 mm, incollati lungo l'intera direttrice intradosso (lungo l'intero arco intradosso). Il rinforzo in FRP ha invertito la gerarchia delle resistenze, e quindi ha incrementato — peraltro considerevolmente — il carico ultimo. Il modo di crisi più debole della volta rinforzata è diventato il distacco del rinforzo per rottura trasversale del mattone, mentre il modo di crisi più debole della volta naturale (non-rinforzata) era il meccanismo di figura 1-a.

La snellezza effettiva di un componente murario è maggiore della snellezza percepita in quanto le sezioni trasversali tendono a parzializzarsi e la parzializzazione riduce la rigidità. Le colonne e i paramenti murari possono essere snelli, perciò, a dispetto dell'apparenza. Nelle colonne e nei paramenti, quindi, le azioni normali amplificano le imperfezioni di carico e di geometria, come pure gli effetti delle azioni laterali (orizzontali). L'amplificazione può degenerare nel meccanismo per svergolamento.

Conseguentemente, i meccanismi cinematici (articolati) della muratura possono essere suddivisi in due modi, a seconda che gli effetti della deformata sull'equilibrio siano (1°) trascurabili, (2°) ovvero essenziali. Il 1° modo riguarda: le colonne e i paramenti, assoggettati a prevalente flessione e taglio; le volte comunque caricate, eccetto quelle sottili ribassate. Il 2° modo riguarda: le colonne e i paramenti, assoggettati a prevalente sforzo normale; le predette volte sottili ribassate.

Lo stato limite definito dal 1° modo di crisi consiste nell'equilibrio ultimo delle forze sul cinematismo indeformato. Il 1° modo assume tacitamente che i conci costituenti il meccanismo siano infinitamente rigidi. Gli effetti deformativi governati dal modulo elastico sono esclusi per definizione e la resistenza a compressione non entra in gioco poiché la crisi per schiacciamento solitamente sta gerarchicamente dietro alla crisi per meccanismo. Conseguentemente, i parametri meccanici della muratura non influenzano la portanza del 1° modo.

Lo stato limite definito dal 2° modo di crisi consiste nell'equilibrio ultimo delle forze sul cinematismo deformato. Il 2° modo impone l'adozione di conci deformabili. Il modulo elastico è sostanziale ai fini della portanza del 2° modo, poiché quantifica la propensione della struttura a deformarsi. Inoltre, maggiore è il modulo elastico, maggiore è lo sforzo normale trasmesso dalle sezioni all'atto dello svergolamento. Al contrario la resistenza a compressione non influenza la portanza nemmeno del 2° modo.

3. RIFLESSI DELLA CAPACITÀ STRUTTURALE STANDARD

L'origine esclusivamente geometrica della capacità meccanica contrassegna le strutture in muratura, diversificandole dalle strutture in C.A. e in acciaio la cui capacità è invece contrassegnata anche dalle proprietà meccaniche dei materiali.

Tale affermazione è in linea sia con le tecniche costruttive storiche, sia con le teorie strutturali del passato. Per contro, l'attuale pratica professionale non sempre è in linea con tale affermazione. Molti interventi trattano le strutture murarie come se fossero strutture in C.A., mortificandole e deteriorandole. Allo stesso modo, molti metodi di calcolo usati per le strutture murarie replicano i metodi del C.A. e dell'acciaio, risultando infelici.

Per tre quarti di secolo, le Scuole d'Ingegneria hanno escluso le murature dai programmi didattici (e da quelli scientifici), preferendo insegnare le teorie e le tecniche delle strutture ex-novo. Tale cesura ha interrotto la continuità col passato. Quando il professionista si è trovato a dover trattare le murature — poiché a Scuola si insegnava il nuovo, ma l'attuale professione verte prevalentemente sul costruito — lo ha fatto con gli strumenti cognitivi che aveva.

Portatori dei maggiori pericoli sono gli strumenti di calcolo di prassi. Le analisi tensionali non hanno senso. In particolare, verificare che la massima tensione non sorpassi una certa tensione ammissibile è assurdo. Analisi che non facciano riferimento ai meccanismi (Fig. 1) non hanno senso per le murature (non-rinforzate). Nel caso degli elementi verticali, analisi che non facciano riferimento ai meccanismi deformati (svergolamento) possono essere assurde.

Al contrario, la pratica professionale fa spesso assistere a consolidamenti statici basati su analisi tensionali, condotte con codici di calcolo agli elementi finiti, il cui fine è ottenere le punte tensionali da confrontare con un limite presunto.

Non è chiaramente il metodo degli elementi finiti ad essere in discussione, il quale altro

non è che la sostituzione di un sistema di equazioni differenziali con un sistema di equazioni algebriche. È l'uso che se ne fa ad essere stigmatizzato.

Quanto sopra non vuole nemmeno affermare che i codici agli elementi finiti siano automaticamente inutili nelle strutture murarie. Gli elementi finiti sono inutili quando sono usati per le verifiche statiche. Gli elementi finiti possono invece essere proficui quando sono usati per interpretare il comportamento della costruzione (*identificazione strutturale*), come pure per indirizzare le analisi di meccanismo. Il metodo degli elementi finiti è assai utile anche nelle analisi sismiche (paragrafo 4.3).

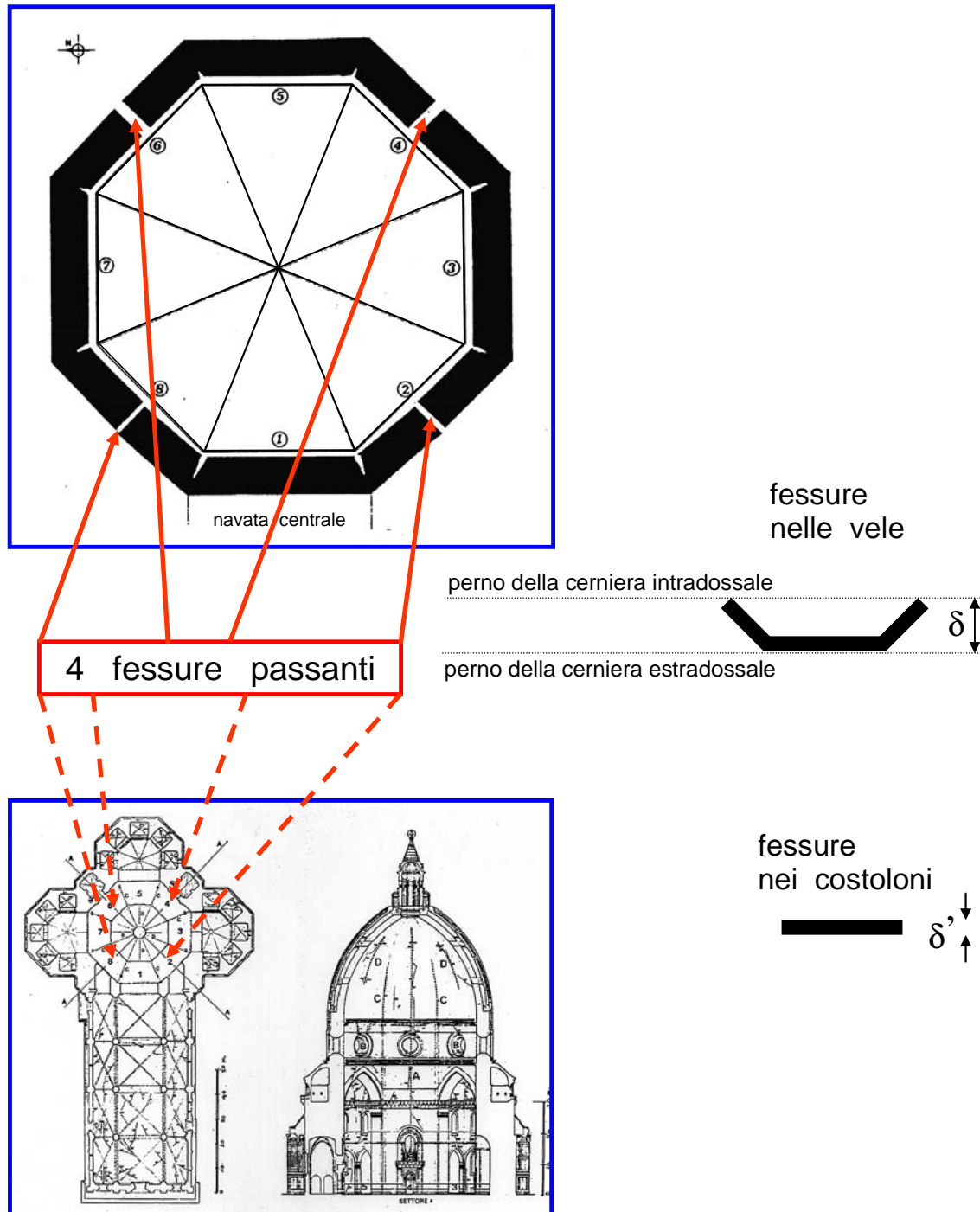


Figura 2. Cupola di Santa Maria del Fiore. Le tecniche costruttive adottate dal Brunelleschi (in particolare i filari a *corda branda*) hanno conferito ai costoloni la massima resistenza a

trazione. Le trazioni di parallelo si sono quindi convertite in fessure di meridiano nelle vele, anziché nei costoloni come invece più frequente (Fig. 3).

La cupola si è così spicchiata in archi di sezione a "C": una vela più mezza vela per parte. Se le fessure di meridiano fossero avvenute nei costoloni, invece, la cupola si sarebbe spicchiata in archi di sezione rettangolare: una vela.

Gli archi di sezione a "C" hanno uno spessore effettivo δ adeguato alla luce; inoltre scaricano una spinta tollerabile dal tamburo. Al contrario gli archi di sezione rettangolare avrebbero avuto uno spessore effettivo δ' inadeguato alla luce e avrebbero scaricato una spinta intollerabile.



Figura 3. L'immagine raffigura una volta a padiglione sperimentata caricandola sino al collasso.

Ai carichi maggiori, la volta ha esibito fessure di meridiano localizzate lungo le intersezioni delle vele (comparse per carichi lontani dal carico ultimo, mentre la fenditura nella vela vicino all'intersezione è comparsa per ultima). Le fessure lungo le intersezioni hanno spicchiato la volta a padiglione, in archi di vela. La volta a padiglione è così diventata spingente. Il carico ultimo è quindi portato da quattro segmenti arcuati: le quattro vele.

La fessurazione delle vele è l'evento cui una volta a padiglione tende naturalmente, a meno che non sia realizzata con tecniche costruttive particolari (Fig. 2).

4. ANNOTAZIONI SU DOMANDA E CAPACITÀ STRUTTURALI SISMICHE

La domanda sismica è comune a tutte le strutture. La capacità sismica dipende invece dalla tipologia strutturale.

4.1 Domanda sismica

La domanda sismica associata a uno stato limite fa riferimento a una famiglia di accelerogrammi al piede della costruzione, aventi contenuto in frequenza e durata coerenti col sito. Il massimo di ciascun accelerogramma della famiglia è fissato in coerenza statistica con il sito e con lo stato limite cui la domanda si riferisce.

I seguenti passaggi permettono di formulare la domanda sinteticamente. Ciascun accelerogramma della famiglia viene applicato a un sistema elastico, a un grado di libertà, di fissato periodo e di fissato smorzamento viscoso. Si determina la massima risposta del sistema elastico — di solito espressa in forma di accelerazione — a seguito dell'applicazione di ciascun accelerogramma. Si considerano quindi le massime risposte del sistema prodotte da tutti gli accelerogrammi della famiglia. Il massimo di tutti i massimi viene assunto come risposta sismica di un sistema elastico avente quel periodo e quello smorzamento.

La predetta serie di passaggi viene ripetuta in corrispondenza di un sistema elastico avente diverso periodo (e smorzamento). Ciascuna serie di passaggi individua un punto del diagramma avente in ascissa il periodo del sistema e in ordinata l'accelerazione di risposta elastica. Facendo variare il periodo da zero sino a valori alti (tendenti a infinito), si costruisce un diagramma, detto *spettro di risposta elastica*. La viscosità può essere contemplata mediante una formula empirica che ragguaglia l'ordinata dello spettro al valore assunto per lo smorzamento.

Lo spettro di risposta elastico fornisce l'accelerazione massima raggiunta da un sistema elastico sotto sisma, in coerenza col sito e con lo stato limite.

La domanda sismica di una costruzione civile contempla: (1) il sisma di servizio, (2) il sisma estremo (3) e la scossa sismica catastrofica (circa 1.5 volte maggiore del sisma estremo). La locuzione "sisma" intende l'intero evento: sia la scossa maggiore, sia il relativo sciame sismico. La locuzione "scossa sismica" intende il massimo episodio dell'evento soltanto (prima scossa).

(1) I sismi di servizio — tempo di ritorno, in teoria di 72 anni, in pratica di 95 anni — non debbono danneggiare né la struttura, né i componenti costruttivi non-strutturali. Si parla di *danno* sismico. Una protezione sismica avanzata deve escludere anche il danneggiamento degli impianti, specie degli edifici strategicamente importanti.

(2) I sismi estremi — tempo di ritorno di 475 anni — non debbono provocare il collasso della costruzione, laddove possono danneggiarla al punto da rendere la riparazione svantaggiosa o improbabile. Terminato lo sciame sismico, inoltre, la costruzione deve consentire lo sgombero, e non deve minacciare il crollo almeno nell'immediato.

(3) La scossa sismica catastrofica — tempo di ritorno di 2475 anni — non deve provocare il collasso della costruzione, laddove può danneggiarla al punto da comprometterne la sopravvivenza al susseguente sciame sismico, avendo però consentito l'evacuazione.

4.2 Capacità sismica generale alle strutture

L'azione sismica consiste nel trasferimento di energia, dal suolo in scuotimento alla costruzione sopra fondata. La costruzione assorbe il sisma se e solo se è in grado di dissipare l'intera energia cinetica in cui la costruzione trasforma l'energia trasferitale dal suolo. La dissipazione può essere 1- viscosa (coefficiente di smorzamento) 2- o isteretica (lavoro di deformazione anelastica).

1- La dissipazione viscosa smorza l'aliquota elastica degli spostamenti sismici. Riguardando il campo elastico, la dissipazione viscosa non comporta alcun danneggiamento strutturale. 2- La dissipazione isteretica frena l'aliquota inelastica degli spostamenti sismi-

ci. Essendo connaturata col campo post-elastico, la dissipazione isteretica comporta un danneggiamento strutturale.

Una struttura assorbe i sismi mediante una combinazione di dissipazione 1- viscosa 2- e isteretica. 1- La quota-parte di sisma assorbita per dissipazione viscosa è quella consumata dagli spostamenti elastici; ossia è quella che determina forze statiche equivalenti cui la struttura può resistere senza danneggiarsi. La massima aliquota assorbibile per viscosità è correlativa alla massima vibrazione elastica della struttura. La massima vibrazione elastica è correlativa, a sua volta, a un sistema di forze orizzontali (verticali). Il parossismo dell'aliquota sismica assorbita per resistenza, dunque, corrisponde alla massima azione orizzontale (laterale) tollerabile dalla struttura in campo elastico (ovvero della massima azione verticale). 2- La quota-parte di sisma assorbita per dissipazione isteretica è quella consumata dagli spostamenti anelastici; ossia è quella che determina cicli isteretici cui la struttura può resistere, quantunque danneggiandosi. La massima aliquota assorbibile per isteresi è correlativa al massimo della combinazione numero per ampiezza dei cicli, ammesso dalla struttura. Il parossismo dell'aliquota sismica assorbita per isteresi, dunque, corrisponde alla massima energia di deformazione anelastica erogabile dalla struttura.

La combinazione tra le due componenti dissipative può teoricamente essere stabilita dal progettista, il quale decide la frazione di una componente e pone l'altra componente di conseguenza. La stessa azione sismica può dunque essere assorbita con una minore (maggiore) resistenza più una maggiore (minore) dissipazione isteretica.

Al limite, un dato sisma può essere assorbito solo per resistenza, facendo rimanere la struttura in campo elastico. L'energia cinetica è così dissipata solo per viscosità, senza avvalersi della dissipazione isteretica connaturata col campo inelastico. La struttura non subisce danni. La costruzione non subisce danni purché la rigidezza laterale della struttura non sia troppo piccola, altrimenti si danneggiano i componenti portati.

Ovvero, un sisma può essere assorbito quasi interamente per dissipazione isteretica, facendo fuoriuscire la struttura dal campo elastico per la gran parte dell'evento sismico. L'energia cinetica è così dissipata solo per inelasticità, senza avvalersi di alcuna significativa capacità resistente alle forze. La costruzione — sia la struttura sia i componenti non-strutturali — subisce enormi danni, ma sopravvive all'evento anche in questo caso.

La dissipazione isteretica è il rovescio favorevole di un fenomeno sfavorevole: il danneggiamento. Dissipare per isteresi significa consumare energia per effetto di fenomeni degradanti: slittamenti nei reticoli molecolari, dislocazioni all'interno del materiale, microfessurazioni, fessurazioni, abrasioni, sgranamenti. Non solo. Una maggiore frazione dissipativa può rimpiazzare una minore frazione resistente, ma non può compensare gli effetti di quel decremento di rigidezza conseguente alla minore frazione resistente. Conseguentemente, la frazione dissipativa implica elevati spostamenti — assoluti e quindi relativi — della costruzione, i quali comportano il danneggiamento dei componenti non-strutturali. Per cui, maggiore (minore) è la frazione isteretica con la quale il sisma viene consumato, maggiore (minore) è il danneggiamento comportato, fermo restando la sopravvivenza della costruzione al sisma.

La compensazione della componente resistiva (dissipazione per smorzamento viscoso) con la componente isteretica (dissipazione per deformazione anelastica) è funzionale per assorbire i sismi di maggiore impegno: sisma estremo e sisma catastrofico. Conta solo che la costruzione sopporti tali sismi, non come sopravvive. Il progetto sfrutta allora il fatto che, maggiore è la componente isteretica, minore è l'onere strutturale in termini di ingombri e di costi.

La compensazione della componente resistiva con la componente isteretica non è invece funzionale ai fini dell'assorbimento dei sismi di servizio. La costruzione deve infatti assorbire i sismi più frequenti senza danneggiarsi; non basta che sopravviva all'evento. Il livello del sisma sino al quale garantire l'assenza di danneggiamento è il risultato di un bilancio tra oneri di costruzione — ingombri e costo — e oneri di riparazione sismica lungo

la vita di servizio.

Il progetto deve allora considerare che una fissata aliquota del sisma di maggiore impegno è assorbita per capacità resistente alle forze, mentre l'aliquota rimanente è assorbita per capacità dissipativa isteretica.

Osservato che la capacità sismica è data dalla composizione della dissipazione viscosa e isteretica, occorre definire un metodo atto a trattare tali due componenti. L'ipotesi di seguito esposta consente di governare tali comportamenti in una struttura in C.A. o in acciaio.

Alla struttura data si associa un sistema indefinitamente elastico, a un grado di libertà, avente periodo proprio pari al periodo fondamentale della struttura (a pari smorzamento). Si considera un certo sisma, definito dal suo accelerogramma. Si applica tale accelerogramma al sistema elastico a un grado di libertà. Si considera quindi lo spostamento massimo prodotto da tale accelerogramma. Si denomina *elastico* tale spostamento.

Interessano gli effetti prodotti dal sisma considerato sulla costruzione data. Si suppone che la struttura, sottoposta all'accelerogramma sismico, esibisca una risposta strutturale contenuta nel campo elasto-plastico. Si assume cioè che nessun componente strutturale sconfini nel ramo repentinamente degradante della propria risposta azione–spostamento. Per cui, alcuni elementi sono in campo elastico mentre gli altri sono in campo plastico, sotto il sisma considerato. Al limite, l'intera struttura è in campo plastico. L'essenziale è che il sisma considerato non determini alcuna rottura, come pure che non faccia percorrere, ad alcun componente strutturale, il ramo sensibilmente degradante della risposta azione–spostamento.

Si considera il massimo spostamento strutturale dovuto all'azione dell'accelerogramma sulla costruzione data. Si denomina *anelastico* tale spostamento.

L'ipotesi è la seguente. Il massimo spostamento anelastico coincide col massimo spostamento elastico.

Conseguenza dell'ipotesi. Si consideri un sisma, espresso dall'accelerogramma. Il massimo spostamento elastico della struttura prodotto da tale accelerogramma è immediatamente ricavabile, stante la linearità. Si imprima alla struttura uno spostamento pari al massimo spostamento elastico predetto. Se tale spostamento impresso mantiene tutti i componenti strutturali in campo elasto-plastico, la costruzione sopporta il sisma.

L'ipotesi assunta è del tutto in linea col senso fisico. (I) La fase elastica è drasticamente più rigida della fase elasto-plastica. La maggiore rigidità comporta minori spostamenti sismici. (II) La fase elasto-plastica è drasticamente più dissipativa della fase elastica, poiché tale è la dissipazione isteretica rispetto alla dissipazione viscosa. Per di più la fase elasto-plastica amplifica assai meno l'accelerazione sismica al piede della costruzione, poiché l'amplificazione cala al crescere del periodo (a parte la zona iniziale dello spettro) e il periodo si abbatte in fase elasto-plastica, essendo associato alla rigidità tangente. La maggiore capacità dissipativa e la minore amplificazione comportano minori spostamenti sismici. Tanto maggiori sono le escursioni plastiche dalla risposta rispetto al limite elastico, dunque, tanto maggiori sono le dissipazioni e tanto minore è l'energia sismica trasferita dal suolo all'edificio; per contro, tanto minore è la rigidità con la quale la struttura si oppone al moto. E viceversa.

Tirando le somme, gli effetti tendono a compensarsi: (II) il massimo spostamento anelastico tende a coincidere con (I) il massimo spostamento elastico.

