

ADEGUAMENTO FUNZIONALE DI PONTI E VIADOTTI

Paolo Foraboschi e Enzo Siviero

1. INTRODUZIONE

Una rilevante frazione dei ponti e dei viadotti italiani è carente sul piano funzionale. Le lacune vanno dall'incapacità delle corsie viarie di soddisfare l'effettivo traffico veicolare, alla mancanza di una corsia dedicata alle biciclette o ai pedoni, all'inadeguatezza dei parapetti. L'eliminazione di tali carenze comporta l'adeguamento strutturale.

Molti ponti esistenti sono inadeguati indipendentemente dalla funzionalità viaria, per ragioni statiche. Il ponte non può portare i carichi prescritti assicurando le dovute condizioni di sicurezza. La causa può essere il degrado prestazionale (ponti in C.A. o in C.A.P.), ovvero la condizione può essere congenita (ponti murari). Alle carenze statica può assommarsi l'inadeguatezza sismica.

2. ANALISI DELLO STATO ATTUALE DEL PONTE

L'analisi strutturale dello stato attuale dei ponti in muratura necessita talune annotazioni, poiché non di rado si assiste ancora ad assurde analisi tensionali.

2.1 Impalcato dei ponti in muratura

L'impalcato di un ponte in muratura non può che essere voltato. Le caratteristiche meccaniche del materiale non lasciano altre possibilità. L'analisi strutturale dello stato attuale dell'impalcato converge quindi nell'analisi strutturale di un arco in muratura. Con arco in muratura, tuttavia, non si intende soltanto la volta muraria. Intanto, i piedritti sono indispensabili all'esistenza stessa della volta muraria, dovendo garantire all'arco, oltre al supporto verticale, un'azione contraffortante minima. Pertanto, la locuzione "arco in muratura" comprende come minimo la volta muraria ed i due piedritti. A rivestire un ruolo importanza, inoltre, vi è il rinfiacco, che quindi deve essere incorporato nel sistema arco. Infine, una certa influenza sulla risposta è esercitata dal muro di contenimento del rinfiacco.

Tutti i suddetti componenti costruttivi debbono essere considerati in ragione della loro massa: le murature resistono essenzialmente per massa. Ciò significa che l'analisi strutturale non deve approntare uno schema statico complessivo atto a riprodurre gli sforzi nel sistema strutturale. Deve soltanto riprodurre la catena cinematica che simula i movimenti virtuali delle masse coinvolte. In alternativa, l'analisi può riferirsi alla linea delle pressioni, che si ricollega concettualmente al-

la catena cinematica. Il comportamento strutturale dell' arco è quello dei cinematici; ed i cinematici dipendono dai carichi e dal loro punto d'applicazione.

2.1.1 Ponti ad una sola arcata

Per chiarezza espositiva, inizialmente si appunta l'attenzione sull'arco singolo. In questo caso il piedritto coincide con la spalla del ponte. Prodromiche all'analisi dell'arco in muratura sono le seguenti grandezze.

- Si definisce (Fig. 1) *spinta*, denotandola H , la forza orizzontale scambiata, all'imposta, tra arco e piedritto (pila o spalla). Gli archi dei ponti solitamente non presentano il tirante, come invece spesso accade per gli archi degli edifici. La spinta H scambiata all'imposta deve dunque essere sopportata dal piedritto.

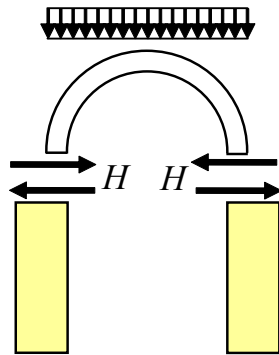


Figura 1. Spinta.

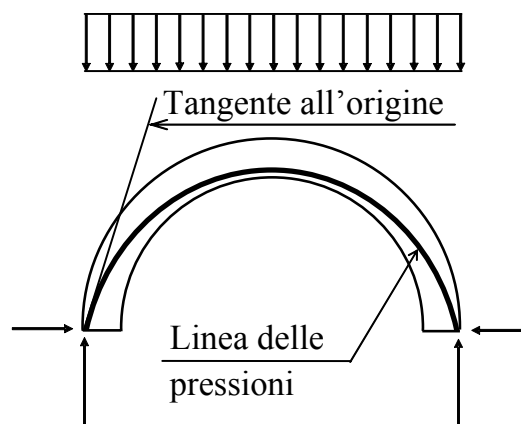


Figura 2. Teorema statico per le murature.

- Dato un arco ed il carico totale agente (pesi propri, carichi permanenti e sovraccarichi accidentali), esiste un valore minimo ed uno massimo di H , da qui in avanti denotati H_{min} ed H_{max} . Il livello del carico totale da considerare ai fini della stima di H_{min} ed H_{max} è quello estremo, poiché lo stato è ultimo.
- I valori di H_{min} ed H_{max} possono essere determinati avvalendosi del *teorema statico* formulato per le murature (Figg. 2-3). *Enunciato.* Sia dato un arco (una volta) ed un carico. Se esiste almeno un valore della spinta, compatibile con i piedritti, per il quale la linea delle pressioni è contenuta nei contorni della struttura (ossia si accomoda nello spessore murario), l'arco non collassa sotto quel dato carico. Se invece il suddetto valore della spinta non esiste, l'arco collassa. La compatibilità con i piedritti significa che quest'ultimi, eventualmente in condizioni limite, debbono essere in grado di assorbire la spinta associata alla linea delle pressioni. La spinta associata coincide con la componente orizzontale della tangente geometrica all'origine della linea delle pressioni.
- Tale dimostrazione riconduce il calcolo di H_{min} ed H_{max} ad un calcolo d'equilibrio — tale è la determinazione della linea delle pressioni — che prescinde dal-

la congruenza. Un calcolo della spinta H basata sulla congruenza — tale sarebbe la stima del valore effettivo di H — sarebbe invece poco credibile.

- La traduzione operativa del teorema statico avviene dunque tramite il tracciamento della linea delle pressioni. Sia dato l'arco ed il carico (estremo). La linea delle pressioni associata ha due gradi di libertà: 1- il valore della spinta, purché ammissibile con il piedritto, 2- ed il punto iniziale. Esistono quindi ∞^2 linee delle pressioni in equilibrio con il carico. Occorre trovarne una che non esca dai contorni (Figg. 2-3). In genere, il procedimento è iterativo. La linea delle pressioni trovata non è ovviamente quella reale.

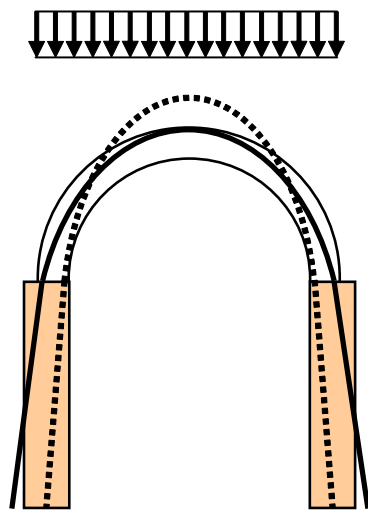


Figura 3. Le due LdP non decretano l'ammissibilità del carico: escono dalla calotta, oppure dal piedritto.

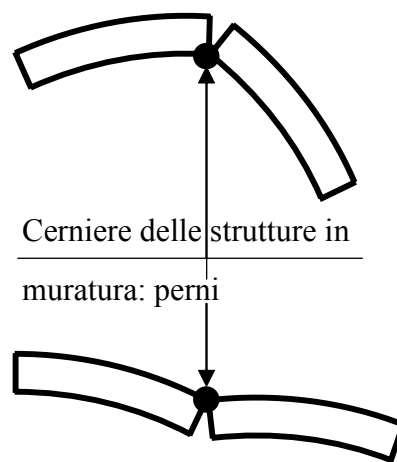


Figura 4. Cerniere delle murature. Trattasi di perni al contorno: all'estradosso, oppure all'intradosso.

- Il calcolo di H_{min} ed H_{max} può essere effettuato graficamente. Il calcolo grafico può essere velocizzato e semplificato rispetto agli obsoleti calcoli di statica grafica. Basta impiegare i sistemi C.A.D., i quali forniscono immediatamente i volumi ed i baricentri delle masse, e consentono di automatizzare le iterazioni.
- Il passaggio della linea delle pressioni dentro il terzo medio della sezione non significa nulla di più o di diverso rispetto alla verifica sopra prospettata. In particolare, riferirsi al terzo medio è insensato relativamente (1) alla sicurezza, (2) alla fessurazione, (3) alle tensioni. (1) La distanza della linea delle pressioni dal bordo non esprime la sicurezza. Affinché detta distanza acquisisca significato in tal senso occorrerebbe accomunarla ad altre grandezze. Altri parametri sono però più convenienti a questo proposito. (2) La fessurazione è scorrelata dalla linea delle pressioni considerata. La linea delle pressioni usata, infatti, è ipotetica: è solo una delle ∞^2 linee delle pressioni in equilibrio con il carico e passante dentro la struttura. Per determinare quella reale occorrerebbe risolvere un arduo

ed inutile problema di congruenza. (3) Le tensioni non sono desumibili dalla linea delle pressioni considerata. La risposta tensionale, anche se di mezzo unilaterale, allo sforzo normale piazzato nel punto di passaggio della linea delle pressioni è priva di criterio. Il motivo è sempre quello: trattasi di una delle ∞^2 linee delle pressioni in equilibrio con il carico e interamente transitante dentro la struttura. Con l'aggiunta che il livello tensionale non misura la sicurezza.

- Un arco che scambia, all'imposta, una spinta minore di H_{min} collassa per meccanismo cinematico con apertura delle imposte.

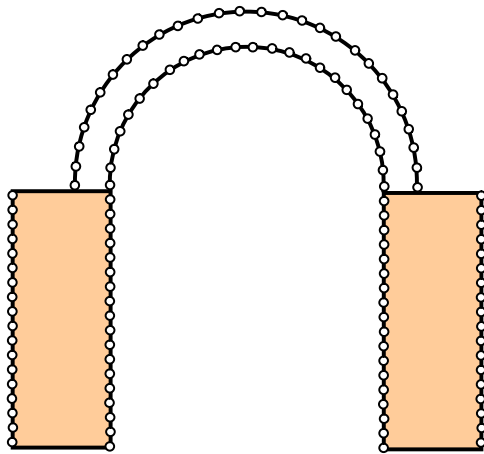


Figura 5: Sistema murario: composizione di infiniti blocchi rigidi unilaterali di spessore infinitesimo (i.e., stessa continua di ∞ cerniere unilaterali).