Occorre precisare il grado di attendibilità dell'ipotesi. Essa è realistica per strutture aventi periodo fondamentale maggiore del periodo dominante del sisma (o quantomeno delle amplificazioni dovute al sisma). Se il periodo fondamentale della struttura è minore del periodo dominante del sisma, gli spostamenti anelastici sono moderati, ma moderata è pure l'amplificazione. In questo intervallo di periodi, i due spostamenti differiscono, ma l'errore è comunque percentualmente piccolo. L'ipotesi rimane quindi sostenibile. Se il periodo fondamentale della struttura è invece nell'intorno del periodo dominante del sisma

(e/o delle amplificazioni dovute al sisma), l'ipotesi è meno realistica in senso non-conservativo: gli spostamenti anelastici tendono a maggiorare gli spostamenti elastici (l'equivalenza sarebbe su base energetica). L'ipotesi comporta comunque un errore accettabile e quindi può rimanere viva anche in tali casi.

Due sono gli stati elasto-plastici possibili all'acme dello spostamento. (a) La plasticità è esibita dalle strutture orizzontali mentre le escursioni plastiche delle strutture verticali sono, al più, moderate: la costruzione sopravvive allo sciame sismico, oltre che alla singola scossa massima. Questo stato è confacente per assorbire il sisma estremo. (b) La plasticità è esibita anche dalle strutture verticali, le quali sconfinano largamente in campo plastico: la costruzione sopravvive alla scossa che ha dato luogo allo spostamento anelastico, ma nessuna garanzia può essere fornita circa la sua sopravvivenza allo sciame sismico. Questo stato rappresenta il limite per assorbire la scossa catastrofica.

In definitiva, l'ipotesi di uguaglianza tra spostamento anelastico ed elastico consente di governare la risposta sismica di una costruzione, tenendo conto sia della capacità resistente sia della capacità isteretica. L'ipotesi consente dunque di rimpiazzare un calcolo elasto-plastico (quindi non-lineare) con un più semplice calcolo elastico (quindi lineare).

4.3 Capacità sismica di una struttura in muratura

La capacità sismica di una muratura deriva, oltre che dalla geometria, dalle caratteristiche meccaniche — ivi compreso la resistenza a trazione — diversamente dalla capacità standard che invece deriva solo dalla geometria. Il ruolo decisivo delle proprietà meccaniche comporta che la capacità sismica di una muratura debba essere quantificata avvalendosi anche della meccanica dei solidi deformabili, diversamente dalla capacità standard.

Più nello specifico, la componente della capacità che assorbe il sisma per resistenza alle forze (dissipazione viscosa) viene determinata mediante analisi tensionali lineari. Ciò semplifica il calcolo; ma solo purché l'analisi sismica sia in grado di determinare l'altra componente della capacità, ossia quella che assorbe il sisma per dissipazione isteretica (inelasticità). Tale componente è misurata dal fattore di struttura, q .

Sul piano dei fatti, dunque, l'analisi sismica di una muratura può essere condotta per via dinamica modale, mediante un codice di calcolo agli elementi finiti; o anche per via statica-lineare (pure in questo caso spesso occorre un codice di calcolo). Si ribadisce che l'attendibilità di un tale calcolo lineare è la diretta conseguenza dell'attendibilità con cui il fattore di struttura q è stimato.

Quanto sopra è del tutto in linea con l'analisi sismica di una qualsiasi struttura; ma solo nelle generalità. La capacità dissipativa isteretica della muratura presenta cinque aspetti peculiari, che connotano il progetto e l'analisi nella sostanza.

I- La dissipazione del C.A. e dell'acciaio deriva dalla fase plastica, per la quasi totalità. Al contrario, le murature non sono dotate di una significativa fase plastica. Questa lacuna sembra additare le murature quali strutture poco dissipative.

Le realtà è invece diversa. La risposta inelastica di una muratura esibisce fessurazioni, abrasioni, sgranamenti, frizioni, dislocazioni di blocchi e giunti. Tali comportamenti consumano una considerevole quantità di energia, pur non essendo ascrivibili a plasticità (quest'ultima consistente, come noto, in slittamenti nei reticoli molecolari e in dislocazioni, all'interno del materiale) e pur non essendo tutti ciclicamente reversibili (la fessurazione non è ciclica, per sua stessa definizione). I suddetti comportamenti garantiscono una consistente capacità dissipativa inelastica, in ragione della quale anche le strutture murarie possono assorbire una considerevole parte del sisma per dissipazione isteretica.

La ricerca scientifica non ha ancora pienamente definito — e nemmeno compreso — le capacità dissipative delle murature. In particolare non è stato ancora stabilito se l'ipotesi di uguaglianza del massimo spostamento elastico e anelastico valga anche per le murature.

II- Il collasso di una costruzione è la desinenza di un meccanismo cinematico. Un meccanismo presuppone la labilità. La labilità implica l'isolamento sismico della costruzione dal suolo. Il terreno cessa dunque di trasferire energia alla costruzione, durante lo stato di meccanismo.

III- Una costruzione in muratura che ha attinto la condizione di meccanismo differisce sensibilmente da una costruzione in C.A. o in acciaio anch'essa in condizione di meccanismo.

Il meccanismo di una costruzione muraria si attiva ed evolve senza implicare alcun sensibile degrado. Più nel dettaglio, il degrado è modesto se in campo elastico i maschi murari si deformano in condizione di mensola. Se i maschi si deformano in condizione di doppio incastro, invece, la fessurazione determina una decurtazione di portanza anche del 50 % (mediamente del 25 ÷ 35 %). Ma poi il degrado evolve assai lentamente e quindi la portanza rimane pressoché costante per un'amplissima escursione (la curva "forza orizzontale – spostamento orizzontale" ha derivata prima negativa, ma prossima a zero e pressoché costante).

Il meccanismo di una costruzione in C.A. o in acciaio implica un apprezzabile livello di degrado già per innescarsi; per evolvere, poi, implica un degrado progressivamente crescente e quindi la portanza si abbatte repentinamente (la suddetta curva ha derivata prima decisamente negativa, e progressivamente calante).

In conclusione, la capacità sismica di una costruzione in muratura può avvalersi anche di una cospicua fase di meccanismo, diversamente della capacità sismica di una costruzione in C.A. o in acciaio dove invece il meccanismo s'innesci quando la gran parte della capacità è ormai compromessa.

IV- Le capacità dissipative di una muratura, e ancor più le capacità isolanti, comportano, e presuppongono, profondi ed estesi plessi fessurativi e implicano dislocazioni nonché crisi locali.

Nelle murature, la dissipazione isteretica provoca un danneggiamento strutturale molto più accentuato che nel C.A. e nell'acciaio. La differenza è particolarmente marcata ai livelli bassi e moderati di dissipazione.

V- Gli edifici in muratura non presentano l'ossatura portante e i tamponamenti portati delle costruzioni in C.A. e in acciaio: struttura e tamponamenti coincidono. Parimenti, il danneggiamento strutturale e il danneggiamento dei tamponamenti (della costruzione) coincidono.

Si tirano le somme dei cinque punti suesposti. Su base empirica si è portati a ritenere che le capacità dissipative delle murature siano consistenti (I punto). Su base teorica, però, la questione presenta ancora molte incognite e comunque prove a tutt'oggi non ce ne sono. Conviene cautelativamente assumere che le strutture murarie abbiano una minore capacità dissipativa rispetto alle strutture in C.A. e in acciaio. Tale posizione prudenziale comporta una maggiorazione dello spostamento anelastico. Però, l'isolamento sismico connaturato con la fase di meccanismo tende a minorare lo spostamento anelastico (II punto).

La labilità di un meccanismo murario è da intendersi in senso tecnico. In realtà, lo spostamento rigido di un componente murario non può avvenire liberamente, ma comporta una certa dissipazione. Ciò riduce l'isolamento sismico dell'elemento (II punto); però mantiene vive talune capacità dissipative (I punto). La condizione reale di meccanismo aggiunge dunque da una parte ma toglie dall'altra, allo spostamento anelastico.

Tutto considerato, il massimo spostamento elastico e anelastico possono essere ipotizzati uguali anche per le strutture murarie, almeno in prima battuta. La muratura ammette dunque l'ipotesi, ma sotto la condizione di avvalersi della fase di meccanismo: la sola dissipazione può non bastare. D'altronde, questa condizione è accettabile, poiché la fase di

meccanismo non è degradante nella muratura (III punto).

La posizione è duale rispetto al C.A. e all'acciaio, dove la fase di meccanismo non serve perché l'ipotesi sia valida (I punto); e non potrebbe essere altrimenti, poiché la fase di meccanismo è considerevolmente degradante nel C.A. e nell'acciaio e come tale non può essere sfruttata (III punto).

Una costruzione può tollerare interruzioni d'uso e danni con un tempo di ritorno non minore della sua vita utile; inoltre l'inagibilità deve durare per un tempo ragionevole.

Questa esigenza impone che il sisma di servizio non danneggi i paramenti, poiché tale danno causa la temporanea inagibilità della costruzione (o di una sua parte). Come anticipato a proposito della domanda, dunque, le murature debbono rispettare lo *stato limite di danno*, al pari del C.A. e dell'acciaio. Questo stato limite, essendo d'esercizio, pone i requisiti prestazionali sismici delle murature in dissimmetria rispetto ai requisiti prestazionali standard.

Per inciso, le strutture esistenti contemplano un terzo stato limite sismico, rivolto alla scossa catastrofica; stato che le strutture ex-novo sottintendono.

La risposta sismica di servizio di una costruzione in C.A. o in acciaio può esibire una certa dissipazione isteretica, purché moderata e purché con tempo di ritorno di qualche decennio. Le capacità dissipative del C.A. e dell'acciaio sono infatti in forma di plasticità, ed esibire una minima plasticità non comporta alcun danno apprezzabile alla struttura; del resto anche l'assorbimento dei pesi propri implica inevitabilmente la plasticizzazione strutturale. La normativa controlla la plasticità d'esercizio limitando il fattore di struttura, il quale è sempre inferiore a 7.5 (in pratica non eccede $5.9 \div 6.5$).

La risposta sismica di servizio di una costruzione muraria non può invece esibire alcuna dissipazione isteretica, perché la dissipazione coincide con un rilevante danno strutturale (IV punto), il quale a sua volta coincide col danneggiamento di quei tamponamenti (V punto) che lo stato limite di danno si propone di mantenere integri.

Una costruzione muraria deve quindi sopravvivere al sisma d'esercizio solo per resistenza (dissipazione viscosa), senza chiamare in causa la dissipazione inelastica (isteretica).

4.4 Qualche commento all'Ordinanza sismica n° 3274

Le nuove normative portano la protezione sismica a un livello adeguato, laddove le vecchie normative proteggono insufficientemente dai terremoti. Questa prerogativa deriva dalla nuova zonazione, più realistica di quella precedente; ma deriva anche da metodi avanzati per il progetto e la verifica delle costruzioni civili, più confacenti a governare il comportamento sismico delle strutture rispetto ai metodi delle precedenti normative. Questo vale particolarmente per il C.A., il C.A.P. e l'acciaio. Invece, il capitolo sulle murature è ancora immaturo in taluni passaggi.

La versione cogente dell'Ordinanza impone un fattore di struttura di valore modestissimo alle murature. Tale valore sembra sostenere la posizione secondo cui l'assenza di una fase plastica penalizza notevolmente la capacità dissipativa delle murature.

L'Ordinanza applica le analisi statiche non-lineari delle murature in modo tale da ammettere tacitamente l'ipotesi di uguaglianza del massimo spostamento elastico e anelastico, conformemente al C.A. e all'acciaio. Tale posizione implicitamente assegna, alle murature, una capacità dissipativa paragonabile a quella delle strutture in C.A. e in acciaio, e quindi cospicua.

Le due posizioni sono in contraddizione. Riguardo al fattore di struttura, le murature possiedono buone capacità dissipative e quindi meritano un fattore di struttura maggiore. In effetti, l'aggiornamento dell'Ordinanza, al momento in bozza, rivede questo aspetto, esibendo fattori di struttura decisamente superiori rispetto alla versione attuale. Riguardo alle analisi statiche non-lineari, si è osservato che l'ipotesi di uguaglianza del massimo spostamento elastico e anelastico è sostenibile per le murature, però a patto che la capacità

sismica includa la fase di meccanismo. Però, l'Ordinanza sismica non contempla adeguatamente la fase di meccanismo delle murature; difatti limita lo spostamento massimo di un maschio murario e limita il calo della portanza di un maschio murario rispetto al picco di portanza. Senonché tali limiti sono entrambi incongruenti con la fase di meccanismo. La muratura non può dunque sfruttare proficuamente la fase di meccanismo, secondo l'Ordinanza sismica.

Un ulteriore inconveniente deriva dai metodi di calcolo della prassi, i quali sottostimano drasticamente gli spostamenti laterali dei pannelli. Conseguentemente, i limiti dello stato di danno, ancorché abbastanza credibili, non proteggono adeguatamente le murature dal danno sismico.

Un altro aspetto criticabile è la legge dei maschi murari consigliata per le analisi non-lineari: comportamento elastico – perfettamente plastico; quindi legge forza – spostamento di tipo bi-lineare, con secondo ramo orizzontale. In realtà, il ramo post-elastico è governato dalla rigidità delle fasce di piano e dalla consistenza dei pannelli di nodo. Nella maggioranza dei casi queste sono elevate al punto da comportare un ramo fessurato calante. Talvolta, le fasce di piano sono esili e i pannelli di nodo deboli; il ramo fessurato è crescente in questi casi.

La legge forza-spostamento del maschio presenta dunque i seguenti 3 rami:

- 1) *elastico*; questo ramo è crescente sino alla massima forza esplicabile in condizione integra;
- 2) *propagazione delle fessure*; questo ramo esibisce un andamento dipendente dalla geometria e dalla resistenza a trazione dei componenti, e termina con l'innesco del meccanismo cinematico;
- 3°) *meccanismo*; questo ramo è debolmente calante (non-linearità geometrica).

La legge elastica – perfettamente plastica può comportare sensibili errori nei risultati, oltre a essere concettualmente infondata.

5. NOTE SULLA SICUREZZA STRUTTURALE DELLE MURATURE

Le peculiarità della domanda e della capacità caratterizzano il progetto di consolidamento e di adeguamento.

5.1 Azioni standard

Il fatto che le murature siano governate da leggi geometriche spiega perché le costruzioni murarie non abbiano avuto bisogno di teorie meccaniche per percorrere la loro formidabile storia; come pure, perché lo sviluppo della meccanica strutturale abbia sempre ricevuto pochi stimoli finché non sono comparsi l'acciaio da carpenteria e il C.A. .

I manufatti murari seguono leggi che possono essere agevolmente intuite e perfezionate sul campo, e che possono essere facilmente tramandate. Queste conoscenze empiriche costituivano la perizia dei costruttori del passato (Figg. 2-3).

Le volte permettono di esemplificare il concetto. Esiste un rapporto limite superiore tra la luce e lo spessore, per ciascuna tipologia voltata. Per esempio, tale rapporto vale circa 19.5 nell'arco semicircolare, ovvero nella volta a botte non rinfiata (Fig. 1-b). Un arco con un rapporto luce diviso spessore superiore a 19.5 non può essere disarmato dalle centine. Gli archi con un rapporto superiore a 19.5 — peraltro assai numerosi — furono disarmati solo dopo aver gettato il rinfianco. Il rinfianco non può essere rimosso in tali volte, ovviamente. La minima profondità di rinfianco necessaria per disarmare la struttura, rapportata alla freccia dell'arco, dipende solo dal predetto rapporto tra la luce e lo spessore. Anche il livello minimo di rinfianco, dunque, segue una legge geometrica.

Lo spessore della calotta è un multiplo dei lati del mattone. Conviene allora ragionare a parità di spessore. La portanza della volta è tanto maggiore, quanto minore dell'unità è il rapporto tra la luce effettiva divisa la massima luce consentita dallo spessore. Il rinfianco

aumenta molto la luce massima consentita dallo spessore, e quindi diminuisce il predetto rapporto.

Pure il rapporto altezza diviso spessore del piedritto esibisce un limite superiore, se la volta non presenta la catena all'imposta (Fig. 1-c); e anche tale limite dipende dal rapporto luce diviso spessore della calotta. Questa correlazione non è l'unica dipendenza che governa la meccanica del piedritto, ma è una delle principali. Ad ogni modo le altre correlazioni sono governabili con i pesi e con i bracci di leva, e quindi sono riconducibili alla geometria.

Tutte le volte geometricamente simili garantiscono la medesima sicurezza. Pertanto, un singolo caso concreto funge da modello a infiniti casi. Una volta può essere realizzata ignorando i limiti dei rapporti che ne governano la portanza. Basta riprodurre gli stessi rapporti geometrici delle volte esistenti. Una volta in scala — maggiore o minore — rispetto a una volta esistente garantisce la portanza; per di più consente di essere realizzata reiterando la medesime tecniche costruttive.

La storia delle costruzioni è contrassegnata da tale aspetto. I costruttori del passato generalmente procedevano per similitudine con l'esistente. Talvolta, qualche costruttore ardito realizzava invece un manufatto che non replicava l'esistente, concependo così un'opera innovativa. Se il prototipo sopravviveva al varo, tale costruzione diventava un nuovo modello, duplicabile nella prassi.

Rispetto ai costruttori del passato, meno brillanti sono quei moderni strutturisti che correlano la portanza delle murature ai parametri meccanici, in particolare alle tensioni, reiterando acriticamente procedure progettuali e calcolative proprie delle costruzioni in C.A. e in acciaio.

Le costruzioni in C.A. e in acciaio si pongono in posizione diversa. Tali costruzioni sono governate da leggi meccaniche, oltre che geometriche. Non seguendo la proporzione geometrica, il comportamento delle strutture in acciaio o in C.A. non può essere acquisito soltanto sul campo. L'esperienza, il cui ruolo è comunque imprescindibile, deve integrarsi alla teoria. Non è un caso che il progresso della meccanica strutturale abbia ricevuto il maggiore impulso con l'avvento delle strutture in acciaio e in C.A. .

Quanto sopra spiega perché la sola geometria permette di governare le murature. Quanto sopra non giustifica invece l'automatica sussistenza delle condizioni di sicurezza strutturale per le costruzioni storiche.

Le volte si prestano ancora per approfondire l'ultimo concetto su espresso, fermo restando la sua generalità. I costruttori del passato affermavano che, se una volta sopravvive al disarmo, essa garantisce la staticità per i secoli a venire. L'affermazione non è corretta. Non lo è per le strutture voltate e ancor meno lo è per le strutture verticali.

Pure ai giorni nostri, invero, si assiste ad atteggiamenti analoghi sulle costruzioni storiche. Talvolta le posizioni vengono addirittura esasperate affermando che i manufatti giunti ai giorni nostri, non solo testimoniano la felice concezione costruttiva con la sopravvivenza al varo, ma pure certificano un'abbondante capacità strutturale con il lungo stato di servizio, arrivando addirittura ad asserire che l'evoluzione naturale ha selezionato il costruito al punto che l'esistente è automaticamente idoneo alla fruizione attuale. Tali prese di posizione sono sconsiderate.

Si ritorna all'esempio delle strutture voltate, ma si potrebbe adottare un qualsiasi altro esempio. Se è vero che il disarmo rappresentava il momento di maggiore criticità, è anche vero che la portanza di una volta dipende dai succitati enti geometrici. Molte strutture voltate avevano una portanza sufficiente per auto-sostenersi e per portare i carichi permanenti, ma avevano una moderata portanza ai sovraccarichi accidentali. Tali volte, o sono state cementate da sovraccarichi onerosi, e quindi sono collassate; oppure sono ancora in servizio, e quindi rappresentano un pericolo.

L'affermazione è in linea con la storia delle costruzioni. I fallimenti strutturali di volte da lungo tempo in servizio, ancorché minoritari rispetto ai successi, sono stati comunque in

numero non trascurabile. Già questo smentisce l'idea che il rischio strutturale si esaurisca all'atto del varo: le costruzioni giunte ai giorni nostri non possono essere dichiarate sicure a-priori.

A ciò si aggiunge l'adattamento del costruito alle esigenze attuali. L'uso moderno prevede quantomeno carichi maggiori che in passato. I carichi moderni possono impegnare le strutture esistenti a un livello mai raggiunto in passato: livello che può essere intollerabile.

Inoltre l'uso moderno implica frequentemente modifiche architettoniche. La moderna configurazione può causare stese di carico diverse che in passato: distribuzioni non-simmetriche ovvero concentrazioni di carico, alla cui sopportazione le costruzioni murarie sono meno avvezze. Come pure, può determinare riduzioni della capacità strutturale: aperture praticate nelle murature, rimozione di paramenti o di catene, eliminazione di masse permanenti.

L'uso moderno sottintende quindi un nuovo cimento strutturale alle costruzioni storiche. Conseguentemente, l'adattamento delle costruzioni storiche agli usi moderni comporterebbe una nuova selezione naturale, se condotto senza analisi preventive. Una nuova selezione naturale del costruito sarebbe ovviamente in antitesi con l'istanza di protezione civile, ancor prima che con l'istanza conservativa. La meccanica delle murature offre quell'alternativa alla selezione naturale che non esisteva in passato. Il costruito deve quindi essere strutturalmente verificato a fronte dell'uso e degli adattamenti attuali, e — nel caso — deve essere adeguato.

5.2 Azioni sismiche

Le resistenze meccaniche, specie quella a trazione, recitano un ruolo importante nella sismica. L'influenza della resistenza è governabile solo mediante la meccanica strutturale. Perciò, il comportamento sismico delle costruzioni in muratura non è governabile esclusivamente con la geometria e soprattutto non è governabile affatto con criteri di proporzione con l'esistente.

A ciò si aggiunge che il tempo di ritorno dei sismi distruttivi è superiore alla vita media dell'uomo, soprattutto del passato. Pertanto, i costruttori non arrivavano a formarsi conoscenze empiriche atte a realizzare costruzioni antisismiche.

La mancanza di criteri costruttivi antisismici ha interdetto la sopravvivenza a una rilevante frazione delle costruzioni storiche. Ciò non significa che le costruzioni arrivate ai giorni nostri abbiano soltanto approfittato di fortunate coincidenze costruttive. Una costruzione muraria realizzata secondo le regole dell'arte ha maggiore probabilità di sopravvivenza anche ai terremoti di maggiore impegno, benché tali regole non contemplino esplicitamente la sismica.