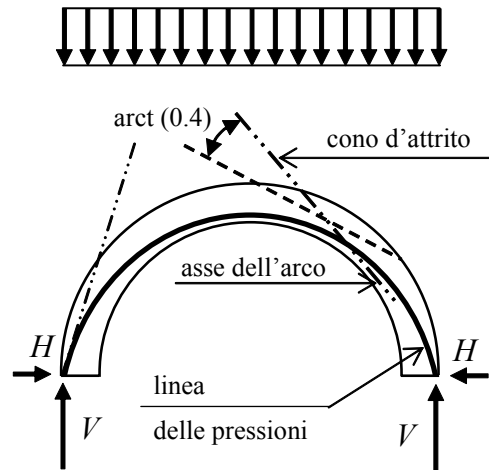


Figura 6. LdP nello spessore: ammissibile. La LdP, per uscire dal cono d'attrito rimanendo nello spessore, richiede un arco eccezionalmente tozzo.

- Sia H_{ab} il valore di H che provoca il collasso del piedritto. Il modo di crisi del piedritto prodotto da H solitamente è per ribaltamento, più raramente per slittamento. Il livello dei carichi agenti sul piedritto, da considerare ai fini della stima di H_{ab} , è quello estremo. La spinta H all'imposta dell'arco è minore di H_{min} solo se $H_{ab} < H_{min}$. Per cui, se e solo se $H_{ab} < H_{min}$ il meccanismo per apertura delle imposte si attiva. Se invece $H_{ab} > H_{min}$, questo meccanismo non si attiva.
- Un arco che scambia, all'imposta, una spinta maggiore di H_{max} collassa per meccanismo cinematico con chiusura delle imposte.
- Data la forma dell'arco e definita l'azione esterna, lo spessore S presenta un valore minimo, S_{min} . Un arco con $S < S_{min}$ e caricato dall'azione esterna cui S_{min} si associa collassa per meccanismo cinematico con imposte fisse.
- Due sono le possibili forme di meccanismo ad imposte fisse, ossia per $S < S_{min}$. Se il carico totale è asimmetrico, la forma ha 4 cerniere. Se il carico totale tende ad essere simmetrico, la forma ha 5 cerniere.

- Un meccanismo consiste dunque in una serie composta da un certo numero di cerniere, collocate in estradosso ed in intradosso. Le cerniere di meccanismo sono perni unilaterali al contorno (Fig. 4). Come tali, queste sono diverse dalle cerniere classiche della Scienza delle Costruzioni (bilaterali ed in asse). Il computo del grado di vincolo, in particolare, non vale per le cerniere unilaterali.
- Il valore di S_{min} può essere calcolato col teorema statico. In alternativa, il valore di S_{min} può essere calcolato col teorema cinematico formulato per le murature.
- *Teorema cinematico* (Fig. 5). Siano dati l'arco ed i carichi. Il valore ultimo del sovraccarico accidentale è quello che: 1- relativamente ad un meccanismo comporta un lavoro resistente uguale, in valore assoluto, al lavoro sollecitante; 2- relativamente a tutti gli altri meccanismi comporta un lavoro resistente maggiore, in valore assoluto, al lavoro sollecitante.

Un sovraccarico maggiore del carico ultimo provoca il collasso dell'arco. Il meccanismo per il quale il lavoro totale si annulla, conteggiando il lavoro resistente in valore assoluto, è il meccanismo che detta la crisi.

- Il valore di S_{min} è quello che, dati l'arco ed il carico totale, azzerava la differenza tra il valore assoluto del lavoro resistente e sollecitante del meccanismo.
- Il valore di S_{min} dipende drasticamente dai carichi: è associato alle stese componenti la combinazione ed ai valori dei carichi. L'analisi necessita dei seguenti parametri: (1) il valore di S_{min} associato al solo peso proprio dell'arco, $S_{min}^{\gamma=0}$, (2) ed il valore di S_{min} associato al peso proprio dell'arco ed al rinfiacco gettato sino alla quota estradosale della chiave, S_{min}^{γ} , dove l'apice denota il peso specifico γ del rinfiacco espresso in kN/m^3 . Un valore tipico è: $S_{min}^{\gamma=19}$.
- Nell'arco semi-circolare, $S_{min}^{\gamma=0} \approx L/19$ (o meglio, vale poco meno), dove L indica la luce media (in asse). Si dimostra immediatamente che, tutto il resto uguale: $S_{min}^{\gamma=0} > S_{min}^{\gamma}$, a parte il caso di arco circolare particolarmente ribassato e di taluni archi ogivali. Segnatamente all'arco semi-circolare: $S_{min}^{\gamma=0} \gg S_{min}^{\gamma}$.
- Molti sono gli archi con $S < S_{min}^{\gamma=0}$. Evidentemente tali archi sono stati varati avendo già gettato il rinfiacco. Un rinfiacco gettato ad una quota poco superiore delle reni comporta $S_{min} < S_{min}^{\gamma}$. Questi aspetti devono essere tenuti presente. Se $S < S_{min}^{\gamma}$, il rinfiacco non può essere rimosso (se non lo strato superiore).

Conviene introdurre i seguenti coefficienti (adimensionali).