La longevità di un edificio non comprova l'attuale adeguatezza sismica. Molti edifici storici sono sismicamente inadeguati pur avendo attraversato i secoli. L'affermazione rimane valida pure per gli edifici sopravvissuti a sismi anche violenti. Tre sono le ragioni.

- (1) Una costruzione può essere arrivata ai giorni nostri senza aver sopportato azioni sismiche onerose, sebbene la sua zona sia stata investita da terremoti violenti.
 - (1-a) Un'elevata magnitudo del sisma non comporta necessariamente un'accelerazione parimenti elevata al piede della costruzione. Una cosa è l'energia rilasciata durante il terremoto, la cui misura è appunto la magnitudo. Ben altra cosa è l'azione sismica al piede. Questa dipende del terreno attraversato dal terremoto, che funge da filtro alle onde sismiche nel loro tragitto dall'ipocentro al piede. Ragion per cui lo stesso terremoto può comportare un'azione impegnativa in un sito e meno impegnativa in un altro sito della stessa zona.
 - (1-b) Un'elevata accelerazione al piede della costruzione non comporta necessariamente una parimenti elevata sollecitazione nella struttura. Una cosa è l'azione sismica, la cui misura è appunto espressa dall'accelerogramma al piede. Ben altra cosa è la sollecitazione indotta dall'azione sismica sulla co-

struzione. La sollecitazione sismica dipende infatti da 3 ulteriori circostanze.

- (1-b-I) Contenuto in frequenza dell'accelerogramma rapportato alle prime frequenze naturali della costruzione. La stessa azione sismica può produrre effetti esiziali in certe tipologie (per esempio su edifici bassi), ed effetti moderati in altre tipologie (per esempio su edifici alti).
 - (1-b-II) Durata del sisma. Dieci-quindici secondi in più possono essere fatali.
 - (1-b-III) Direzione della componente orizzontale al piede. Lo stesso accelerogramma — stessa intensità, stesso contenuto spettrale e stessa durata — sulla stessa costruzione può avere effetti distruttivi in una direzione, mentre effetti moderati in un'altra direzione.
- (2) Il naturale invecchiamento del costruito implica che, a sopportare lo stesso sisma, ora vi sia un edificio più debole che nei secoli addietro.
- (3) Le masse attuali possono essere maggiori che in passato, o peggio distribuite.

Insomma, l'edificio può essere sopravvissuto a sismi violenti in senso generale, ma non particolarmente impegnativi per l'edificio stesso. Non per questo un sisma oneroso per l'edificio è da escludersi in futuro.

6. COSTRUZIONI IN MURATURA: INTERVENTI

La meccanica delle murature supporta quattro tipologie di consolidamento statico e/o di adeguamento sismico, più due tipologie di adeguamento sismico; per contro non giustifica tipologie diverse.

Tipologie valide per il consolidamento statico e/o l'adeguamento sismico.

(1^a) Modifica dei carichi rispetto al meccanismo che detta la portanza

Le forze cui il meccanismo comporta un lavoro positivo costituiscono gli enti sollecitanti della struttura muraria; le forze cui il meccanismo comporta un lavoro negativo costituiscono gli enti resistenti. Il punto di applicazione di una forza sul meccanismo decreta dunque la natura sollecitante ovvero resistente della forza. Una tecnica di consolidamento e di adeguamento emerge spontaneamente da tale osservazione. La portanza strutturale può essere incrementata aggiungendo masse resistenti o sottraendo masse sollecitanti; oppure convogliando i carichi al meccanismo talché questi si configurino come enti sollecitanti di livello minore che nella configurazione originaria, o al limite come enti resistenti.

La modifica dei carichi sul meccanismo può essere *diretta* o *indiretta*.

Diretta: incremento delle masse costruttive che danno luogo a carichi resistenti; diminuzione delle masse costruttive che danno luogo a carichi sollecitanti.

Esempi: sistemazione di un rinfianco più profondo, oppure di un impalcato — a seconda — più pesante o più leggero.

Indiretta: trasferimento dei carichi in punti più favorevoli del meccanismo.

Esempi: modifica dell'orditura di un solaio (Fig. 4); spostamento in pianta di un muro, traslandolo o ruotandolo (Fig. 5), oppure di un solaio portato da un arco (Fig. 6); irrigidimento delle strutture orizzontali (Fig. 7).

Il meccanismo, nella sua globalità (meccanismo dell'edificio), implica il cinematismo di alcune strutture, mentre può lasciare rigidamente indeformate altre strutture. Il consolidamento statico o l'adeguamento sismico possono allora consistere nel trasferimento dei carichi sollecitanti alle strutture escluse dal cinematismo.

Questa tipologia d'interventi — sia l'applicazione diretta sia quella indiretta — produce consistenti benefici strutturali al prezzo di una moderata invasività architettonica.

Questa tipologia può anche subentrare di riflesso, come effetto collaterale di un intervento appartenente a un'altra tipologia. Gli irrigidimenti, in particolare molti interventi della 3^a tipologia, tendono a modificare la posizione dei carichi sul meccanismo e possono

comportare ricadute decisamente negative (Figg. 8-9). Gli interventi sul costruito debbono allora essere vagliati anche in questa prospettiva. Tali contraccolpi negativi sono spesso il risultato di una progettazione alle tensioni ammissibili, alla quale sfugge il ruolo sollecitante ovvero resistente dei carichi e che non contempla per definizione i meccanismi.

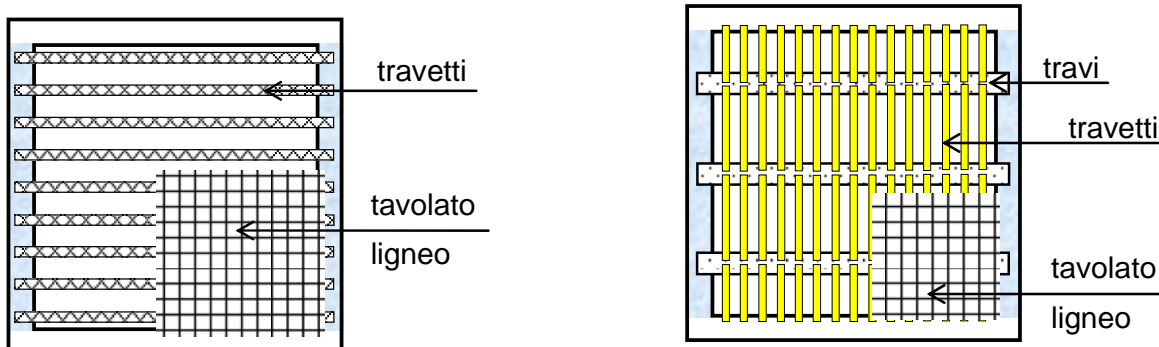


Figura 4-a. Due tipologie di solaio con impiantito in tavolato ligneo.

Sinistra: orditura primaria in travetti (punteggiati). *Destra:* orditura primaria in travi (punteggiate) e orditura secondaria in travetti (inscuriti).

Entrambe le tipologie di solaio appoggiano su due muri (ombreggiati) dei quattro. I predetti muri porta-solaio sono controventati da due muri ortogonali. Quest'ultimi non contribuiscono a portare il solaio. Più nello specifico, anche i muri di controvento ricevono una certa reazione verticale dall'orditura secondaria: alla tipologia di sinistra la trasmette il tavolato, e alla tipologia di destra la trasmettono i travetti delle strisce di bordo. Tali reazioni verticali sono tuttavia trascurabili.

I quattro muri sono ammassati tra loro e quindi formano un involucro chiuso.

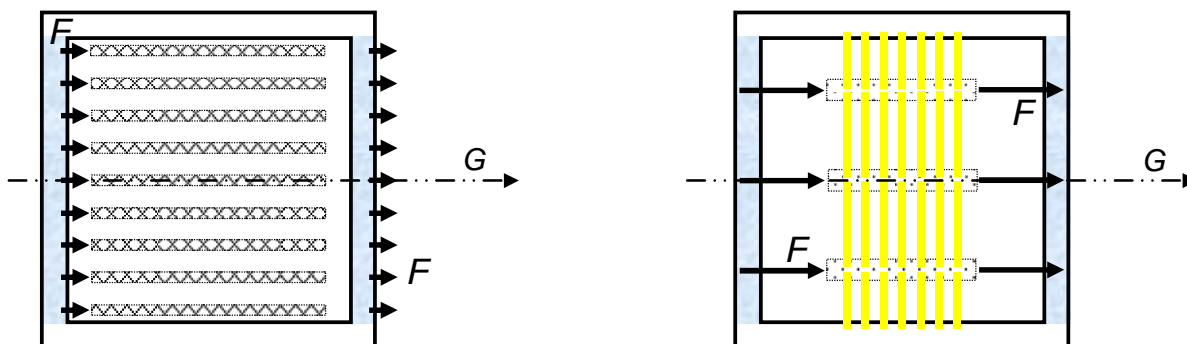


Figura 4-b. La struttura è investita da un'azione sismica ortogonale ai muri porta-solaio (e quindi parallela ai muri di controvento). La vibrazione sismica dell'impalcato è staticamente equivalente alla forza di piano G (vettore con linea tratto-punto).

La forza di piano G viene trasferita dall'impalcato ai muri porta-solaio (ombreggiati). La trasmissione avviene attraverso le teste dei travetti — solaio di sinistra — e delle travi — solaio di destra — appoggiate sulla sommità dei muri. Conseguentemente, il trasferimento di G si esplica mediante l'insieme di forze F .

L'intensità delle forze è costante in ragione dell'ipotesi di masse uniformemente distribuite sul solaio. Si supponga, a titolo d'esempio, che le masse siano localizzate al centro del solaio. In questo caso, la forza sismica è localizzata nella mezzeria del contorno superiore del muro, poiché il solaio è pressoché labile nel proprio piano a meno dell'opposizione data dalle strutture secondarie.

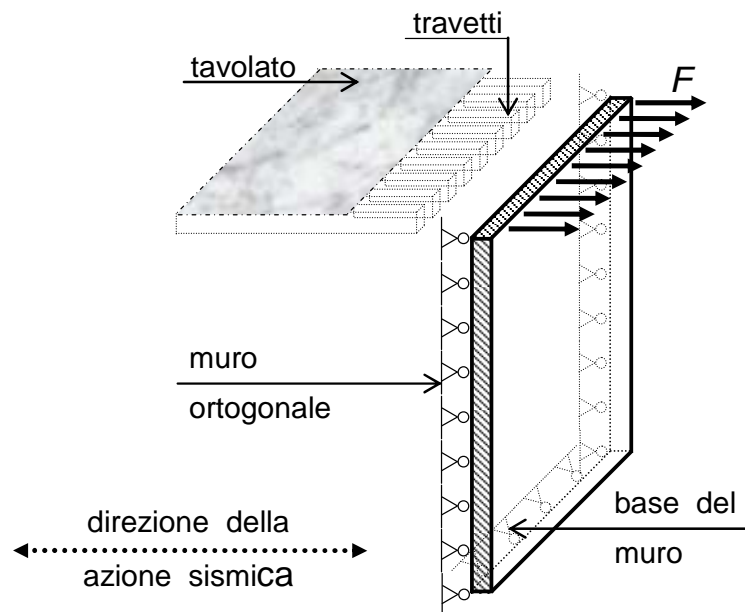


Figura 4-c/1°. La forza sismica di piano G comporta l'insieme di forze orizzontali, F , scaricate sulla sommità del muro dalla testa dei travetti. Le forze F sono ortogonali al muro porta-travetti. Il muro porta-travetti è controventato, in verticale dai muri ortogonali, e in orizzontale — a seconda — dalla fondazione, oppure dall'impalcato inferiore. Il muro porta-travetti è quindi vincolato su tre lati ed è assoggettato a forze (assimilabili a un carico uniformemente distribuito) dirette ortogonalmente al muro stesso e applicate sul contorno libero.

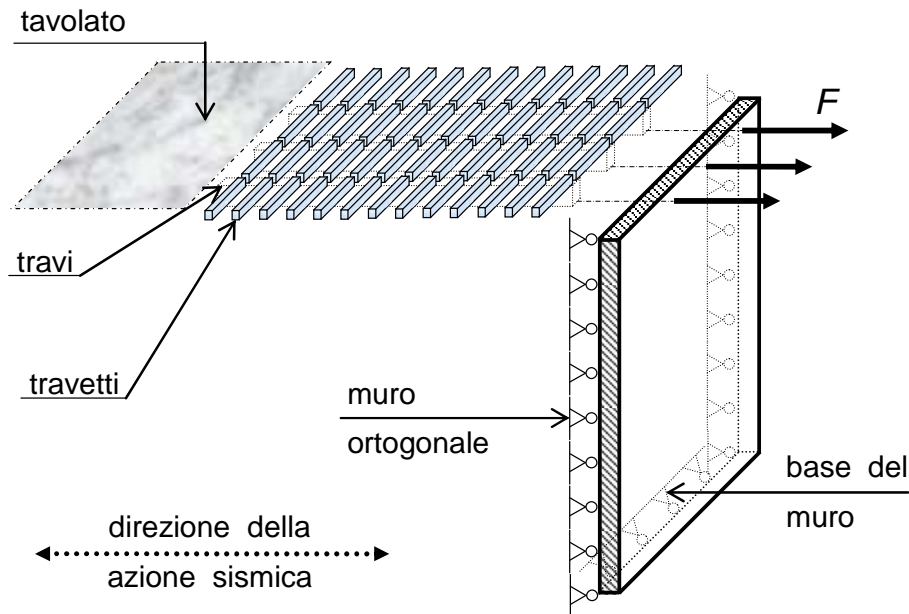


Figura 4-c/2°. Rispetto al caso $c/1^\circ$, il vincolamento è il medesimo; inoltre, il carico è ancora applicato sul contorno libero, ma è costituito da tre forze concentrate anziché da un carico assimilabile ad uniforme. Nella sostanza, tuttavia, il comportamento del muro è simile al caso $c/1^\circ$.

Un carico trasversale ad un muro vincolato su tre lati tende a indurre un comportamento a piastra. Il comportamento a piastra comporta sostanziali stati di trazione. Quando il muro deve evocare la propria capacità sismica fuori dal piano, il plesso fessurativo è esteso. Conseguentemente, la resistenza a trazione della muratura è marginale ai fini della capacità portante fuori dal piano.

In conclusione, la capacità portante del muro per azioni fuori dal proprio piano deriva unicamente dallo spessore del muro stesso e dalle forze coinvolte dal meccanismo.

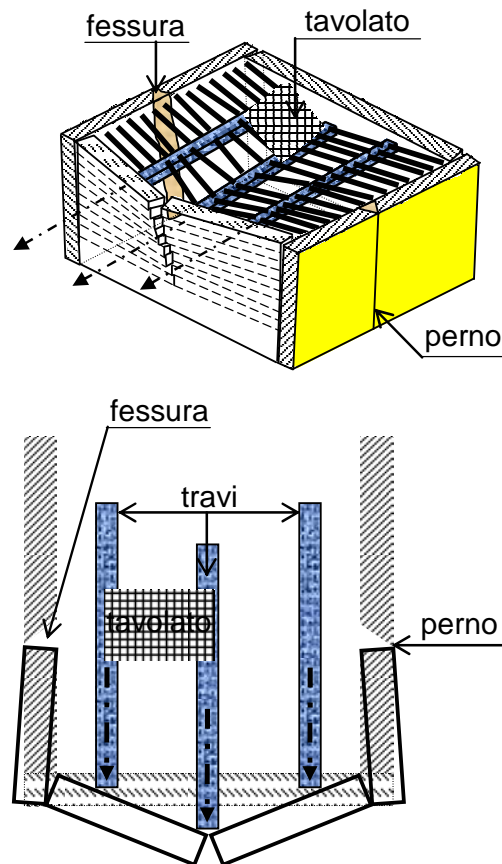


Figura 4-d. Le due figure tratteggiano il classico meccanismo che detta la portanza del muro per un'azione fuori dal piano, disegnato per il caso $c/1^{\circ}$: in tridimensionale a sinistra; in pianta a destra. La figura illustra il meccanismo più oneroso per il muro. La trave spinge il muro d'appoggio da un lato (e perde l'appoggio del muro dall'altro lato), in conseguenza della forza sismica orizzontale di piano. La spinta delle travi fuori dal piano, unitamente all'inerzia del muro stesso, determinano il ribaltamento di tale muro porta-solaio (mentre l'altro muro porta-solaio può preservare la verticalità).

Il meccanismo del muro fuori dal piano coinvolge il paramento nella sua bi-direzionalità. Anche per questo, la portanza del muro alle forze sismiche fuori dal piano risulta essere quantomeno apprezzabile, benché non derivi da un funzionamento a piastra inflessa. Sennonché, il meccanismo di ribaltamento fuori dal piano interdice la portanza delle strutture verticali, innescando il crollo dell'edificio. Lo stato limite presidiato dal meccanismo fuori dal piano può quindi essere posto a sentinella del sisma catastrofico, ma non può essere evocato dal sisma di progetto (tempo di ritorno di circa 500 anni).

Tirando le somme, il meccanismo fuori dal piano garantisce un'apprezzabile portanza, ma al prezzo del crollo dell'edificio. Frequentemente, i solai che scaricano la forza sismica di piano solo su due muri richiedono l'adeguamento.

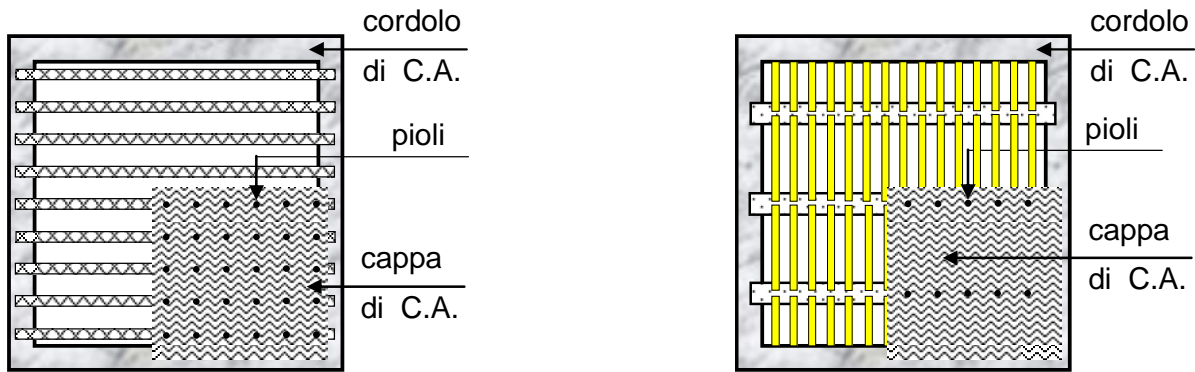


Figura 4-e. Una cappa di C.A. (campitura ondulata) viene gettata sui solai di cui in figura *a*, solidarizzandola — a seconda — ai travetti, ovvero alle travi (con pioli di connessione) e al tavolato. Un cordolo di C.A. (ombreggiato) viene inoltre gettato sulla sommità dei quattro muri, solidarizzandolo alla cappa, ai muri e alle teste degli elementi orizzontali, mediante barre di cucitura. Lo scopo del getto è di irrigidire il solaio nel piano e di solidarizzare il solaio a tutti e quattro i muri al contorno.

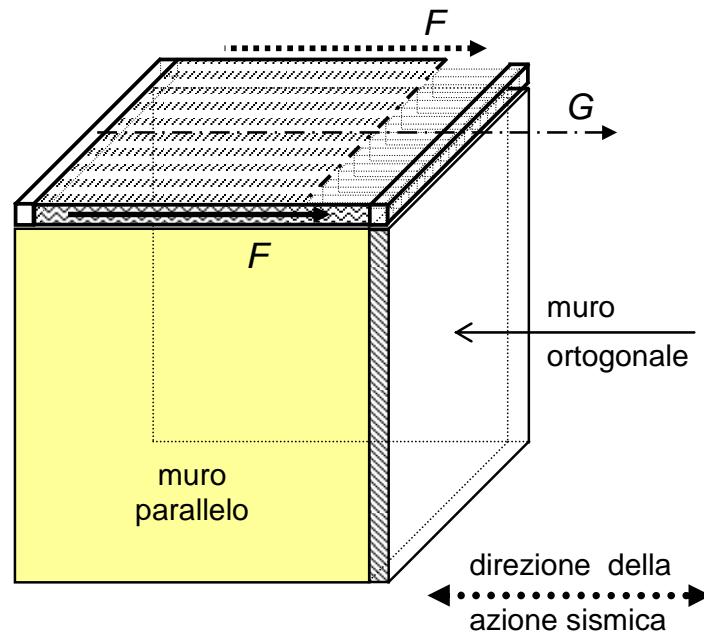


Figura 4-f/1°. La struttura è investita da un'azione sismica avente la medesima direzione dei casi *b*, *c*, *d* (doppia freccia in linea forte, punteggiata). La vibrazione sismica dell'impalcato è staticamente equivalente alla forza di piano *G* (vettore con linea tratto-punto). L'impalcato è assimilabile a infinitamente rigido nel proprio piano, grazie alla cappa; inoltre è solidarizzato a tutti e quattro i muri al contorno, grazie al cordolo e alle cuciture di quest'ultimo. Conseguentemente, l'impalcato scarica la forza sismica di piano *G* sui muri

più rigidi, dei quattro. I muri più rigidi sono quelli che assorbono le forze nel proprio piano. Conseguentemente, il trasferimento di G si esplica mediante l'insieme di forze F . Le forze sismiche F generate dalla forza G sono dunque applicate sulla sommità dei muri paralleli alle forze stesse (paramento ombreggiato e paramento opposto, punteggiato). Per contro, i muri costituenti la sede d'appoggio delle teste dei travetti vengono sollecitati da una frazione marginale della forza sismica d'impalcato, essendo ortogonali a tale forza. La cappa e il cordolo in C.A. dirigono quindi la forza sismica ai muri che la assorbono nel piano, divergendola dai muri che invece la assorbono fuori dal piano.