— *Coefficiente di sicurezza dell'arco*, Φ , definito:

$$\Phi = \frac{H_{max} - H_{min}}{\left(\frac{H_{max} + H_{min}}{2} \right)} \quad (1)$$

— *Coefficiente di sicurezza geometrico*, ω , definito: $\omega = \frac{S}{S_{min}^0}$ (2)

— *Coefficiente di sicurezza del rinfiango*, φ , definito: $\varphi = \frac{S}{S_{min}^\gamma}$ (3)

— *Coefficiente di sicurezza di carico*, Ω , definito: $\Omega = \frac{S}{S_{min}}$ (4)

— *Coefficiente di sicurezza del piedritto*, Ψ , definito: $\Psi = \frac{H_{ab} - H_{min}}{H_{min}}$ (5)

Di tali coefficienti, Φ , Ω , e Ψ esprimono la sicurezza del ponte, mentre ω e φ indicano il ruolo di taluni componenti — rinfiango e carichi permanenti — sulla sicurezza. Il calcolo dei coefficienti sopra introdotti può essere eseguito usando il teorema statico, ovvero cinematico formulati per le murature.

I suddetti coefficienti vanno calcolati in corrispondenza dei valori estremi delle azioni esterne. A seconda della sua stesa, un carico può essere sollecitante, ovvero resistente. Ciò determina il frattile, se il 5 % superiore, ovvero inferiore.

I punti d'applicazione dei pesi propri e dei carichi permanenti sono fissi: i baricentri delle masse. Occorre stabilire, per ciascun carico, la sua natura, se sollecitante ovvero resistente. Quando è sollecitante, il valore da usare è quello corrispondente al frattile 5 % superiore. Quando è resistente, il frattile 5 % inferiore.

I sovraccarichi accidentali debbono essere piazzati nei punti dove si configurano come enti sollecitanti, usando il frattile 5 % superiore.

Di solito, la situazione peggiore contempla il sovraccarico accidentale steso sull'intero estradosso ai fini di Φ e Ψ ; e steso asimmetricamente attorno ad una delle reni (per circa 1/4 della luce), oppure simmetricamente attorno alla chiave (per circa metà luce) ai fini della stima di ω , φ ed Ω .

Che i coefficienti Φ e Ψ siano positivi e che Ω sorpassi l'unità è una condizione necessaria. Dovendo altresì presidiare la sicurezza, tali coefficienti debbono garantire adeguati margini. Tenuto conto di tutto, si impone:

$$\Phi > 0.15 \quad ; \quad \Omega > 1.25 \quad ; \quad \Psi > 0.30 \quad (6)$$

2.1.2 Ponti a più arcate

La trattazione per il ponte ad una sola arcata rimane valida anche per il ponte a più arcate, eccetto soltanto il coefficiente di sicurezza del piedritto Ψ .

Si considera la spinta scambiata, all'imposta, dell'arco adiacente all'arco analizzato. Tale spinta confluisce sullo stesso piedritto dell'arco analizzato. Si definisce H_p il valore di tale spinta quando, sull'arco adiacente, il sovraccarico accidentale è nullo. Vale a dire, H_p è prodotta dai pesi propri e dai carichi permanenti, con frattile 5 ‰ inferiore se un carico incrementa H e viceversa.

Nel caso di ponte a più arcate, il coefficiente di sicurezza del piedritto Ψ assume una forma diversa che nel caso ad una sola campata:

$$\Psi = \frac{H_{ab} + H_p - H_{min}}{H_{min}} \quad (7)$$

Le varie spinte H sono considerate in valore assoluto. Si osserva dunque che l'arcata adiacente ingenera una benefica azione contraffortate, quantificata da H_p .

2.1.3 Elementi costruttivi e stati della risposta che condizionano la verifica

L'analisi tensionale di un ponte ad arco in muratura a fronte dei carichi d'esercizio mostrerebbe che le tensioni interessano, oltre all'arco, i muri di contenimento del rinfianco, le strutture delle pile o della spalla; e in generale tutte le masse murarie costituenti il ponte. Questo comportamento, tuttavia, riguarda soltanto l'esercizio. La risposta d'esercizio non influenza però le verifiche strutturali del ponte in muratura. Le verifiche strutturali del ponte murario sono condizionate soltanto dal comportamento ultimo. La struttura che governa il comportamento ultimo è l'arco; le altre masse murarie si configurano come pesi. La sicurezza strutturale di un ponte in muratura è dunque sintetizzata soltanto dalla sua risposta ultima.

Il modo di crisi dell'arco è per meccanismo cinematico. La portanza dell'arco è dettata dal meccanismo più debole tra tutti i meccanismi cinematicamente ammissibili per il sistema arco – piedritti. Ciò esclude tacitamente tutti i modi di crisi diversi dal meccanismo. In particolare la crisi per 1- schiacciamento, 2- taglio e 3- punzonamento. Si giustifica l'assunzione.

1- In una volta, il livello di carico che provoca lo schiacciamento del materiale muratura oltrepassa considerevolmente il livello di carico che provoca il meccanismo della struttura. La crisi per schiacciamento di una volta in muratura rappresenta quindi un evento non meritevole di considerazione.

2- La crisi per taglio (Fig. 6), ossia lo slittamento tra i conci, avviene solo quando, in una sezione, il rapporto tra il taglio e lo sforzo normale esce dal cono d'attrito. Il rapporto tra il taglio e lo sforzo normale coincide con l'inclinazione della tangente geometrica alla linea delle pressioni nella sezione. Una linea delle pressioni che, in una sezione, ha un'inclinazione superiore a 0.40, in una sezione precedente o successiva esce dai contorni murari, a meno che l'arco non sia eccezionalmente tozzo. L'uscita dal contorno corrisponde alla crisi per meccanismo. Si è così dimostrato che la crisi per taglio è preceduta dalla crisi per meccanismo.