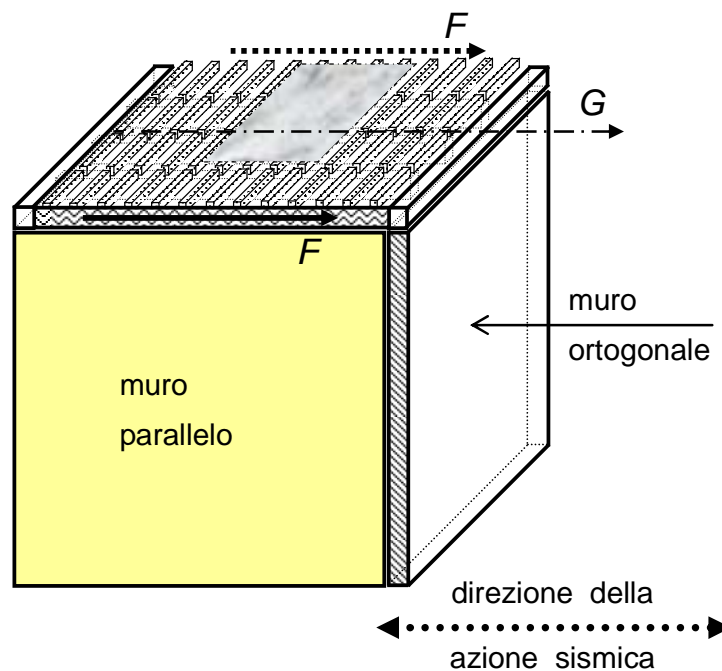


Figura 4-f/2°. La struttura è investita dall'azione sismica la cui direzione è indicata dalla doppia freccia in linea forte, punteggiata. Il solaio (figura e) è rigido nel piano e solidarizzato alle sommità di tutti e quattro i muri d'appoggio. Conseguentemente il solaio scarica l'azione sismica di piano ai muri paralleli all'azione sismica. Pertanto la forza sismica di piano viene assorbita dai muri dotati della maggiore resistenza, come pure della maggiore capacità dissipativa. Nessun muro è quindi interessato da forze ortogonali al proprio piano, in questo schema; nessun muro tende quindi a ribaltare fuori dal piano quando il solaio è irrigidito nel piano e solidarizzato ai muri.

In definitiva, l'intervento sul solaio — cappa e cordolo in C.A. — ha migliorato drasticamente la portanza sismica delle strutture murarie verticali.

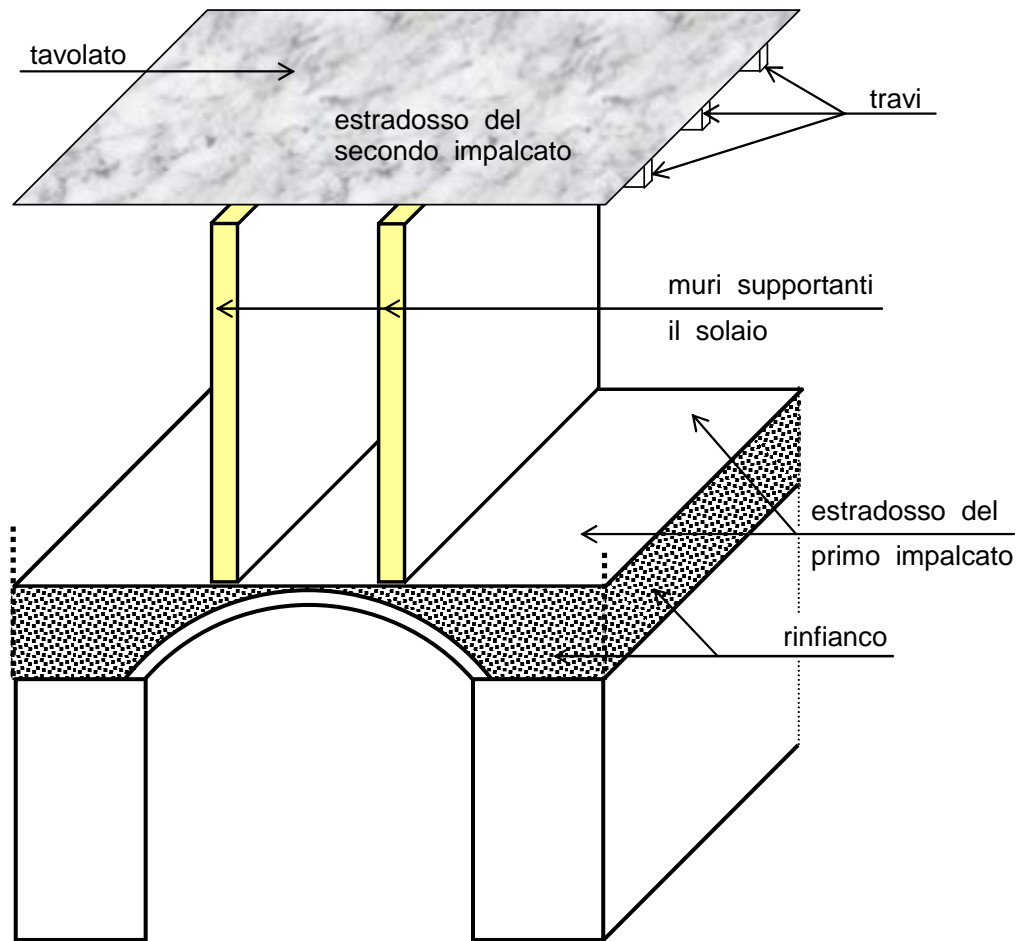


Figura 5-*a*. Edificio a due impalcati. Il primo impalcato è voltato: volta muraria a botte, ribassata, rinfiata. Il secondo impalcato è un solaio a travi e tavolato ligneo. Il secondo impalcato è portato da due muri ortogonali alle travi del solaio. I due muri supportanti il secondo impalcato poggiano sull'estradosso del primo impalcato, orditi parallelamente alle generatrici della volta. Oltre a supportare il primo impalcato, dunque, la volta a botte porta i due paramenti supportanti il secondo impalcato. I piedritti della volta sono massicci; ovvero la volta è incatenata all'imposta.

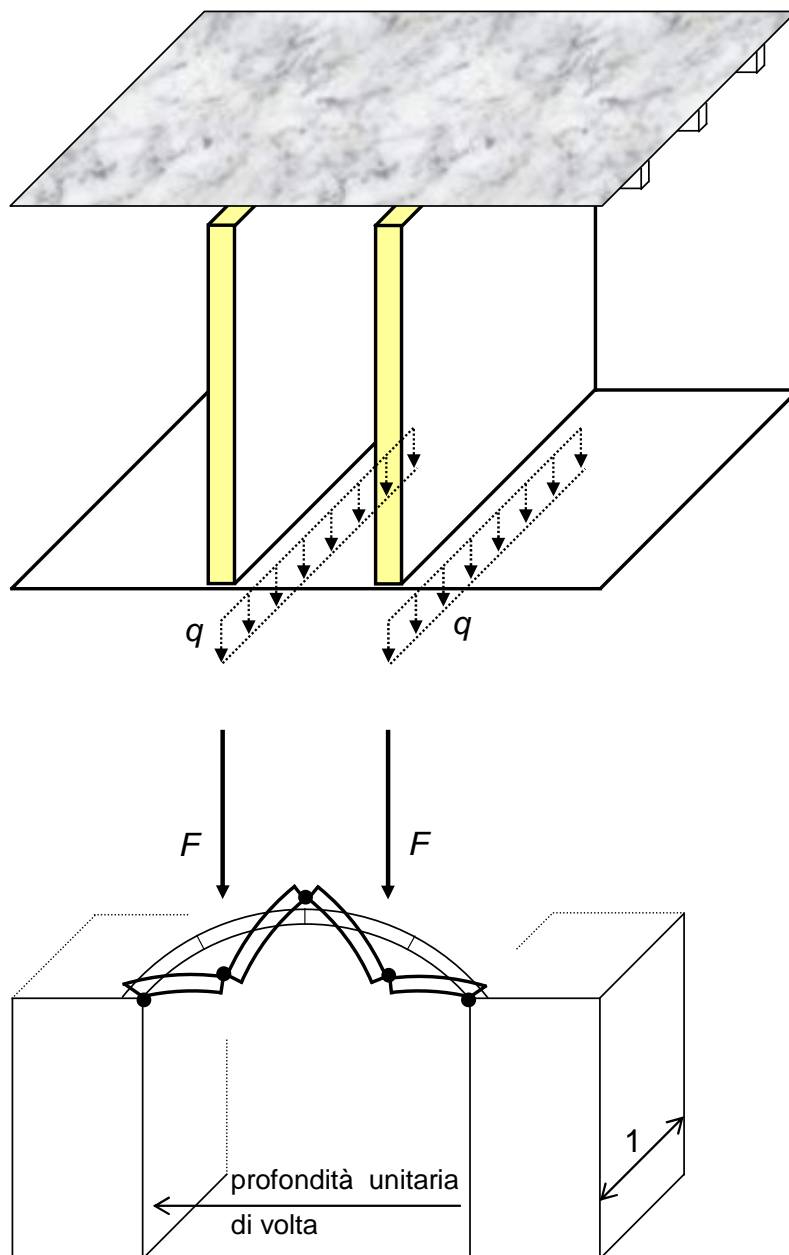


Figura 5-*b*. I piedritti massicci collocano il meccanismo per apertura delle imposte (Figura 1-*c*) a un livello gerarchico elevato. L'eventuale catena all'imposta interdice il predetto meccanismo.

Il livello gerarchico inferiore è quindi detenuto dai meccanismi simmetrici a imposte fisse. Tali meccanismi presentano 5 cerniere tutte nella volta, di cui la terza in chiave. Due sono le forme a imposte fisse, duali nella posizione estradossale ovvero intradossale delle cerniere. La cerniera in chiave è all'intradosso nella prima forma (Figura 1-*e*), mentre è

all'estradosso nella seconda forma (Figura 1-b). Dunque, il meccanismo portante esibisce l'innalzamento della chiave e per converso l'abbassamento delle reni, se la portanza è dettata dalla prima forma; esibisce invece l'abbassamento della chiave e per converso l'innalzamento delle reni, se la portanza è dettata dalla seconda forma.

Una precisazione. La prima forma occupa un livello gerarchico elevato nelle volte a tutto sesto e come tale non viene contemplata. Questa forma scende però di livello gerarchico nelle volte ribassate e quindi deve essere presa in considerazione al pari della seconda forma. È la stesa di carico a decretare quale delle due forme detti la portanza dell'arco e della volta ribassati.

I carichi permanenti e i sovraccarichi accidentali del secondo impalcato comportano una reazione distribuita lungo la base d'appoggio di ciascun muro (stese in tratteggio). Tale reazione può essere assimilata a un carico uniformemente distribuito, q . La stesa di carico sulla volta deriva quindi dalla geometria in pianta dei muri porta-solaio. I due muri porta-solaio sono paralleli alle generatrici della volta. La predetta reazione q si scarica quindi lungo le generatrici alle reni della volta.

La profondità in pianta della volta è pari alla lunghezza in pianta dei muri. I muri orditi secondo le generatrici coinvolgono quindi l'intera profondità della volta nella portanza. Lo schema considera la striscia di volta di profondità unitaria. Tale striscia unitaria di volta riceve due forze concentrate, F , dove F è la risultante della frazione di q stesa lungo la profondità unitaria considerata.

Le due forze F sono applicate nei punti cui il meccanismo fa compiere il massimo abbassamento. Questa configurazione geometrica dei muri rappresenta quindi la tipologia maggiormente sollecitante per la volta muraria.

Si osserva, benché ovvio, che l'apposizione di una catena all'imposta della volta (ovvero la tesatura, nel caso in cui la catena già esista) non determina alcun incremento di portanza, poiché la portanza è dettata da un meccanismo a imposte fisse.

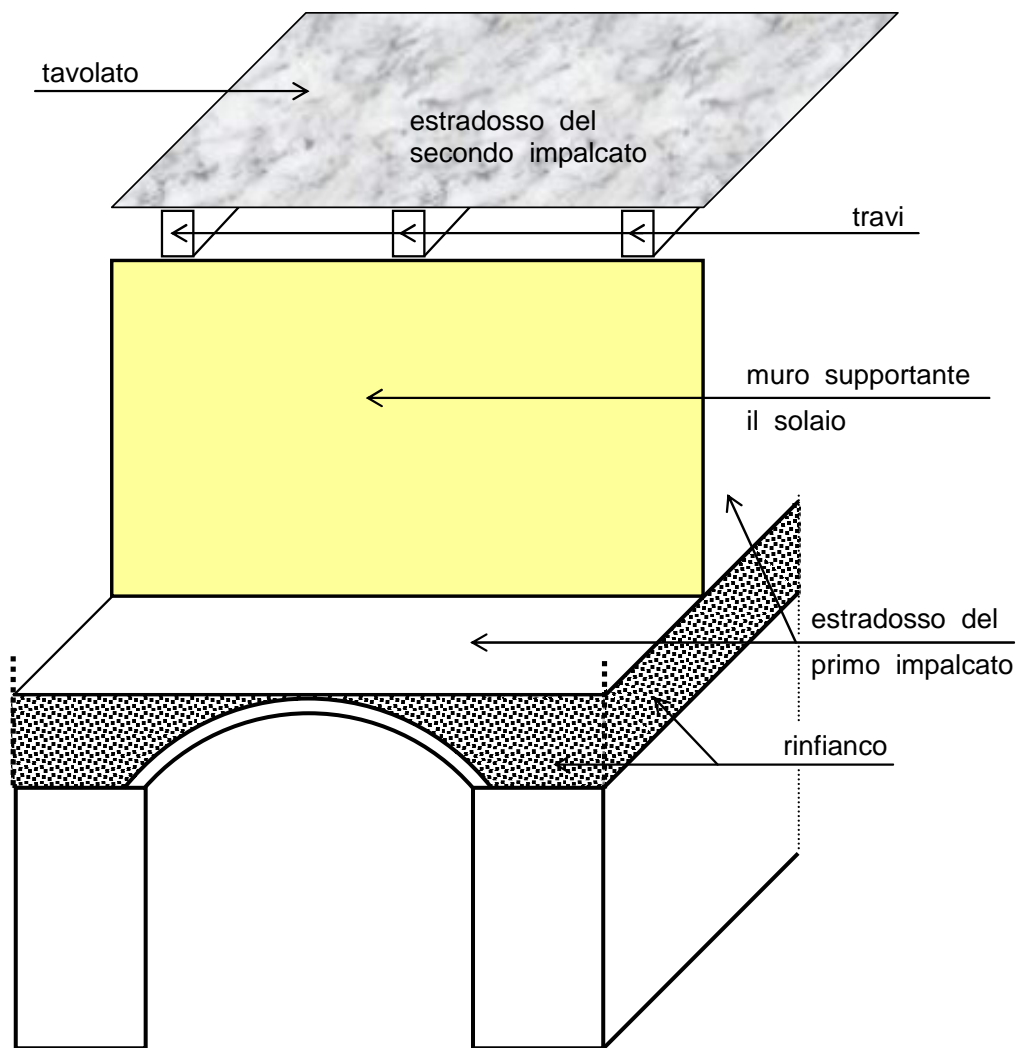


Figura 5-c. Il secondo impalcato è sempre portato da muri — uno o più d'uno — ortogonali alle travi del solaio, poggiati sull'estradosso del primo impalcato. In questo caso, però, i muri porta-solaio sono orditi parallelamente alle direttrici della volta, ossia ortogonalmente alle generatrici (e le travi del solaio sono ordite parallelamente alle generatrici della volta).

I piedritti della volta sono massicci anche in questo caso; ovvero la volta è incatenata all'imposta.

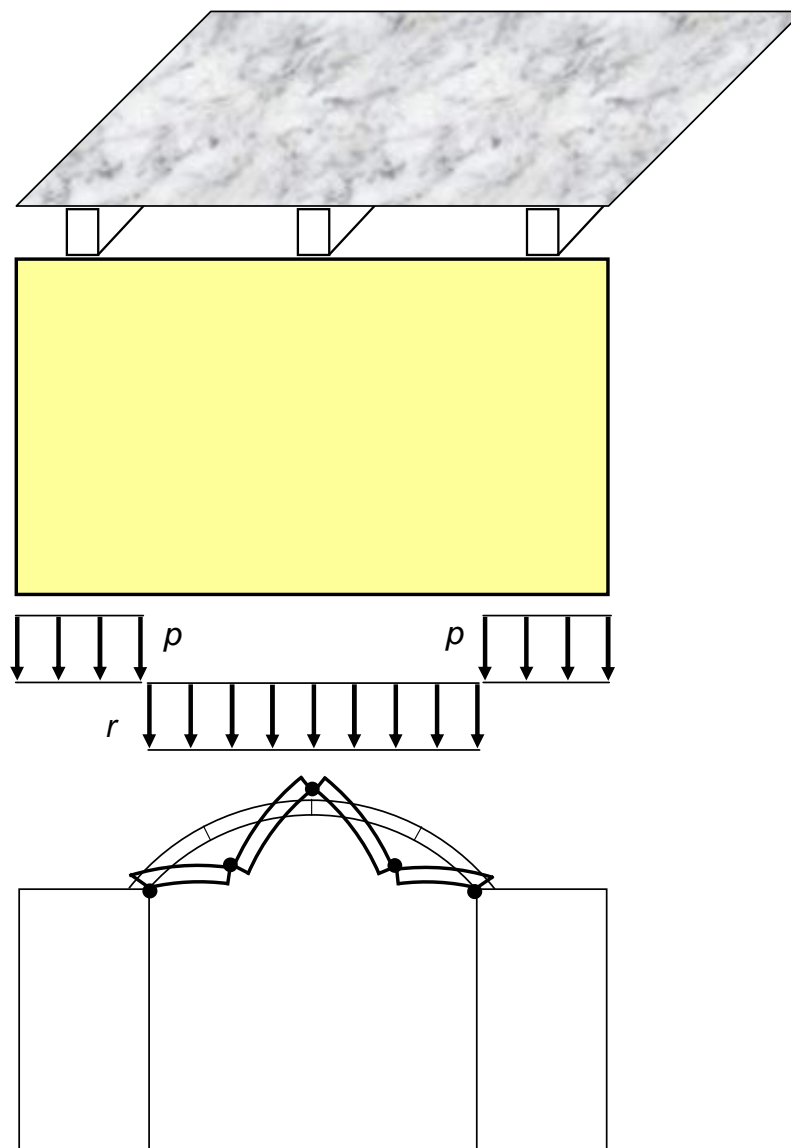


Figura 5-d. I muri porta-solaio sono ortogonali alle generatrici della volta. La reazione di ciascun muro, assimilabile a un carico uniformemente q , è quindi parallela alle direttrici della volta.

Tale reazione è scomponibile nelle stese p ed r : la stesa r si scarica lungo la sottostante direttrice della volta, mentre le due stese p si scaricano sui piedritti.

La profondità in pianta della volta è pari allo spessore in pianta dei muri. I muri orditi secondo le direttrici non coinvolgono quindi l'intera profondità della volta nella portanza. Si ricorda, al riguardo, che il comportamento ultimo delle strutture in muratura interdice la ripartizione delle azioni, come conseguenza di un quadro fessurativo cui consegue l'isolamento trasversale delle compagini. Coerentemente, la volta può essere scomposta in un insieme di archi paralleli, tra loro indipendenti, ciascuno portante i carichi direttamente applicati sul proprio estradosso, senza ricevere apprezzabili contributi dagli archi limitrofi.

Il calcolo della portanza deve quindi riferirsi all'arco più caricato.

L'azione scaricata dalla parete sulla volta si avvale allora di una sola ripartizione trasversale significativa: la diffusione originata dal rinfiando e dal sottofondo dell'impiantito. Lo schema considera l'arco la cui profondità è quella determinata dalla predetta ripartizione originata dal rinfiando e dal sottofondo. Tale arco riceve il carico q . La profondità dell'arco fissa i pesi della volta che partecipano alla portanza di q .

Il carico uniforme q è steso, in parte su segmenti di estradosso cui il meccanismo comporta un abbassamento, in parte su segmenti di estradosso cui il meccanismo comporta un innalzamento. In questa tipologia di volta, i carichi sollecitanti solitamente sorpassano i carichi resistenti, ma di poco. Questa configurazione geometrica del muro sollecita quindi moderatamente la volta muraria.

Rispetto alla configurazione delle figure a/b , conseguentemente, questa configurazione planimetrica del muro comporta un carico sollecitante assai minore e un carico resistente maggiore. La rotazione in pianta dei muri portati dalla volta rappresenta quindi una tecnica per rendere staticamente idoneo l'impalcato.

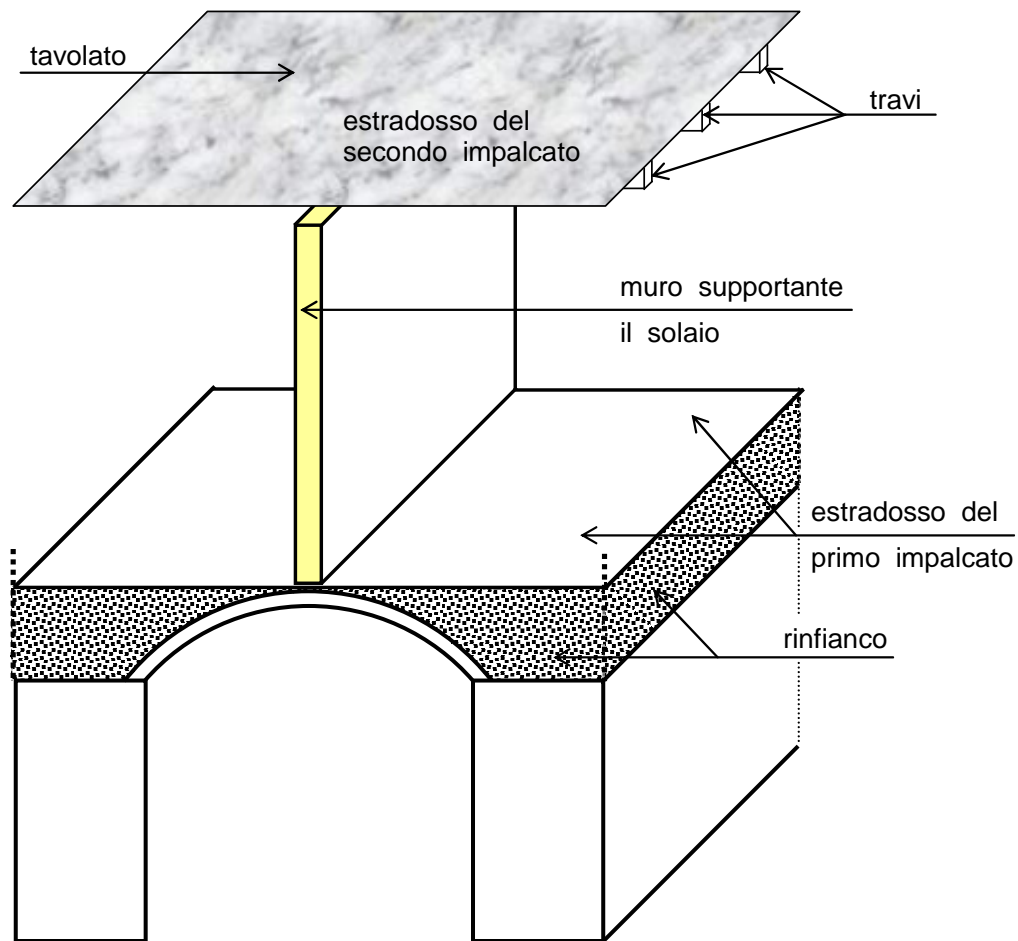


Figura 5-e. Il secondo impalcato è sempre portato da un muro ortogonale alle travi del solaio, poggiato sull'estradosso del primo impalcato. In questo caso, come in figura *a*, il muro è ordito parallelamente alle generatrici della volta; ossia il muro porta-solaio è ortogonale alle direttrici. Rispetto al caso *a/b*, dunque, l'orditura è la medesima, ma il solaio è portato da un solo muro, fondato in chiave della volta.

I piedritti della volta sono massicci anche in questo caso; ovvero la volta è incatenata all'imposta.

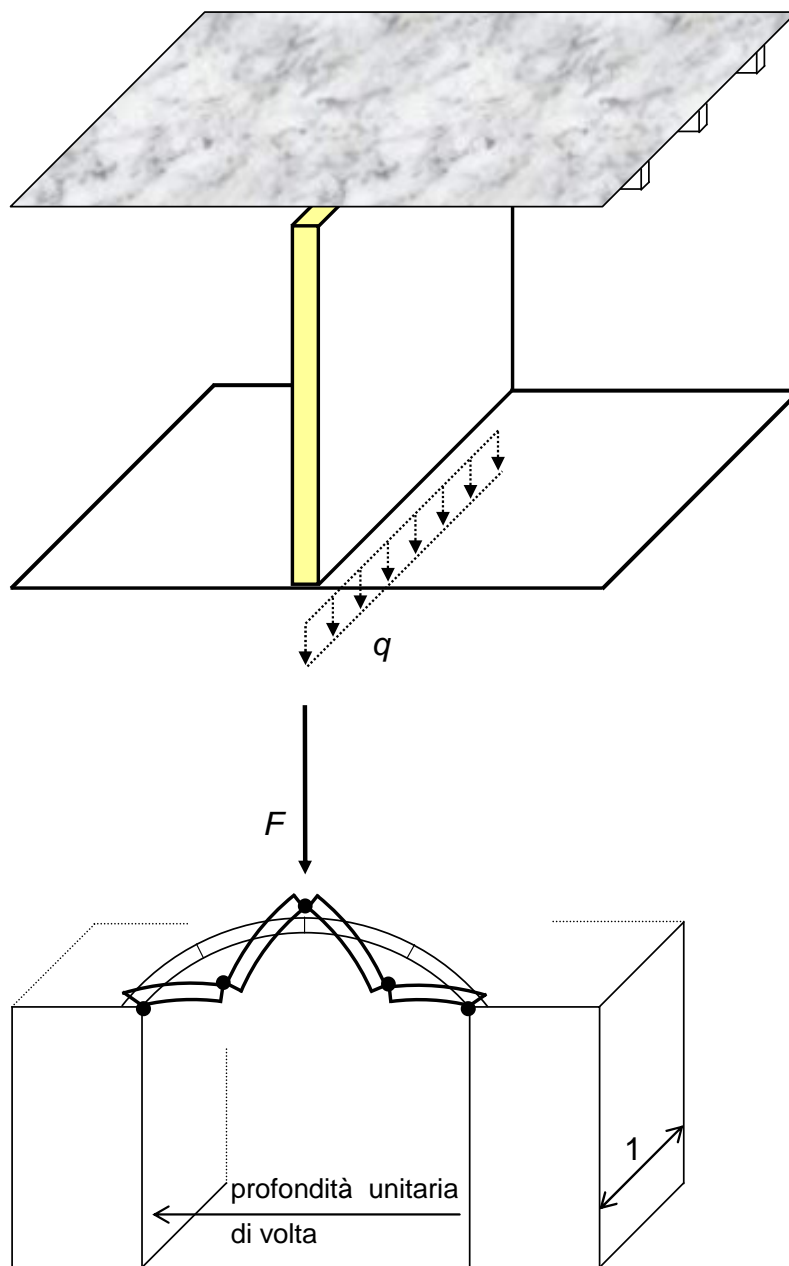


Figura 5-f. Il muro porta-solaio è parallelo alle generatrici della volta. La reazione del muro, assimilabile a un carico uniformemente q , si scarica lungo la generatrice in chiave della volta.

Lo schema considera la striscia di volta di profondità unitaria, la quale riceve la forza concentrata, F , essendo F la risultante della frazione di q stesa lungo la profondità unitaria considerata.

Si considera il meccanismo a imposte fisse, a 5 cerniere tutte nella volta, di cui la terza

all'intradosso della chiave (Figura 1-e). Tale meccanismo esibisce l'innalzamento della chiave e per converso l'abbassamento delle reni; come tale fa compiere un lavoro negativo alla forza F .

Il muro si configura dunque come un ente resistente: la disposizione maggiormente resistente per la volta. Questa configurazione geometrica del muro interdice quindi il meccanismo considerato. Vale a dire, la verifica nei confronti del meccanismo per innalzamento della chiave è tacitamente soddisfatta.

Per contro, questa configurazione geometrica comporta la massima spinta all'imposta (tanto più che la volta è ribassata), al punto da poter invertire la gerarchia delle resistenze. Pertanto, questa configurazione geometrica del muro impone la verifica nei confronti del meccanismo per apertura delle imposte, se la volta non presenta un'ideale catena all'imposta.

In presenza di tale catena ovvero di piedritti assai massicci, il livello gerarchico più basso è occupato dal meccanismo con abbassamento della chiave e per converso l'innalzamento delle reni. Detto meccanismo è dunque quello portante in questo caso.

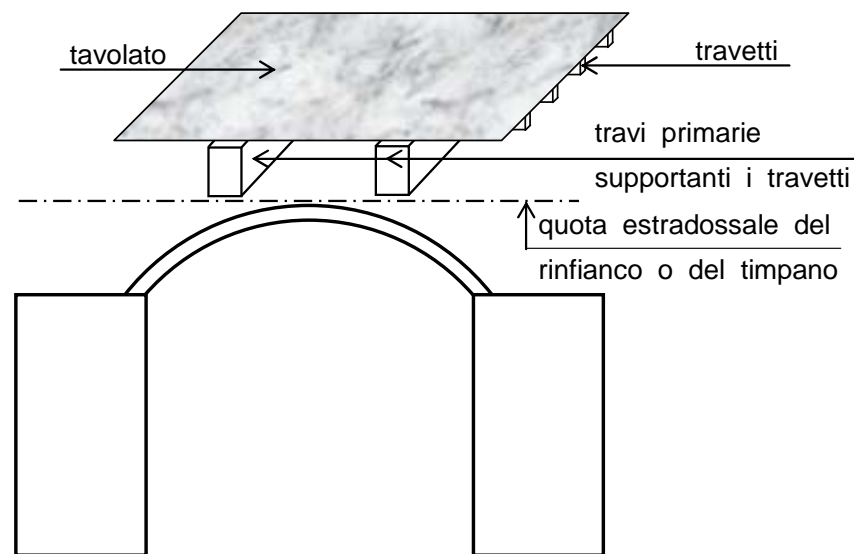


Figura 6-*a*. L'arco porta un solaio costituito da due travi a loro volta supportanti un insieme di travetti ortogonali alle travi, quest'ultimi supportanti un tavolato. I piedritti dell'arco sono massicci; ovvero l'arco è incatenato all'imposta. Lo schema considerato, così come quelli delle successive figure *c* ed *e*, sintetizza alcuni impalcati tipici del costruito storico.

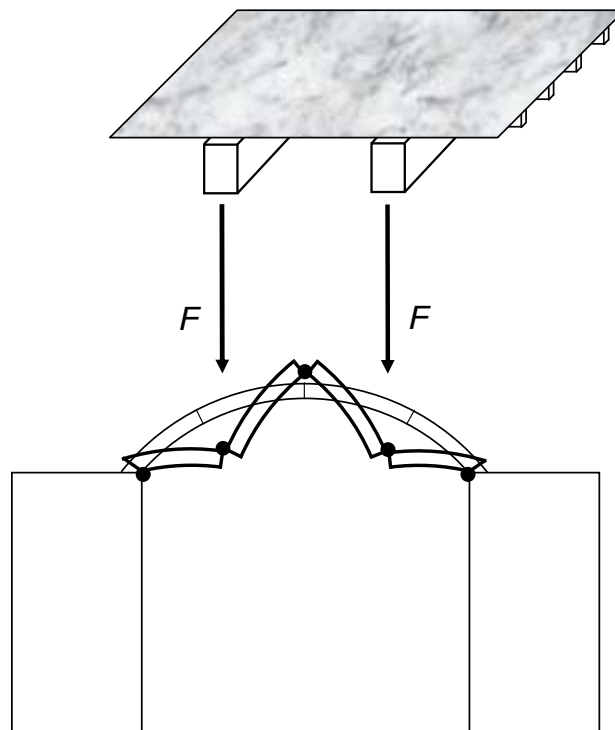


Figura 6-*b*. I piedritti massicci collocano a un livello gerarchico elevato il meccanismo per apertura delle imposte della volta (l'eventuale catena lo interdice).

La portanza della volta è dettata dal meccanismo con innalzamento della chiave e, per converso, con abbassamento delle reni.

La reazione del solaio ai carichi permanenti e ai sovraccarichi accidentali consiste nelle due forze concentrate F scaricate dalle travi sull'estradosso delle reni. Tali forze sono applicate nei punti cui il meccanismo fa compiere il massimo abbassamento. Questo solaio rappresenta quindi la tipologia maggiormente sollecitante per la volta muraria.

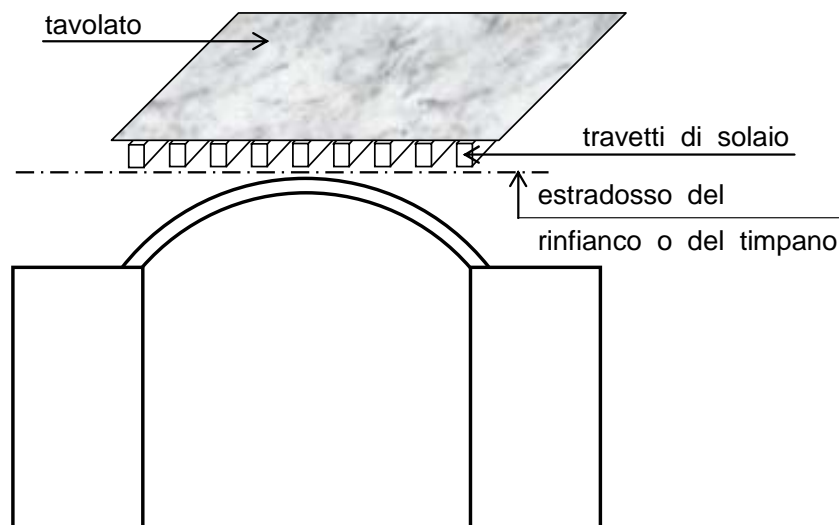


Figura 6-c. L'arco supporta un solaio costituito da travetti equispaziati i quali a loro volta supportano un tavolato.

I piedritti della volta sono massicci anche in questo caso; ovvero la volta è incatenata all'imposta.

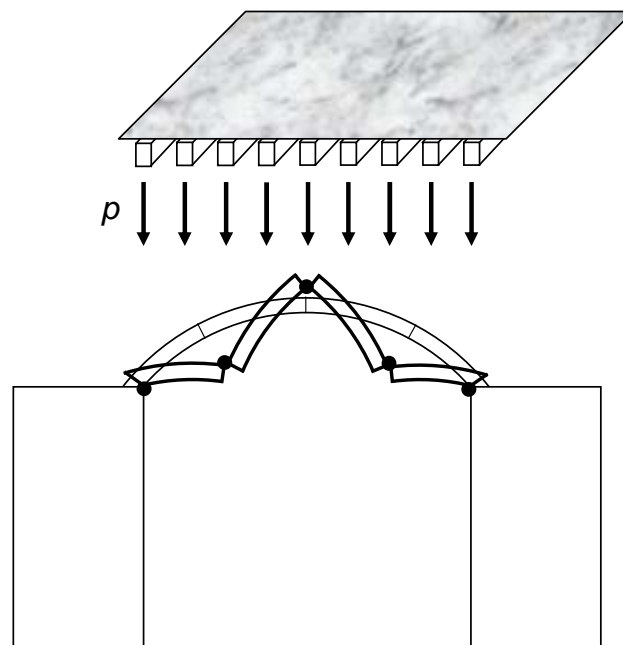


Figura 6-d. La portanza della volta è dettata dal meccanismo con innalzamento della chiave e, per converso, con abbassamento delle reni.

La reazione del solaio consiste nelle forze p sull'estradosso della volta. Tali forze sono applicate, alcune in punti cui il meccanismo comporta un abbassamento, altre in punti cui il meccanismo comporta un innalzamento. In queste tipologie d'impalcato, i carichi solleccitanti solitamente sorpassano i carichi resistenti, ma di poco. Questo solaio rappresenta quindi una tipologia che solleccita moderatamente la volta muraria.

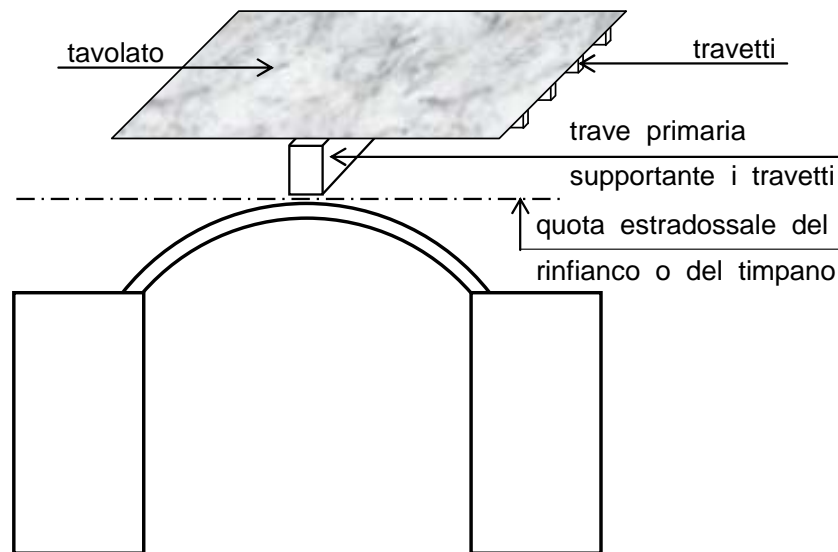


Figura 6-e. L'arco porta un solaio costituito da una trave a sua volta supportante un insieme di travetti ortogonali alla trave, quest'ultimi supportanti un tavolato. I piedritti della volta sono massicci anche in questo caso; ovvero la volta è incatenata all'imposta.

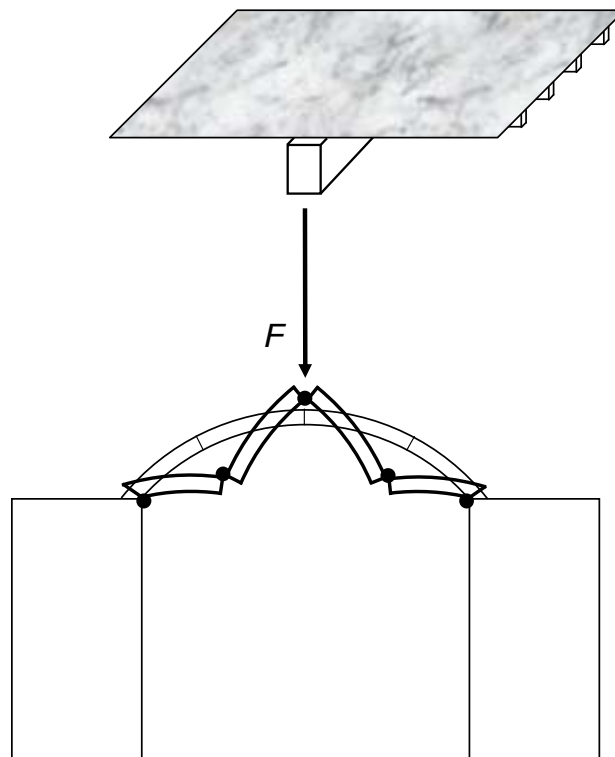


Figura 6-f. La reazione del solaio ai carichi permanenti e ai sovraccarichi accidentali consiste nella forza concentrata F scaricata dalla trave sull'estradosso della chiave. Tale forza è applicata nel punto cui il meccanismo fa compiere il massimo innalzamento. Questo solaio rappresenta quindi un ente resistente, precisamente la tipologia maggiormente resistente per la struttura che lo porta. Questa tipologia di solaio interdice quello che altrimenti sarebbe il meccanismo cogente. Per contro, questa tipologia comporta la massima spinta all'imposta, al punto da poter invertire la gerarchia delle resistenze.

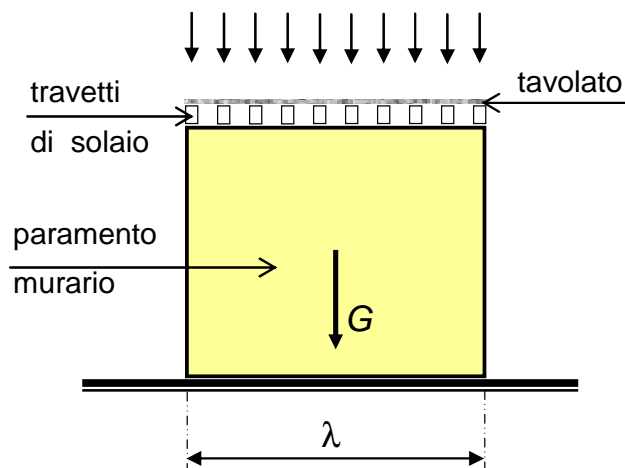


Figura 7-*a*. Maschio in muratura (ombreggiato) che porta un solaio. L'orditura principale del solaio — travetti paralleli — poggia sul maschio murario. L'orditura secondaria del solaio — tavolato (incurito), eventualmente doppio — poggia sui travetti. In campo statico, il solaio scarica un insieme di forze verticali uguali, assimilabili a un carico uniformemente distribuito sulla sommità del paramento murario. Il muro è inoltre caricato dal peso proprio, rappresentato dalla forza G a $\lambda/2$ da ciascuno dei bordi verticali.

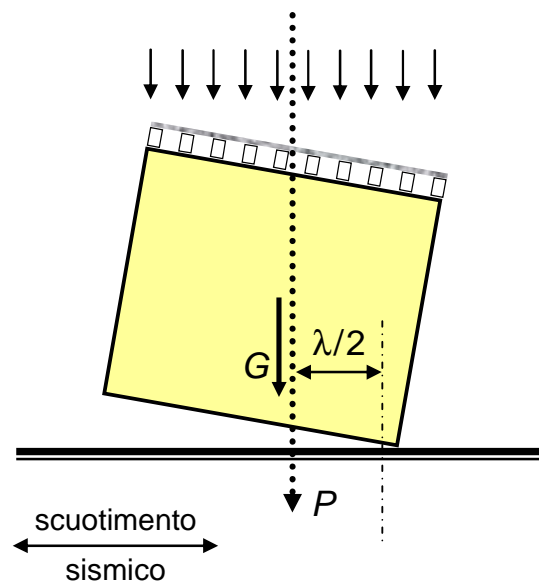


Figura 7-*b*. Il muro di figura *a* è assoggettato a un'azione sismica parallela al muro stesso, che lo fa vibrare in condizione di meccanismo rotazionale nel proprio piano (piano verticale). Il perno della rotazione è localizzato sul vertice murario, per semplicità. Lo schema localizza le tensioni, dunque, anziché diffonderle (p. es. come stress-block). I travetti sono indipendenti tra loro e perciò assecondano la vibrazione del maschio murario. Conseguentemente, il solaio segue la rotazione del muro che lo porta. I travetti rimangono dunque nella loro sede naturale. In condizione ruotata, quindi, il solaio continua a scaricare la stessa risultante, nello stesso punto del muro, che in campo statico. Pertanto, il momento antagonista alla rotazione dato dal solaio vale: $P\lambda/2$. A ciò si aggiunge il momento antagonista alla rotazione dato dal peso proprio, G , del muro: $G\lambda/2$. Si precisa che si sta considerando un'oscillazione di ampiezza al più moderata, e quindi i bracci delle forze spostate pressoché coincidono con i bracci delle forze indeformate.