3- Anche il punzonamento è un evento remoto. Basta infatti una piccola curvatura per dotare la calotta di una notevole resistenza a questo proposito.

Si appunta ora l'attenzione sul ponte ad arco, col fine di definirne l'effettiva struttura portante. In servizio i carichi interessano tutte le masse murarie. All'atto del collasso, invece, la struttura si libera delle costrizioni: per trasformarsi in un meccanismo, la struttura deve labilizzarsi. Il processo di labilizzazione consiste nella formazione di una successione di cerniere unilaterali al contorno (Fig. 4).

Le cerniere di meccanismo si formano dunque all'estradosso ed all'intradosso dell'arco, eventualmente nelle pile o nelle spalle: ma non nelle altre masse d'impalcato. Ovvero, si possono formare nelle altre masse solo se tali masse sopportano apprezzabili trazioni. Il fenomeno è possibile: ma le verifiche di sicurezza non lo possono considerare. P. es., le cerniere di meccanismo possono formarsi nei due muri di contenimento del rinfianco. Ma poi le masse murarie comprese tra i due suddetti muri si trasferiscono dal centro del ponte sino ai bordi facendo lavorare la parte centrale di calotta in trazione.

Le masse murarie extra-arco non fanno quindi parte del sistema strutturale che porta il carico ultimo. Si ritorna così a quanto trattato. Ad interessare sono le 4 forme sopra trattate. Ciò non significa però che le altre masse siano ininfluenti ai fini della portanza; anzi, è vero l'opposto. Il punto è solo che tali masse non partecipano alla catena cinematica: ma partecipano ai carichi. Il rinfianco, i muri di contenimento del rinfianco e le altre masse murarie di solito venivano posizionati in modo da costituire enti resistenti in virtù del loro peso, mentre la loro resistenza interessava solo come fatto locale. In effetti, la presenza di tali masse è spesso decisiva ai fini della portanza del ponte.

Alla luce di quanto sopra, i coefficienti Φ , Ω e Ψ debbono essere calcolati anche (1) in essenza del rinfianco, (2) del muro di contenimento del rinfianco, (3) dell'eventuale parapetto murario, (4) e delle eventuali nervature di ispessimento della calotta (sono le nervature a dettare lo spessore dell'arco, ma poi le parti di calotta non nervate debbono trasferire il loro peso alle nervature).

I valori di tali coefficienti in assenza, a turno, di uno e più d'uno dei suddetti elementi, aumentano la conoscenza meccanica del ponte, fornendo indicazioni progettuali e guidano le fasi lavorative dell'eventuale adeguamento.

Si rimarca che i coefficienti Φ , Ω e Ψ esprimono la sicurezza non dipendono dalla fessurazione: o meglio, tacitamente assumono che il ponte sia diffusamente fessurato. Si conferma allora che la fessurazione non incide sulla sicurezza strutturale. La sicurezza del ponte nei confronti della portanza ultima è la medesima se il ponte è integro, oppure se è fessurato. Parimenti, le fessure non incidono sul progetto d'adeguamento: le strategie complessive d'intervento, essendo indirizzate dai coefficienti Φ , Ω e Ψ , sono le medesime quali che siano i quadri fessurativi.

2.1.4 Formalizzazione della verifica dell'impalcato del ponte in muratura

I coefficienti Φ , Ω e Ψ consentono di verificare la sicurezza dell'impalcato di un ponte in muratura, nonché le capacità laterali delle pile e delle spalle.

$$q_{ud} > q_{ext} \quad (8)$$

Si richiama l'attenzione sul fatto che le verifiche tensionali sono del tutto prive di significato nel caso dell'impalcato di un ponte in muratura. Il livello tensionale, infatti, è scorrelato dal livello di sicurezza dell'arco murario. Anzi, in molti casi più tale livello è alto, più il ponte è sicuro. Peraltro, gli antichi costruttori questo concetto lo avevano chiaro. Difatti essi sapientemente aggiungevano masse così da configurarle quali enti resistenti.

In definitiva, *la verifica che la massima tensione prodotta dai carichi sia inferiore alla massima tensione tollerata dal materiale (ridotta dal coefficiente di sicurezza) non esprime alcunché; in particolare, non misura la sicurezza strutturale.*

L'analisi tensionale merita di rimarcare un precedente accenno. Un calcolo tensionale deve inevitabilmente determinare la spinta H effettivamente scambiata, all'imposta, tra l'arco ed il piedritto. Il valore della spinta effettiva è tuttavia di ardua determinazione. Il suo calcolo passa per la soluzione di un problema di congruenza tra mezzi unilaterali (non-linearità meccanica) di cui uno mediamente tozzo, l'altro curvo. Peraltro il valore della spinta dipende dal livello di carico (non-linearità meccanica). Infine, per la pila spesso occorre chiamare in causa pure la non-linearità geometrica. Il problema può essere risolto p. es. usando codici di calcolo avanzati (fessurazione). L'affidabilità dei risultati, a parte la loro inutilità ai fini della verifica di sicurezza, è tuttavia modesta.

2.2 Pile in muratura (spalle)

Le pile in muratura meritano attenzioni particolari quando si parzializzano e/o quando l'equilibrio ultimo deve essere impostato sulla deformata, anziché sull'indeformata (non-linearità geometriche). Queste circostanze, dipendendo dalla snellezza delle pile e dalle azioni, non possono essere definite a priori e generalizzate.