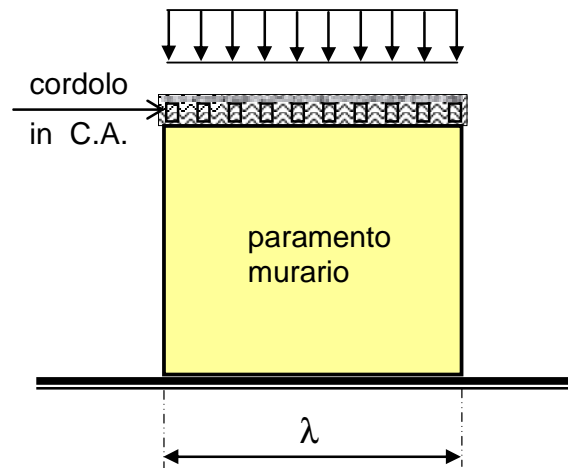


Figura 7-c. La struttura di figura *a* viene addizionata di un cordolo in C.A. gettato sulla sommità del muro e inglobante le teste dei travetti. Il cordolo prosegue sui muri ortogonali al paramento in figura. In campo statico, il solaio trasmette un carico verticale uniformemente distribuito sul muro, praticamente come in assenza del cordolo. La differenza tra la situazione senza e con cordolo è tanto minore quanto minore è il rapporto vuoto su pieno dovuto ai travetti e quanto maggiore è la rigidità del cordolo. La risposta statica non risente quindi del cordolo, praticamente.

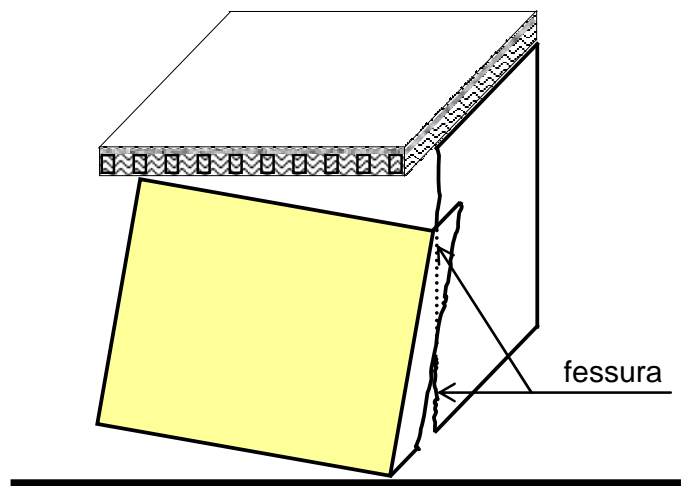


Figura 7-d. L'edificio è assoggettato a un'azione sismica che fa vibrare il paramento murario di figura *c* in condizione di meccanismo rotazionale nel piano del paramento stesso. Al solito, lo schema localizza il perno, anziché diffondere le tensioni di contatto. La rotazione determina una sconnessione tra il muro portante i travetti e il muro ortogonale. La sconnessione consiste solitamente in una fessura verticale nel muro ortogonale. La fessura divide il muro ortogonale in due strisce verticali. La striscia verticale rimasta ammorsata al muro portante i travetti segue monoliticamente la rotazione di questo muro. La striscia verticale centrale del muro ortogonale, stante la sconnessione data dalla fessura, preserva la verticalità, stante la sconnessione determinata dalla fessura. Il cordolo collega i travetti tra loro e perciò i travetti non assecondano la vibrazione del maschio murario. La rigidità flessionale del cordolo impedisce al solaio, dunque, di seguire la rotazione del muro. Il solaio perde così la sua sede naturale d'appoggio, andando a poggiare, da un lato sullo spigolo più alto del muro in rotazione, dall'altro lato sulla striscia di muro ortogonale rimasta verticale.

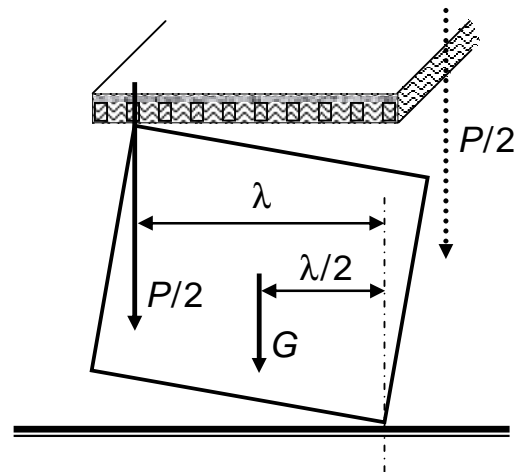


Figura 7-e. Il solaio con cordolo trasmette metà carico al muro in condizione di meccanismo rotazionale nel proprio piano, e metà carico alla striscia muraria rimasta in assetto verticale. Il solaio con cordolo scarica dunque la forza $P/2$ (linea continua) al muro in rotazione e la forza $P/2$ (linea punteggiata) al muro ortogonale. Il cordolo modifica così l'orditura naturale data dai travetti relativamente alla risposta sismica. Mentre in campo statico il solaio non scarica sul muro ortogonale ma scarica soltanto sui muri porta-travetti, infatti, in campo dinamico (vibrazione nel piano del muro) il solaio scarica per metà anche sul muro ortogonale.

Il momento antagonista alla rotazione del maschio murario derivante dal solaio vale: $(P/2) \cdot \lambda$. Il cordolo in C.A. lascia quindi immutato il momento antagonista prodotto dal solaio, aggiungendo al braccio quanto toglie alla forza scaricata sul muro in rotazione. A ciò si somma il momento antagonista dato dal peso proprio G del muro, il cui valore rimane quello della situazione in assenza di cordolo: $G\lambda/2$.

Si è dunque trovato che la presenza del cordolo ha lasciato immutata la resistenza al ribaltamento del muro nel piano, rispetto alla situazione senza cordolo.

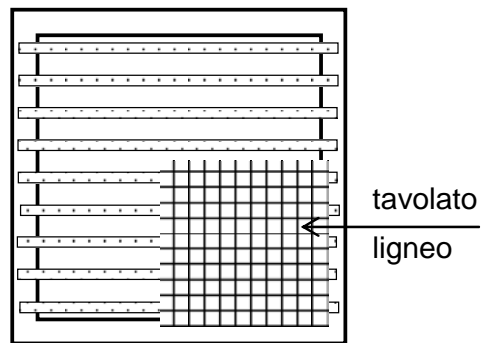


Figura 8-*a*. Solaio con travetti e tavolato ligneo (lo schema raffigura un riquadro del tavolato).

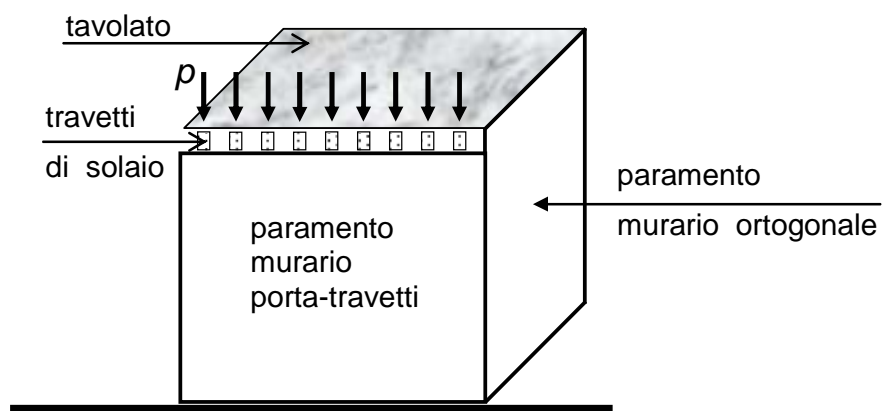


Figura 8-*b*. I travetti scaricano le forze p sulla sommità del muro porta-travetti. Tali forze sono assimilabili a un carico uniformemente distribuito.

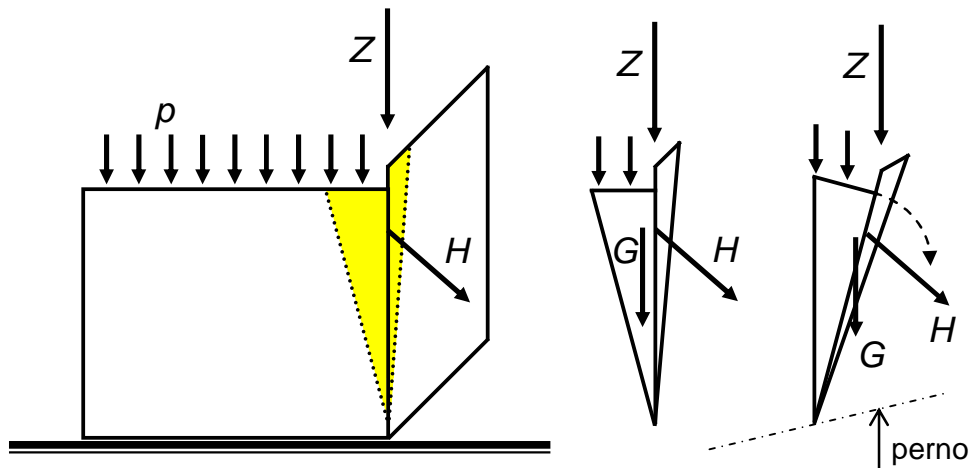


Figura 8-c. L'edificio è assoggettato a un'azione sismica diagonale ai due paramenti murari ortogonali. Tale azione tende a fare ruotare il cantone — le due compagini murarie triangolari ammassate sullo spigolo verticale — fuori dal volume dell'edificio. Sia H la forza statica orizzontale equivalente all'azione sismica orizzontale agente sul cantone. Tale forza H tende dunque a fare ribaltare il cantone, facendo perno su un asse generalmente obliquo rispetto a ciascuno dei muri ortogonali.

Siano p le forze scaricate dal solaio sul muro. Una frazione delle forze p è applicata sul cantone in oggetto. Il braccio di tale frazione di forze p rispetto al suddetto asse di perno determina un'opposizione al ribaltamento.

I carichi sovrastanti il cantone (piani superiori) scaricano una forza Z sul cantone stesso. Analogamente, tale forza Z si oppone alla rotazione del cantone, in virtù del suo braccio rispetto al suddetto asse di perno. Come pure il peso G del cantone si oppone alla rotazione, essendo anche questa forza dotata di braccio rispetto all'asse di perno.

Siccome le reazioni scaricate dall'edificio sul cantone — p e Z — come pure il peso proprio G si configurano come enti resistenti, la condizione più gravosa è quella in cui una componente sismica verticale verso l'alto agisce in concomitanza ad H .

La continuità del cantone con i paramenti determina un'ulteriore opposizione al ribaltamento. Anche questo contributo decrementa in concomitanza dell'azione sismica verticale verso l'alto.

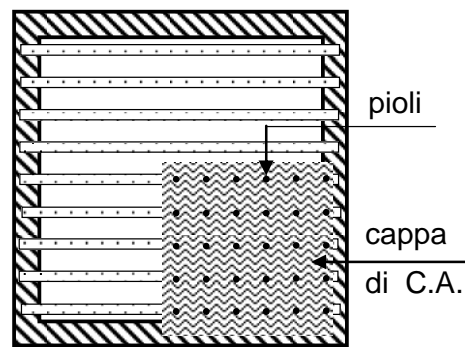


Figura 8-d. Una cappa di C.A. viene gettata sul solaio di cui in figura *a*, solidarizzandola ai travetti (con pioli di connessione) e al tavolato. Un cordolo di C.A. viene inoltre gettato sulla sommità dei quattro muri, solidarizzandolo alla cappa, ai muri e alle teste dei travetti, mediante barre di cucitura. Lo scopo del getto è di irrigidire l'impalcato nel piano, per migliorare la capacità sismica. Eventualmente il getto può essere anche finalizzato al miglioramento della capacità statica del solaio.

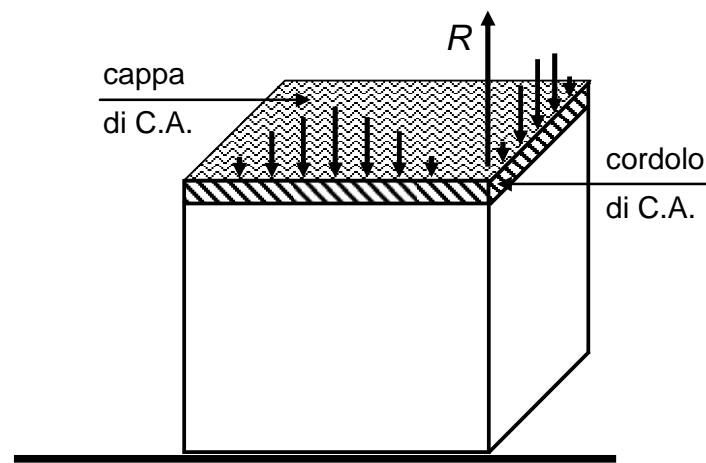


Figura 8-e. Se gli elementi lignei non sono particolarmente rigidi, l'impalcato tende a comportarsi come una piastra a fronte dei carichi ulteriori a quelli di costruzione della cappa stessa. Coerentemente, l'impalcato scarica i sovraccarichi — statici e sismici — come pure i pesi dell'impiantito su tutti e quattro i muri al contorno, anziché solo sui due muri poggia-travetti. Ma soprattutto tale scarico è disuniforme lungo la sommità di ciascun muro, con massimo al centro del muro e nullo agli spigoli. Agli spigoli, inoltre, lo scarico bi-direzionale comporta una forza concentrata verticale, R , diretta verso l'alto. Tale forza R può sorpassare il 35 % della reazione totale verso il basso distribuita sul muro d'appoggio.

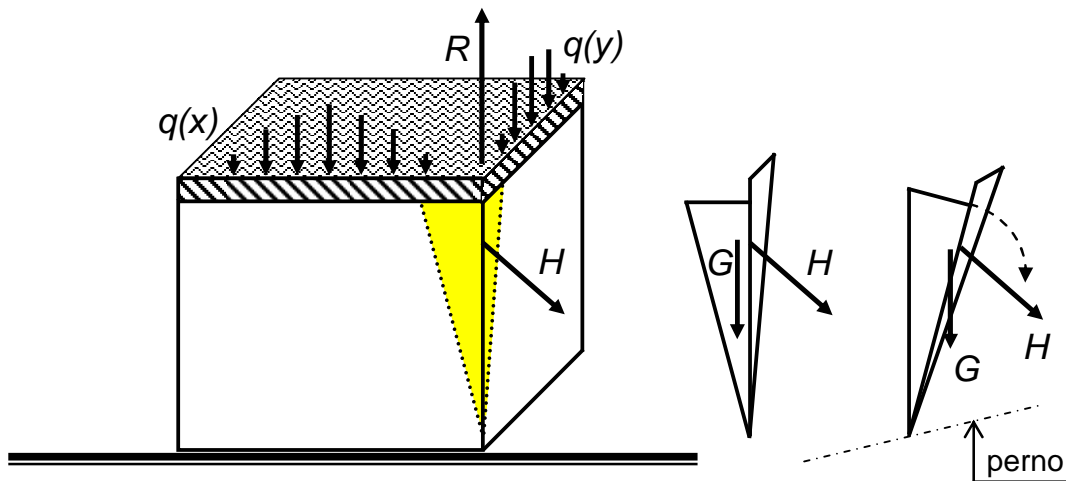


Figura 8-f. L'edificio è assoggettato a un'azione sismica. Tale sisma si manifesta con due componenti concomitanti: (1) una verticale, (2) e una orizzontale diretta diagonalmente ai due paramenti murari. La componente sismica verticale verso il basso determina la reazione q verso il basso lungo le sommità x e y dei muri, e la reazione R agli spigoli verso l'alto. La componente sismica orizzontale tende a fare ruotare il cantone fuori dal volume dell'edificio. Sia H la forza statica equivalente all'azione sismica orizzontale agente sul cantone. Tale forza H induce dunque il ribaltamento del cantone, facendo perno su un asse obliquo rispetto a ciascuno dei muri ortogonali.

Nessuna frazione della stesa q è applicata sul cantone in oggetto, stante il funzionamento a piastra dell'impalcato. La reazione R si oppone ai carichi sovrastanti, tendendo ad annullare sia le reazioni distribuite date dal peso proprio del solaio ligneo (pre-esistente al getto) sia la forza Z (figura c).

I contributi antagonisti al ribaltamento del cantone derivanti dall'impalcato e dagli eventuali piani sovrastanti, dunque, non sussistono o al più sono tenui.

L'unica opposizione al ribaltamento del cantone è quindi generata dal peso G del cantone stesso e dalla continuità del cantone con i paramenti. Rimangono quindi contributi che, benché amplificati dalla componente sismica verticale verso il basso, sono minoritari rispetto all'insieme dei contributi che si oppone alla rotazione del cantone quando il solaio mantiene l'orditura uni-direzionale.

La trasformazione del solaio in piastra ha quindi reso il cantone murario particolarmente vulnerabile all'azione sismica, nel caso di concomitanza della componente orizzontale e verticale dello scuotimento.

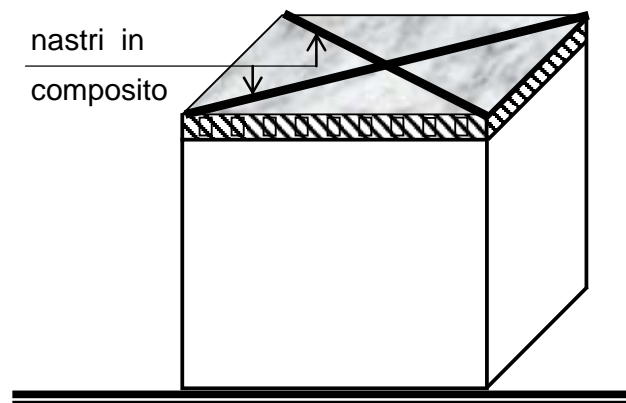


Figura 8-g. L'irrigidimento del solaio nel proprio piano migliora notevolmente la capacità sismica complessiva dell'edificio. È quindi opportuno che l'adeguamento sismico degli edifici includa l'irrigidimento dei solai nel piano: però controllando gli effetti negativi che possono derivarne.

L'irrigidimento dell'impalcato nel proprio piano non dovrebbe comportare effetti bidirezionali svantaggiosi, oltre a implicare al più un contenuto incremento di massa.

I suddetti obiettivi sono assicurati dall'incollaggio di nastri in composito disposti a croce di sant'Andrea sull'estradosso del solaio ligneo.

Spesso conviene disporre un doppio tavolato ligneo solidarizzato ai travetti. Il doppio tavolato garantisce la formazione di bielle compresse che, unitamente alle bielle tese costituite dai nastri in composito, originano una reticolare ideale orizzontale a fronte delle sollecitazioni nel piano dell'impalcato.

Il cordolo in C.A. spesso produce effetti positivi senza particolari controindicazioni, e quindi è opportuno realizzarlo.

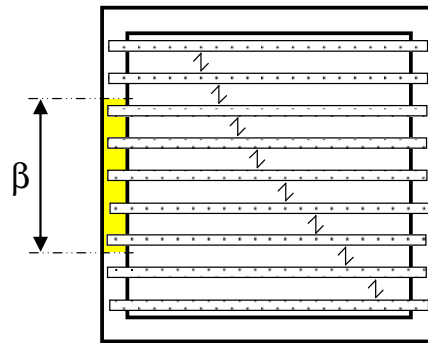


Figura 9-a. Solaio con travetti e tavolato (lo schema riporta l'orditura di quest'ultimo). I travetti sono supportati dai due muri paralleli. Due muri ortogonali sono ammorati ai predetti muri porta-travetti. Il solaio è dunque portato dai due muri porta-travetti, quest'ultimi controventati dai due muri ortogonali.

Lo schema considera la striscia verticale di muro (inscurita), di larghezza β , al centro di uno dei due muri porta-travetti.

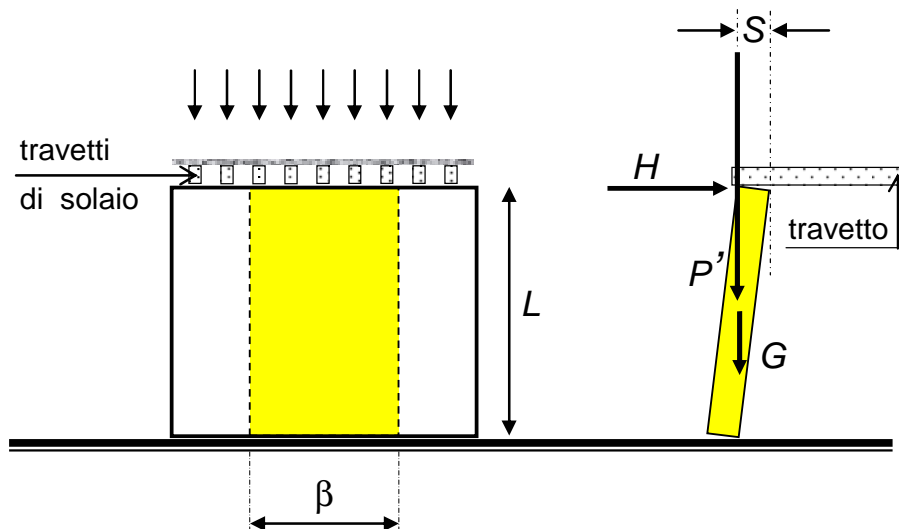


Figura 9-b. L'edificio è assoggettato a un'azione sismica ortogonale al paramento murario. Tale azione tende a fare ruotare la striscia larga β fuori dal piano. Sia H la forza statica equivalente all'azione sismica agente sulla striscia larga β . Tale forza H induce dunque il ribaltamento della striscia β stessa fuori dal proprio piano.