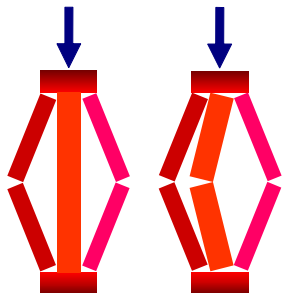


Figura 7. Collasso di un elemento murario verticale non-rinforzato.



Figura 8. Ponte in muratura rinforzato in composito caricato sino al collasso. Prova condotta dalla 4Emme di Padova (ing. Lionello).

Le analisi e le verifiche strutturali di una pila in muratura debbono *impiegare il modello di mezzo continuo unilaterale*. Tale modello riproduce la modesta ed in-

certa resistenza a trazione del materiale muratura assumendo l'ipotesi di mezzo unilaterale (non resistente a trazione). Le analisi e le verifiche strutturali di una pila in muratura debbono *impostare gli equilibri ultimi sulla deformata*.

I due modelli debbono essere combinati. *L'amplificazione delle sollecitazioni dovuta alle non-linearità geometriche deve tenere conto dell'unilateralità dovuta alla fessurazione*. Di contro, il coefficiente d'amplificazione dettato dal carico critico euleriano (come per l'acciaio) non ha significato.

Due sono le verifiche da condurre per la pila. (1) Verifica della capacità della pila di incassare le azioni laterali. Questa verifica della pila verte sulla spinta H_{ab} e come tale si intreccia con la verifica dell'impalcato. Il valore di H_{ab} usato per stimare i coefficienti introdotti a proposito dell'impalcato, dunque, deve essere ricavato usando i modelli matematici sopra definiti. (2) La pila deve garantire la portanza alle azioni verticali alla presenza di azioni laterali: presso-flessione (Fig. 7).

A proposito della verifica alle azioni verticali (sforzo assiale), fuorviante può essere la procedura normativa, la quale introduce un coefficiente ϕ e prescrive una verifica tensionale. In realtà detto coefficiente tiene in qualche modo conto dei fenomeni suddetti, mentre il coefficiente di sicurezza sulle tensioni ammissibili trasforma la verifica ultima in verifica tensionale. La cosa è possibile in quanto il regime deformativo è uniforme, e quindi non ci sono benefici plastici (i quali emergono se il profilo deformativo è a farfalla). Tale procedimento peraltro ricalca le verifiche dell'acciaio: il metodo omega è un calcolo a rottura camuffato da calcolo tensionale. Insomma si rientra, anche se in modo semplificato, in quanto detto; e comunque la verifica di normativa non è di tipo tensionale, ma a rottura.

3. ADEGUAMENTO STRUTTURALE DEL PONTE

Il carattere architettonico, storico e culturale di molti ponti da adeguare ne impone la conservazione. Quasi sempre il comportamento d'esercizio di un arco in muratura è confacente. Talvolta il comportamento ultimo può essere deficitario. L'intervento in passato più frequente era l'aumento di spessore della calotta mediante il getto estradossale di una cappa di C.A. . La ben maggiore rigidità della cappa in C.A. rispetto alla calotta muraria comporta che la gran parte dei sovraccarichi d'esercizio sia assorbita dalla cappa stessa. Il diverso comportamento dei materiali comporta che il carico ultimo venga erogato dalla cappa in C.A.. Se la volta muraria uscisse di scena, la risposta strutturale del ponte sarebbe altrettanto idonea (fatta salva, eventualmente, la comunque modesta azione di ritegno all'instabilità offerta dalla volta muraria); e soprattutto il comportamento di servizio non muterebbe. Ciò significa che ad imporre la meccanica è la cappa in C.A., e che la volta muraria solo la subisce. In definitiva, la cappa in C.A. degrada la volta muraria al rango di cassaforma a perdere. Questo intervento rappresenta dunque quanto di peggio sul piano conservativo.

Un intervento conservativo è l'applicazione di un'armatura esterna (Fig. 8). Una tecnica che lo consente è l'incollaggio di nastri in composito. L'armatura esterna è pressoché inerte ai carichi di servizio, logica conseguenza della sua mo-

desta rigidità. Tale armatura entra però in azione a fronte di carichi estremi: contribuisce a salvare l'arco dal collasso, per poi tornare inoperosa rimossa l'azione estrema. Per fortuna questa tecnica d'intervento, anche grazie all'avvento dei materiali compositi, sta rimpiazzando quella improntata sul C.A. .

3.1 Ponti in C.A. ed in C.A.P.

L'adeguamento strutturale di un ponte in C.A. dipende dal tipo di lacune alla cui rimozione si provvede. Riguardo all'impalcato, due sono le possibilità: I. la deformabilità è eccessiva; II. la portanza ultima è insufficiente.

Nel I caso l'adeguamento deve provvedere ad aumentare le masse di cls strutturale (in zona compressa). Talvolta l'applicazione di un'armatura esterna tesata (attiva), scorrevole (*unbonded*), può rappresentare una soluzione alternativa. A quest'ultimo proposito si rimanda al punto 5.1.1 dedicato al II caso. Di converso, un'armatura esterna, aderente, lenta (fatto salvo quantitativi spropositati) di solito non è in grado di cogliere questo obiettivo.

Nel II caso l'adeguamento richiede l'applicazione di un'armatura esterna. Interventi alternativi sarebbero inefficaci, o quantomeno molto più onerosi. Talvolta l'armatura esterna da sola non è sufficiente ad adeguare la portanza. In questi casi è necessario abbinare tale intervento con l'aumento delle masse di cls strutturale. L'armatura esterna può essere tesata (attiva), oppure lenta (passiva).

3.1 Armatura esterna tesata (attiva): cavi scorrevoli

L'armatura esterna tesata quasi sempre è scorrevole (cavi scorrevoli). L'armatura scorrevole viene applicata mediante ancoraggi alle testate, e mediante deviatori lungo la trave. Gli ancoraggi consentono di tesare l'armatura esterna. I deviatori consentono di modulare il momento antagonista prodotto dall'armatura esterna. L'ancoraggio e il fissaggio dei deviatori spesso incontrano difficoltà esecutive.

Il contributo fornito dall'armatura scorrevole alla portanza deriva dalla curvatura media della trave. Come tale è inferiore al contributo che la stessa armatura fornirebbe se fosse aderente al cls. Il contributo fornito dall'armatura aderente, infatti, è dato dalla massima curvatura locale. Oltre a ciò se l'armatura esterna è in acciaio, occorre prevedere la sua protezione dalla corrosione.

3.2 Armatura esterna lenta (passiva): compositi (materiali, prodotti, tecnologie)

La tecnologia più evoluta e più efficace per applicare un'armatura esterna aderente è il rinforzo in materiale composito fibro-rinforzato a matrice polimerica (acronimo FRP: Fiber-Reinforced-Polymer). Questo materiale è immune alla corrosione elettrochimica. Inoltre può essere efficacemente incollato alla struttura. Il materiale FRP è costituito da fibre continue, uni-direzionali, annegate nella matrice polimerica. Le fibre di solito più confacenti sono quelle in carbonio. Talvolta convengono le fibre aramidiche; altre volte si usano le fibre di vetro (costano meno, ma poi ne occorrono di più). La matrice solitamente è di tipo epossidico. La tecnologia consiste nell'incollaggio di nastri in composito sul contorno.

I nastri danno luogo a rinforzi uni-direzionali. L'aderenza dei nastri alla struttura è prodotta dall'incollaggio epossidico. Quando l'applicazione è eseguita appropriatamente, a dettare la resistenza al distacco non è, né il composito, né il film epossidico, ma il supporto di cls (decorticazione della struttura).

Due sono i prodotti disponibili per la realizzazione di un'armatura esterna.

1°) *Tessuti di fibra*. A costituire il rinforzo è solo l'ordito, mentre la trama serve solo per tenere unite le fibre d'ordito. Invero esisterebbero anche prodotti pluri-assiali, ossia tessuti con fibre disposte in più direzioni. Tuttavia, tali prodotti non hanno senso nelle strutture. Paradossali sono in particolare i nastri bi-assiali.

2°) *Lamine in composito*. Le lamine consistono in strisce costituite da fibre continue uni-direzionali annegate nella matrice. Anche per le lamine si assiste alla produzione di fibre bi-direzionali (finanche multi-); ma vale quanto detto per i tessuti.

Le lamine sono costituite da più strati di tessuto ("*pell*i"). Quando il numero di strati è considerevole, la lamina semplifica l'applicazione rispetto al tessuto.

La legge costitutiva dei materiali compositi fibro-rinforzati è elastica-lineare sino alla rottura. Di conseguenza, i parametri meccanici che caratterizzano i prodotti destinati alla formazione di un'armatura esterna incollata sono due. 1. La forza ultima unitaria. 2. La dilatazione di rottura per trazione. Altri parametri non hanno senso. Usando, in luogo dei suddetti parametri, tensioni ultime e moduli elastici, si complicano le valutazioni e si ingenera confusione ed ambiguità. Ma anche completando l'informazione, rimane il fatto che al calcolo non servono altre informazioni. Calcoli improntati su altre grandezze sono, come minimo, inutilmente complicati. Peraltro grandezze come la tensione di rottura e il modulo elastico sembrano invitare alle verifiche tensionali (magari fornendo le tensioni ammissibili) ed alle verifiche di deformabilità. Queste verifiche sono prive di senso.

3.1.3 Incremento del carico ultimo a flessione mediante armatura aderente lenta

Per innalzare la portanza flessionale, l'armatura esterna aderente deve essere in forma di nastri longitudinali piazzati lungo gli elementi inflessi. I rinforzi in composito dianzi descritti rappresentano la soluzione più idonea (Figg. 9-12).

Nel caso di travi continue, il carico ultimo flessionale può essere adeguato senza disporre rinforzi estradossali. Basta applicare rinforzi intradossali in quantitativo tale da incrementare il momento ultimo in campata. Questa opportunità consente di non rimuovere la massicciata stradale, cosa che in molti casi semplifica decisamente i lavori. S'intende che tale opportunità emerge solo a fronte del calcolo ultimo.

Nel caso di travi continue, il carico ultimo flessionale può essere adeguato senza disporre rinforzi estradossali. Basta applicare rinforzi intradossali in quantitativo tale da incrementare il momento ultimo in campata. Questa opportunità consente di non rimuovere la massicciata stradale, cosa che in molti casi semplifica decisamente i lavori (anche se poi l'applicazione del rinforzo intradossale richiede il ponteggio). S'intende che tale opportunità emerge solo a fronte del calcolo ultimo. Un calcolo tensionale, che sarebbe inidoneo comunque, imporrebbe di in-

crementare le armature sia in zona intradossale tesa, sia estradossale tesa.