La forza verticale scaricata dal solaio sulla striscia β si oppone al ribaltamento della striscia stessa. Tale forza verticale è l'aliquota P' della forza totale scaricata dal solaio sul muro; nella fattispecie: $P' = (5/9) \cdot P$. La forza P' tende a localizzarsi al lembo che si solleva (compatibilmente con la profondità con cui le teste d'appoggio dei travetti entrano nel muro), ciò che favorisce l'equilibrio. Pure il peso proprio della striscia, G' , si oppone al ribaltamento della striscia stessa. La forza G' è applicata ovviamente nel baricentro della striscia muraria e il braccio è quindi pari a metà spessore.

Ulteriore contributo antagonista al ribaltamento fuori dal piano della striscia larga β deriva dalle due strisce adiacenti alla striscia β stessa. Tali strisce sono, da un lato ammorate alla striscia β e dall'altro lato controventate dai muri ortogonali. Trascurando quest'ultimo contributo, il ribaltamento fuori dal piano della striscia β non avviene se è verificata la seguente disuguaglianza: $H \cdot L < P' \cdot S + G' \cdot S/2$.

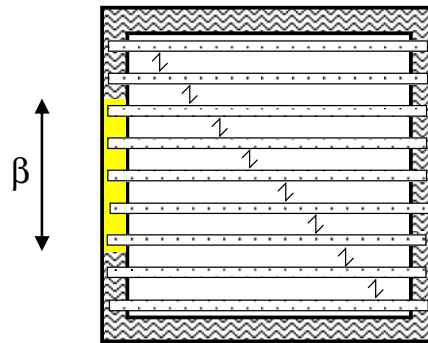


Figura 9-c. Un cordolo in C.A. (campitura ondolata) viene posizionato sulla sommità dei quattro muri della struttura di cui in *a*.
Lo schema considera ancora la striscia verticale di muro, di larghezza β .

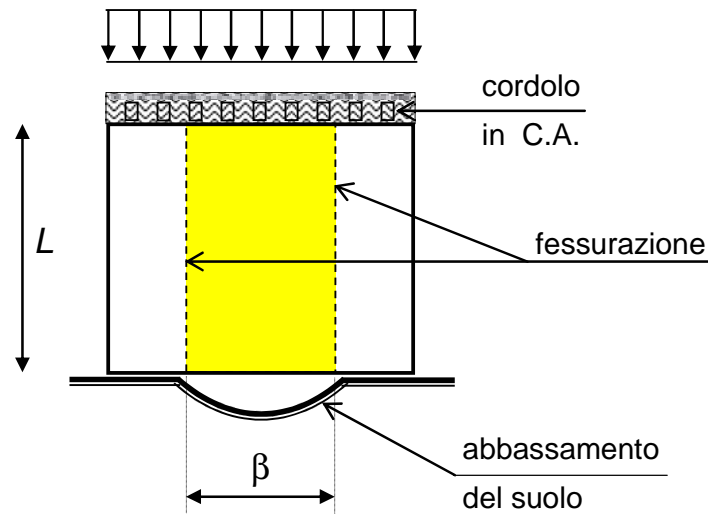


Figura 9-d. La base del muro subisce un abbassamento differenziale, con massimo al centro del paramento: abbassamento a conca causato dal terreno (p. es. dovuto alla modifica del contenuto d'acqua), oppure da una parete forata al piano inferiore (p. es. dovuto al cedimento della fascia di piano sottostante).

La striscia centrale di muro (insicurita), larga β , perde così il supporto alla base e viene a trovarsi in condizione di trave tozza caricata lungo il proprio estradosso oltre che dal peso proprio. Tale condizione può determinare la fessurazione completa dei bordi della striscia muraria (due fessure verticali distanti β).

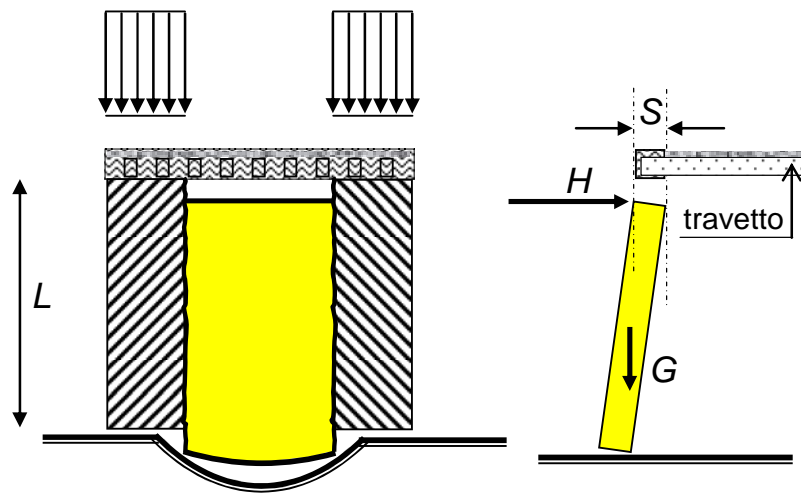


Figura 9-e. Alla fessurazione del muro (di cui in figura *d*), consegue l'abbassamento della striscia centrale (incurita) rispetto alle due strisce contigue (in tratteggio).

La conseguenza è che il solaio scarica tutti i carichi esclusivamente sulle strisce contigue situate accanto alla striscia abbassatasi, anche se l'abbassamento è millimetrico (specie se il cordolo è rigido). La striscia abbassatasi si trova quindi scarica, a parte il peso proprio. L'edificio è assoggettato a un'azione sismica ortogonale al paramento murario. Il solaio non trasmette l'azione sismica di piano alla striscia centrale, stante l'abbassamento di questa rispetto a quella. Lo scuotimento sismico mette però in vibrazione la massa della striscia verticale larga β , tendendo a farla ruotare fuori dal piano. Sia H la forza statica equivalente all'azione sismica agente sulla striscia larga β . La forza H è dunque la conseguenza della sola massa della striscia. Tale forza H induce il ribaltamento della striscia β stessa fuori dal proprio piano.

La forza verticale scaricata dal solaio sul muro non si oppone al ribaltamento della striscia, poiché tale forza non è applicata sulla striscia. Come già detto, infatti, l'intero scarico avviene ai lati della striscia. Pure gli ammorsamenti della striscia larga β alle strisce adiacenti non si oppongono al ribaltamento, poiché la fessurazione ha isolato la striscia.

L'unica opposizione al ribaltamento della striscia deriva dal peso proprio, G , della striscia stessa. Il ribaltamento fuori dal piano non avviene se è verificata la seguente disuguaglianza: $H \cdot L < G \cdot S/2$.

Si è dunque trovato che la presenza del cordolo ha ridotto drasticamente la resistenza al ribaltamento del muro fuori dal piano, rispetto alla situazione senza cordolo.

Questa conseguenza sfavorevole del cordolo può essere ridotta ai minimi termini collegando il cordolo alla sommità del muro, anziché limitarsi ad adottare la sommità del muro come mero fondo del cassero. Un ulteriore beneficio deriva dagli accorgimenti per interdire l'uscita dei paramenti dal loro piano (nastro in composito, intonaco armato, etc.).

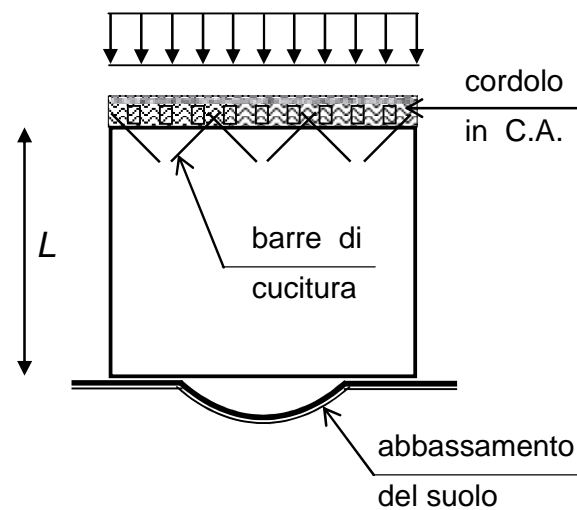


Figura 9-f. La conseguenza sfavorevole del cordolo nel caso di cedimenti del muro alla base può essere ridotta ai minimi termini collegando il cordolo alla sommità del muro, anziché limitarsi ad adottare la sommità del muro come mero fondo del cassero. Un ulteriore beneficio deriva dagli accorgimenti per interdire l'uscita dei paramenti dal loro piano (nastro in composito, intonaco armato, etc.). Tali accorgimenti debbono essere adottati a prescindere dall'abbassamento differenziale della striscia centrale.

(2^a) Muratura armata

La tecnica consiste nell'applicare apporti resistenti a trazione — detti rinforzi (o armature) — alla muratura, realizzando un materiale composto (misto); lati: muratura, rinforzo e interfaccia.

La muratura armata veniva realizzata con rinforzi d'acciaio, in passato. Da circa una decina d'anni, i rinforzi sono di materiale composito: nastri in FRP incollati al contorno murario (Figg. 10-14).

L'avvento dei compositi non si è esaurito nella sostituzione di materiale — il composito in luogo dell'acciaio — ma è riverberato su tutto l'intervento, originando di fatto una tecnica innovativa e avanzata. Questa tecnica è più funzionale, non solo della sua versione in acciaio, ma spesso di tutte le tecniche alternative; perciò sta conoscendo uno sviluppo enorme. Per contro, la tecnica è ancora lontana dal conseguimento di quel livello avanzato di maturità che la connoterebbe quale tecnica ordinaria. Difatti, le applicazioni pratiche hanno di molto preceduto gli apparati teorici previsionali. Senonché, quell'inversione logica sopra giustificata per le murature non è invece giustificabile per la muratura rinforzata in composito.

Ripercorrendo la storia delle costruzioni civili, si osserva che quasi tutte le innovazioni strutturali sono state adottate affrettatamente rispetto al supporto teorico. Questo modo di procedere, benché analogo a quello degli altri settori della tecnica, non dovrebbe essere accettato per le strutture civili, stante il coinvolgimento in termini di protezione civile, nonché la natura di prototipo. Il motivo per il quale, talvolta, la strutturalistica sia stata imprudente è forse da ricercarsi nell'esempio delle costruzioni in muratura. Secoli di costruzioni formidabili hanno maturato il convincimento che la pratica possa supplire alla teoria, mentre la cosa è vera solo per le murature. Per contro, la storia riferisce di tecniche e tipologie strutturali che adesso sono correnti, ma che hanno conosciuto il fallimento ai primordi, provocando crolli e disastri.

Il punto è che la muratura rinforzata in composito costituisce una tipologia strutturale distinta dalla muratura, e come tale rappresenta un'innovazione. Per giunta, il rinforzo in FRP risente anche della minore capacità di trattare le murature rispetto al passato. Questo fatto è indipendente dalla nuova tecnica d'intervento, ma inevitabilmente ne condiziona gli esiti.

Il risultato del quadro sopra tracciato è un uso perlomeno criticabile, talvolta sbagliato, del rinforzo in composito delle murature. Invero pure il rinforzo del C.A. non ha conosciuto sorti tanto migliori (spesso viene addirittura progettato alle tensioni ammissibili).

Il rinforzo in composito non ha originato crolli solo per due ragioni. 1- Gli interventi concernono strutture in opera e non strutture ex-novo. Il rinforzo deve quindi garantire soltanto un incremento di portanza chiamato in causa con un tempo di ritorno di tanti anni. 2- I quantitativi di composito messi in opera sono stati spesso largamente sovradimensionati.

Ciò nonostante, numerosi interventi in composito, in particolare molti adeguamenti sismici, dovrebbero essere rivisti e rettificati.

Per contribuire a sanare la situazione, è stato recentemente concepito ed emanato il documento normativo: *“Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati – Materiali, strutture in C.A. e in C.A.P., strutture murarie”*, Documento Tecnico n° 200/2004 del CNR.

Tale normativa auspica quantomeno di chiarire i numerosi equivoci che inquinano la pratica. Di seguito si segnalano le convinzioni erronee più frequenti (in corsivo).

■ *Che i nastri in composito non si addicano all'adeguamento sismico dei muri, stante l'incapacità degli FRP di dissipare nonché la fragilità delle fibre.*

Invece, l'accoppiamento muratura-FRP (come pure cls-FRP) è capace di dissipare molto di più del materiale non-rinforzato nonché di aumentare cospicuamente la duttilità.

■ *Che il basso modulo elastico degli FRP condizioni negativamente le prestazioni, e che*

per questo si debbano quantomeno adottare compositi aventi il massimo modulo elastico. Invece, il modulo elastico in sé non condiziona apprezzabilmente le prestazioni. Il parametro deformativo da considerare è infatti la rigidezza assiale — prodotto del modulo elastico dell'FRP per lo spessore del nastro — che però si riflette soltanto sull'aderenza del nastro al supporto murario e comunque in misura attenuata.

■ *Che le volte possano essere rinforzate solo applicando i nastri all'intradosso. Ovvero — altra scuola di pensiero — che le volte possano essere rinforzate solo applicando i nastri all'estradosso.*

Invece, le volte possono essere rinforzate indifferentemente dall'intradosso o dall'estradosso. La scelta deve essere subordinata all'eventuale presenza di un affresco o di un intonaco pregiato, ovvero di un pavimento pregiato; come pure alla presenza di nervature ribassanti o rialzanti, e al costo del ponteggio (anche nel caso estradossale se le volte sono incapaci di portare il peso delle maestranze e delle attrezzature).

■ *Che la spinta scaricata dalla volta sui piedritti sia diafana ai rinforzi sulla volta.*

Invece, sia i rinforzi intradossali — di più — sia i rinforzi estradossali incollati sulla volta riducono la spinta trasmessa all'imposta.

Una variante è la pretrazione dei rinforzi (Fig. 15): armature attive. La pretrazione delle armature imprime uno stato coattivo di precompressione nelle murature (coazione = sollecitazione indipendente dai carichi). Due sono le modalità di pretrazione.

1- Barre inserite all'interno della massa muraria. Dopo la tesatura, generalmente, le barre vengono solidarizzate alla muratura con un'iniezione. Il materiale delle barre è solitamente l'acciaio armonico; talvolta si preferisce il composito, perché è immune dalla corrosione e anche perché il minore modulo elastico attenua le cadute di tiro.

2- Lamine incollate, dopo la tesatura, all'esterno della muratura. Le lamine sono solitamente in composito, per ragioni esecutive (oltre che per la minore rigidezza assiale rispetto all'acciaio).

La precompressione delle murature merita qualche chiarimento. Si trascurano: (1) l'incrudimento dell'acciaio armonico, (2) l'eventuale alterazione della deformazione alla quale la lamina esterna si distacca dalla muratura. Questi fenomeni sono infatti secondari.

Fatte tali posizioni, si osserva che la portanza associata al 1° modo di crisi non dipende dal tiro dell'armatura attiva. Difatti, la coazione svanisce con l'innescarsi del meccanismo indeformato. Al contrario, la portanza associata al 2° modo di crisi è tanto maggiore quanto maggiore è il tiro (purché il tiro non arrivi a provocare lo schiacciamento della muratura). Difatti, la precompressione permette di evitare, o quantomeno di ridurre, la parzializzazione del meccanismo deformato, incrementando così la rigidezza strutturale.

Solo una minoranza delle murature può quindi avvalersi della precompressione: le colonne snelle, le volte ribassate, le piattabande.

Diverso è il discorso in campo sismico. La precompressione può essere adottata per limitare il danneggiamento, avvalendosi del susseguente aumento di rigidezza. Si dispone il quantitativo di rinforzi atto a rispettare la verifica allo stato limite ultimo. Tali rinforzi vengono tesati così da generare la precompressione atta a rispettare lo stato limite di danno. In effetti, la precompressione trova l'impiego ottimale nelle strutture condizionate dalla risposta d'esercizio; quindi nel C.A., come noto.

(3^a) Inserimento di nuove strutture

L'intervento consiste nella collocazione di travi e/o pilastri in acciaio o in C.A., oppure di setti murari, nell'organismo strutturale esistente; o anche nella sostituzione dei solai.

Questa tipologia ha carattere invasivo, poiché l'intervento altera — spesso considerevolmente — il comportamento di servizio, oltre che ultimo, della costruzione. La modifica del comportamento di servizio, infatti, preclude la conservazione. Per contro, la predetta 2^a

tipologia altera solamente il comportamento ultimo della costruzione, lasciando inalterato il servizio.

Il converso di quanto sopra è che questa 3^a tipologia d'intervento può anche incrementare le rigidzze strutturali, mentre la 2^a tipologia può incrementare soltanto la portanza (a parte la pre-trazione).

L'incremento delle rigidzze è efficace ai fini dell'adeguamento sismico, poiché permette di ripartire le azioni in modo più favorevole, ovvero di ridurre l'eccentricità del centro delle rigidzze rispetto al baricentro; inoltre permette di ridurre la propensione dell'edificio a danneggiarsi.

(4^a) Consolidamento delle fondazioni

Questa tipologia d'intervento è funzionale se la fondazione esistente non è in grado di trasferire i carichi di progetto al suolo, mentre può essere inutile se il terreno fondale si muove per cause proprie.

Si ricorda che i terreni si muovono anche a causa dell'acqua, indipendentemente dalle costruzioni sopra fondate: imbibizione, dilavamento, sifonamento, subsidenza (anche da gas), infiltrazioni, smottamenti. Poi ci sono gli scorrimenti e i moti franosi per instabilità dei pendii. In tutti questi casi è generalmente opportuno lasciare le cose come sono; eventualmente si può pensare di intervenire sull'acqua contenuta nel terreno.

La pratica professionale mostra spesso il seguente passaggio. Osservati quadri fessurativi sulla sovrastruttura la cui causa è attribuita al sistema fondale, segue un intervento sulle fondazioni (p. es. micropali). Invece le fessure debbono essere interpretate così da stabilire se esse traggono origine dall'inadeguatezza della fondazione, oppure dal movimento del terreno. Solo nel primo caso l'intervento sulle fondazioni è indispensabile, mentre nel secondo caso può essere inutile, finanche dannoso.

Tipologie valide solo per l'adeguamento sismico.

(5^a) Incremento della resistenza a trazione della muratura.

La tecnica principale è l'iniezione diffusa e continua della muratura, così da risarcire tutti i vuoti e le lesioni e da saldare le compagini interne.

Questa tipologia d'intervento merita due giustificazioni.

- I carichi standard pongono la domanda in termini di carico, ossia di forze. La struttura deve assorbire, istante per istante, il sistema di forze applicato. Tale carico, eventualmente a un livello inferiore, può fessurare la muratura. La muratura deve quindi poter assorbire il carico di progetto senza avvalersi della resistenza a trazione.

I sismi pongono la domanda in termini di energia cinetica da dissipare. L'energia cinetica può provocare la fessurazione della muratura. Un'aliquota dell'energia cinetica viene però assorbita dalla costruzione integra, mentre la costruzione fessurata deve assorbire soltanto la parte rimanente dell'energia cinetica. La portanza sismica si avvale pertanto della resistenza a trazione pure se questa viene vinta durante evento sismico stesso.

Incrementando la resistenza a trazione della muratura, dunque, la capacità sismica aumenta, mentre la capacità statica rimane invariata. Ciò giustifica questa tipologia d'intervento in ambito sismico, infirmandola invece in ambito statico.

- Il soggetto di questa 4^a tipologia è l'incremento della resistenza a trazione. Spostando a soggetto l'iniezione, le considerazioni sono altre. L'iniezione è raccomandabile anche per le murature impegnate soltanto da azioni statiche, se l'indice dei vuoti sorpassa il 10 %; solo che non si tratta di un rinforzo, ma di una reintegrazione. Nel caso in cui la muratura consista in un ammasso di blocchi e giunti parzialmente disgregati, il materiale tende a sgretolarsi o implodere a fronte di una roto-traslazione, come pure di apprezzabili compressioni. L'iniezione origina un'apparecchiatura compatta e coesa, capace di lavorare per massa e di trasmettere le compressioni. L'iniezione, dunque, o rende sicura la muratura, oppure pone le basi per un rinforzo.

(6^a) Isolamento sismico

Le tecniche spaziano dalla dissipazione passiva all'isolamento alla base, quest'ultimo però spesso oneroso per l'esistente.

7. ANALISI CRITICA DI ALCUNI INTERVENTI RICORRENTI SUL COSTRUITO

Gli interventi di prassi maggiormente stigmatizzabili sono 1- la riparazione delle fessure, la quale viene eseguita mediante iniezione, scuci e cucì, chiodatura; 2- il riempimento dei vuoti finalizzato al rinforzo statico, il quale viene effettuato mediante iniezione di malta nelle masse murarie; 3- il placcaggio mediante paretine in C.A. .

1- Una fessura riparata diventa una compagine più forte delle altre. L'effetto della riparazione è quindi la traslazione delle zone deputate a fessurarsi, dalle compagini riparate alle compagini non riparate limitrofe. Il risultato è un irrilevante incremento di portanza standard, come pure un incremento di portanza sismica trascurabile rispetto all'onere.

2- Il riempimento dei vuoti generalmente non incrementa la portanza standard, poiché un elemento murario lavora per massa in campo statico. Costituiscono un'importante eccezione le murature con un elevato indice dei vuoti, come precisato in precedenza.

L'iniezione di plessi capillari con leganti poco viscosi, finalizzata alla formazione di reticoli interni tali da interessare l'intero l'elemento può innalzare la resistenza a trazione in modo diffuso, incrementando la portanza sismica (quinta tipologia di cui al capitolo precedente). L'iniezione diffusa può però rovinare l'estetica della muratura.

3- Il placcaggio in forma di paretine in C.A. solidarizzate ai paramenti murari funziona pienamente sul piano strutturale, poiché fa aumentare la portanza standard e sismica. Tuttavia il placcaggio tende a esautorare le murature dal protagonismo nella portanza; inoltre occulta l'esistente e impoverisce le capacità traspiranti dei paramenti. Siccome esistono tecniche che procurano i medesimi vantaggi strutturali senza esibire tali inconvenienti, il placcaggio è da ritenersi quantomeno obsoleto.

Passando dalle singole tecniche d'intervento alle tendenze progettuali, anche qui si rilevano consuetudini infelici.

Una pratica aberrante è l'intervento sugli elementi murari fessurati in quanto fessurati. La routine professionale fa assistere a passaggi del tipo: (1) la fessurazione riduce la sicurezza, (2) quindi occorre riparare le fessure, (3) poi occorre intervenire su ciascun elemento fessurato. Tutti i tre i passaggi sono errati.

(1) La portanza della struttura muraria si esplica in condizione fessurata. La portanza della struttura non risente quindi delle fessure. Diverso può essere il discorso ai fini della capacità sismica, come già trattato.

(2) La riparazione delle fessure è inutile, per quanto sopra osservato.

(3) Quanto a interventi di altro tipo sugli elementi murari fessurati, l'atteggiamento deve essere coerente con una delle seguenti due posizioni. (2.1) L'elemento strutturale è sicuro. L'intervento è allora inutile, quale che sia la tipologia e lo stato di fessurazione. (2.2) L'elemento è insicuro. Ciò prescinde però dalla fessurazione. L'intervento è allora utile, ma deve essere esteso a tutti gli elementi aventi la medesima geometria anche se non fessurati, s'intende parimenti caricati.

Un caso eloquente è quello dei sistemi di volte che reiterano la stessa geometria (Fig. 7). Se una volta merita di essere consolidata, tutte le altre volte del sistema debbono essere ugualmente consolidate, indipendentemente dal fatto che alcune siano fessurate, altre integre.

8. CONCLUSIONI: RESTAURO STRUTTURALE

La gestione del costruito — salvaguardia e adattamento — è storicamente contrassegnata dalla contrapposizione tra sicurezza strutturale e conservazione architettonica: ciascuna componente si è sempre ricavata il proprio spazio a svantaggio dell'altra. Da un lato, il

progetto delle strutture tende da sempre a tutelare oltremodo gli addetti ai lavori nei confronti delle loro responsabilità; e dunque molti interventi sono assai più onerosi e invasivi di quanto stringentemente necessario. Dall'altro lato, la conservazione non sempre intende le ragioni della sicurezza; e dunque il progetto di restauro non riesce a metabolizzare il progetto strutturale.

In questi ultimi anni, fortunatamente, la disciplina strutturale è particolarmente cresciuta sul piano culturale, prendendo finalmente atto che, a essere maggiormente degno della conservazione, è proprio l'organismo strutturale. Lo strutturista si sta insomma rendendo conto che l'oggetto del proprio lavoro — la struttura e le tecniche costruttive — costituisce l'aspetto di maggior valore storico, culturale e intellettuale dell'edificio. Il passaggio è cruciale: la conservazione strutturale rappresenta una condizione necessaria alla conservazione architettonica. Tale presa di coscienza converte gli strutturisti; sono loro stessi a imporre — e non più a subire — il restauro.

La strutturalistica e il restauro tendono così a convergere in un'unica disciplina: *il restauro strutturale*. Il restauro strutturale è culturalmente più elevato delle due componenti da cui deriva. Il restauro strutturale si basa su due punti, inconfutabili pur nelle soggettività delle teorie sul restauro.

a) Un intervento si colloca nel restauro strutturale solo se conserva il comportamento strutturale di servizio. Difatti, una costruzione che, dopo l'intervento, porta i carichi di servizio diversamente da prima è un'altra costruzione. In questo caso l'opera è stata cancellata, a prescindere dal fatto che l'impianto architettonico rimanga inalterato e la pelle sia conservata.

Un primo criterio del restauro strutturale è quindi: l'intervento deve incrementare la portanza ultima, la quale si riflette direttamente nell'incremento di sicurezza, ma nel contempo deve essere inerte in servizio, la cui condizione non influenza la sicurezza di una costruzione muraria.

Chi osserva una costruzione che è stata sottoposta a un intervento di restauro strutturale, dunque, la vede lavorare nelle modalità originali, salvo circostanze con tempo di ritorno più che centenario. Tali circostanze sono essenzialmente rappresentate dai carichi eccezionali oppure dai sismi severi. In tali circostanze, e solo in quelle, la struttura chiama in causa l'intervento, il quale le consente di tollerare le predette azioni estreme. Quando l'intervento lavora, la struttura esibisce comportamenti innaturali. D'altronde quei comportamenti estranei alla concezione primigenia permettono alla costruzione di sopravvivere.

Questo criterio è pienamente osservato dal rinforzo in composito, poiché i nastri di FRP sono inerti in servizio, entrando in azione solo nelle situazioni estreme. Esempi invece in cui lo stato di servizio viene alterato sono gli inserimenti di ossature in C.A. o in acciaio nelle masse murarie. Questi interventi talvolta arrivano allo svuotamento dell'edificio, conservando le facciate, ma supportandole con strutture ex-novo; oppure i placcaggi delle pareti, ove le cortine di ricoprimento tendono a rimpiazzare la parete placcata; o anche le cappe di C.A. sulle volte, le quali relegano la calotta muraria al ruolo di controsoffitto; o peggio, i sistemi di sospensione delle volte, i quali sono pure meccanicamente infelici.

b) Un intervento si colloca nel restauro strutturale solo se conserva le tecniche costruttive. Difatti, una costruzione che, dopo l'intervento, non presenta le tecniche costruttive originali è un'altra costruzione. In questo caso l'opera è stata cancellata, a prescindere dal fatto che gli intonaci, i rivestimenti, i fregi, le modanature, la pelle dei componenti siano stati conservati.

Un secondo criterio di restauro strutturale è quindi: l'intervento deve mantenere materialmente le tecniche costruttive originarie.

Questo criterio è pienamente osservato, nuovamente, dal rinforzo in composito, poiché i nastri di FRP si configurano come apporti aggiuntivi che lasciano in opera e intatti i componenti originari. Esempi invece in cui le tecniche costruttive vengono cancellate sono le demolizioni e le sostituzioni delle strutture originarie con strutture ex-novo.

Il restauro strutturale si propone dunque di salvaguardare sia l'idea primigenia, sia la materia. Costituiscono eccezioni a tale proponimento il naturale invecchiamento del manufatto, come pure le eventuali manomissioni antropiche storicizzate.

Il restauro strutturale recide alla radice la dicotomia tra sicurezza strutturale e conservazione architettonica: il perseguimento della sicurezza conformemente ai due criteri suesposti garantisce automaticamente la conservazione, senza bisogno di alcuna concertazione.



Figura 10-a. Le colonne della chiesa avevano una sezione inadeguata a portare i pesi propri in sicurezza; per di più le colonne erano dissestate. Il confinamento delle colonne avrebbe richiesto una cinturazione applicata su quasi tutta la loro superficie esterna, la quale sarebbe stata inaccettabile sul piano restaurativo.

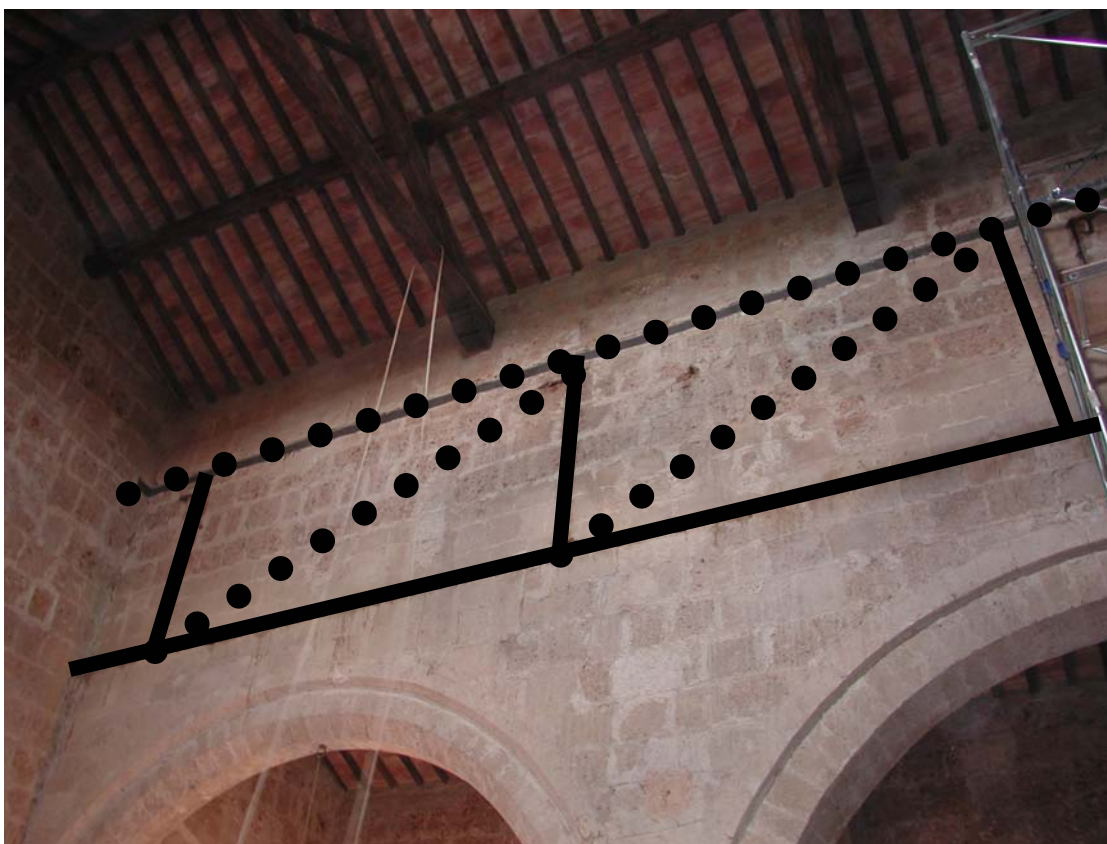


Figura 10-b. I paramenti sono stati dotati della capacità di sostenere se stessi e il coperto senza bisogno delle colonne. Un sistema reticolare remoto è stato realizzato a questo proposito. Le aste tese consistono in lamine in composito (linee forti continue), inserite in scassi pre-praticati. Le aste compresse sono ideali (linee punteggiate): bielle di muratura. Il numero di strati (5 nastri di carbonio) garantisce che il carico massimo comporta una dilatazione dei rinforzi inferiore a 0.00145. Questo limite assicura che la reticolare remota entri in azione quando il paramento è ancora coeso.



Figura 11-a. Ponte sito nell'Appennino emiliano, gestito dal *Settore Viabilità* della Provincia di Bologna, da allargare e adeguare.



Figura 11-b. L'intervento ha appoggiato la nuova soletta sulle pile e sulla linea di chiave degli archi, ma non sul rinfiango. La linea delle pressioni tende così alla spezzata bilaterale, la quale può essere contenuta nello spessore dell'arco, che è ribassato. L'appoggio continuo della soletta sul rinfiango dell'arco avrebbe invece comportato una linea delle pressioni curva, non contenuta nello spessore murario.



Figura 11-c. L'appoggio della soletta solo sulle pile e sulla chiave simmetrizza anche l'azione sismica. L'appoggio della soletta sul rinfiango comporterebbe invece un'azione sismica asimmetrica.

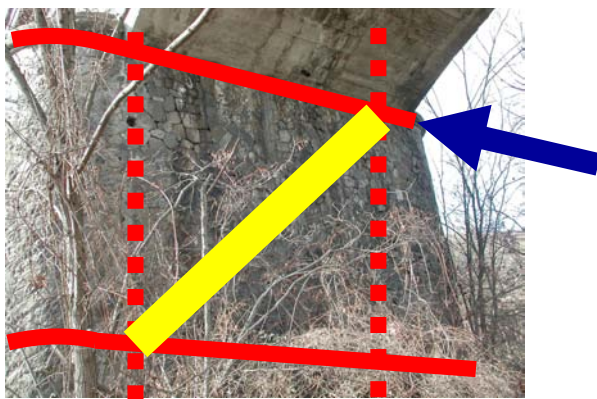


Figura 11-d. Il sistema preposto ad assorbire l'azione sismica orizzontale sulle pile è costituito da pali infissi dal piano stradale al terreno fondale (punteggiata) e da cinture in composito incollate esternamente alla testa e alla base delle pile (linea solida più sottile). L'ideale biella diagonale muraria (linea solida forte) chiude il sistema di forze.

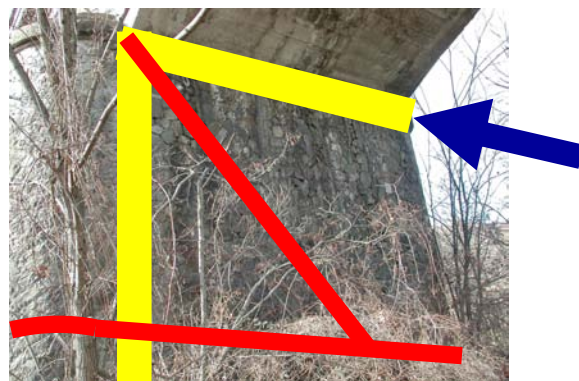


Figura 11-e. Intervento alternativo: due diagonali in composito incollati obliquamente alle pile, in luogo dei pali. L'azione sismica orizzontale è assorbita dal diagonale in FRP teso (linea solida più sottile), e dalla biella muraria verticale (linea solida forte). Questa soluzione è più economica, ma deturpa l'estetica dell'opera.



Figura 12. Entrambi i campanili delle due chiese, site nel comune di Cles, scaricavano a terra solo metà del perimetro, mentre l'altra metà scaricava sulle volte della navata. La reticolare remota spaziale in composito ha dotato la fetta verticale di campanile vincolata al suolo, della capacità di supportare a sbalzo la fetta verticale.



Figura 13-a. Una volta del sistema strutturale voltato era profondamente fessurata.



Figura 13-b. L'analisi ha verificato l'inadeguatezza statica e sismica delle volte. L'inadeguatezza era morfologica e quindi riguardava ciascuna volta. La fessurazione, oltre che ininfluente, era incidentale e riguardava una sola volta. L'intervento è consistito nel rinforzo estradossale in composito di tutte le volte.



Figura 14-*a*. Grand Hotel di Alassio. Le strutture sono in muratura di mattoni. La facciata è costituita da mattoni a 6 o a 8 fori (di diametro notevole). Vale a dire, i mattoni sono largamente forati sebbene essi rivestano il ruolo portante. La facciata non arriva al suolo ma si arresta al primo piano, dove poggia su una travata metallica a sua volta poggiata su pilastri in ghisa.



Figura 14-*b*. Alcuni eventi avevano fessurato profondamente ed estesamente la facciata. La fessurazione aveva decoeso il paramento, il quale consisteva in frammenti di placche. Il paramento era a malapena in grado di portare i pesi propri e quindi non era in grado di portare in sicurezza le altre azioni. L'immagine fotografica mostra altresì la geometria dei mattoni. Se ne osserva la cospicua foratura.



Figura 14-c. L'intervento di adeguamento della facciata è consistito nell'applicazione di nastri di composito incollati al contorno murario. I nastri sono stati applicati sia sul prospetto della facciata, sia sulla superficie interna della facciata.



Figura 14-d. Il tracciamento dei nastri è stato progettato in modo da generare la capacità portante della facciata ai pesi propri e alle azioni eoliche senza intersecare i fregi e le modanature della facciata.

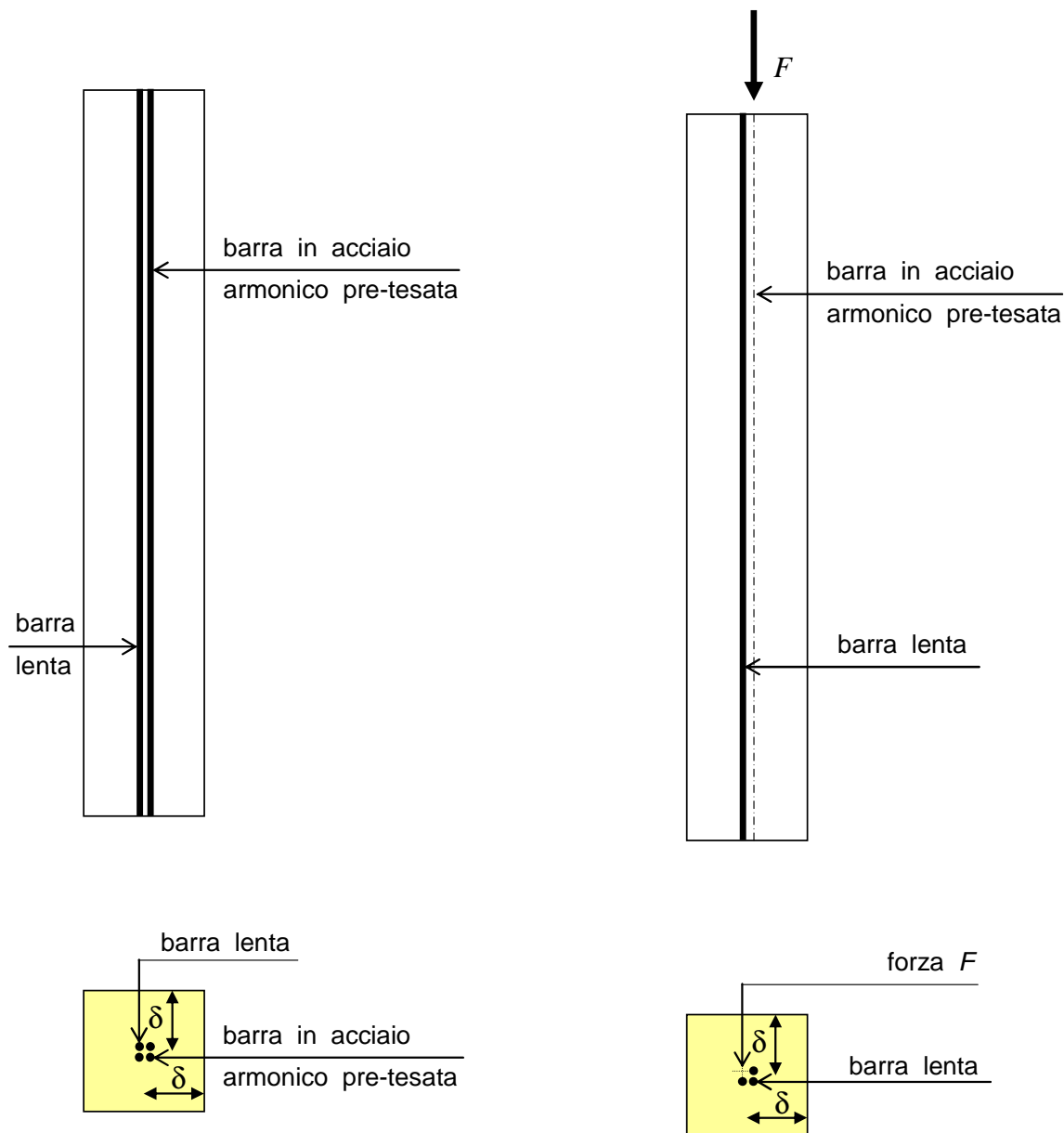


Figura 15. I rinforzi della muratura armata possono essere posti in pretrazione; in questo caso si parla di armature attive. La pretrazione dei rinforzi imprime uno stato coattivo di precompressione nelle murature (coazione = sollecitazione indipendente dai carichi). La precompressione della muratura può trovare un proficuo impiego nell'adeguamento sismico delle strutture verticali. Il progetto si sviluppa in due passaggi. (1) Si dispone il quantitativo d'acciaio necessario ad assorbire il sisma estremo (azione sismica di progetto: tempo di ritorno di 475 anni). (2) Di tali armature, si tesa il quantitativo necessario a generare la precompressione che conferisce, alla colonna, la rigidità necessaria per tollerare il sisma d'esercizio (azione sismica con tempo di ritorno inferiore a 100 anni). La definizione del tiro deve considerare due aspetti.

(1) La precompressione, se è vero che non può modificare l'eccentricità delle armature attive (a parte i cavi unbonded delle travi), per contro modifica amplifica le eccentricità co-

struttive e l'eccentricità delle azioni normali. La modifica di eccentricità non produce effetti apprezzabili quando le azioni esterne sono trasversali. Pertanto le travi precomprese non risentono dell'instabilità. Per contro, la modifica di eccentricità produce effetti considerevoli quando le azioni sono normali. Pertanto le colonne precomprese debbono considerare l'instabilità.

(2) Le armature attive debbono attingere la massima dilatazione consentita, così da ridurre gli effetti delle cadute lente di tiro. Per cui il numero di armature deve essere scelto in modo tale che il tiro di progetto comporti che alcune barre siano tesate al massimo consentito, mentre le altre rimangono lente.

L'incremento della capacità sismica delle strutture verticali mediante armata attiva prevede l'inserimento di barre all'interno della massa muraria. Inserendole a metà spessore, il numero di carotaggi è la metà e il momento sia d'esercizio sia ultimo è il medesimo, che inserendole verso i bordi (a parità di quantitativo d'acciaio). Per cui, conviene piazzare le armature attive in asse alla colonna o al paramento. Dopo la tesatura, generalmente, le barre vengono solidarizzate alla muratura con un'iniezione. Il materiale delle barre è solitamente l'acciaio armonico, in forma di trefoli oppure di barre dyvidag. Talvolta si preferisce il composito, perché è immune dalla corrosione e anche perché il minore modulo elastico attenua le cadute di tiro. Il foro praticato per l'alloggiamento delle armature attive di solito non deve superare i 100 mm, poiché l'avanzamento della carotatrice è ostico su diametri superiori. Il limite del diametro pone delle restrizioni al numero di trefoli o barre inseribili. L'ancoraggio dei trefoli impone un interasse tutt'altro che piccolo alle armature. Perciò le barre dyvidag spesso sono da preferirsi. Le barre dyvidag pongono il problema della giunzione quando la lunghezza passa i 12 m (ovvero il limite accettato in cantiere). Per mantenere sufficientemente contenuto il diametro di carotatura, la giunzione tra le barre dyvidag può essere effettuata praticando uno scasso nella muratura nel tratto di giunzione.