3.1.4 Incremento della portanza a taglio mediante armatura aderente lenta

Per colmare l'insufficienza delle armature di parete, l'armatura esterna aderente può essere nella forma dei nastri trasversali ad "U" su introdotti, oppure dei pioli in composito infissi nella sezione su introdotti. Per colmare l'insufficienza delle armature longitudinale a taglio, l'armatura esterna aderente può essere in forma dei nastri longitudinali oltrepassanti il vincolo e ancorati al di là dell'appoggio.

I nastri di parete ad "U" e longitudinali succitati spesso incontrano un ostacolo. Altre strutture possono impedire, ai nastri, di arrivare nelle zone dove debbono ancorarsi. Nel caso delle armature di parete, il caso più frequente è rappresentato dalle travi a T o dalle solette. Come minimo i nastri ad "U" debbono oltrepassare l'asse neutro di una lunghezza pari all'ancoraggio. Nel caso delle armature longitudinali, il caso più frequente è rappresentato da un appoggio che non consente il passaggio del nastro. La soluzione è rappresentata dal piolo inghisato nel cls.



Figura 9. Ponte in C.A. carente di sicurezza, oltre che degradato.



Figura 10. Intervento di rinforzo in composito: nastri longitudinali



Figura 11. Nastri trasversali



Figura 12. Intervento finito

3.1.6 Annotazioni in limine all'adeguamento dell'impalcato del ponte in C.A.

Il progetto di adeguamento del ponte deve essere concepito e verificato mediante analisi strutturali riferite sia all'esercizio, sia al collasso. Le analisi alle tensioni ammissibili, se possono avere significato per il nuovo, per l'adeguamento ne hanno poco.

Più nello specifico, *l'adeguamento della portanza deve essere guidato e verificato mediante un calcolo a rottura*. Di converso, un calcolo tensionale non ha la possibilità di mettere in luce le questioni coinvolte. Come tale un calcolo tensionale, in particolare quello alle tensioni ammissibili, è fuorviante.

Nel caso di nastri in composito, per di più, la risposta tensionale ai carichi d'esercizio è pressoché diafana ai rinforzi. La cosa è l'immediata conseguenza della legge costitutiva dei compositi. In esercizio, l'armatura tesa in acciaio presenta dilatazioni decisamente inferiori all'1.5 ‰, e il cls d'annegamento ancora minori. Tali sono quindi le dilatazioni del composito, che è incollato al cls teso. Ma il composito si rompe a dilatazioni superiori al 10 ‰. Per cui, affinché in servizio emerga un contributo apprezzabile, occorre sovradimensionare il quantitativo d'armatura esterna di un ordine di grandezza.

Pertanto *l'analisi tensionale — in particolare alle tensioni ammissibili — di un intervento di rinforzo in composito non è accettabile*.

Si evince che il rinforzo esterno aderente non consente di eliminare, o controllare la fessurazione. Se occorre ridurre o eliminare le fessure si deve adottare l'armatura esterna, scorrevole, tesata; oppure, l'aumento di massa.

5.1.7 Pile e spalle in C.A.

Nel caso di pile o di spalle strutturalmente deficitarie, due sono le possibilità. 1. La carenza è nei confronti della flessione. Si rientra allora nel punto 5.1.3. 2. La carenza è nei confronti dello sforzo normale. Si deve allora 2-I. aumentare la massa strutturale, 2-II. oppure confinare la massa strutturale esistente. Di solito il II intervento è più agevole del I. Le modalità per attuare il confinamento sono l'incollaggio esterno di nastri in composito. Di seguito si accenna all'argomento.

La crisi del pilastro per schiacciamento comporta lo spanciamento della sezione (non si può però parlare di contrazione trasversale: il mezzo si fessura longitudinalmente, e come tale non è più un materiale, ma una micro-struttura). Nastri chiusi avvolgenti la sezione contrastano lo spanciamento e quindi confinano la sezione. La sezione, per collassare, deve dilatare, se non addirittura rompere, tali nastri. Il collasso necessita quindi di una forza normale ultima maggiore che in assenza di tali nastri. In conclusione, l'applicazione di nastri chiusi, a mo' di staffe aumenta la resistenza a schiacciamento del cls. O meglio, i nastri chiusi trasversali aumentano la forza normale di schiacciamento della sezione.

Il calcolo dell'effetto confinante originato da una fasciatura su una colonna (*wrapping*) si basa su prove sperimentali storiche (in primis, quelle di Richard, degli anni venti), i cui risultati sono considerati dei classici, e come tali sono condivisi dagli addetti ai lavori. Tali prove mostrano che il cls, confinato con una pressione p uniforme e costante, garantisce un incremento della tensione di

schacciamento pari a $4.1 \cdot p$.

L'estensione al caso di una colonna circolare cerchiata è brutale. Nella colonna cerchiata, la pressione confinante cresce con lo spanciamento del cls. Il calcolo, di converso, assume che la cerchiatura in composito eserciti una pressione di confinamento costante. Ciò consente di recuperare la formula empirica succitata. Per contenere le incertezze, il calcolo suppone che la colonna attinga la massima portanza prima che il composito si rompa. Così facendo, il calcolo esclude che lo spanciamento della colonna possa degenerare nella disintegrazione del cls prima che il composito abbia erogato il confinamento sul quale si fa conto. Il calcolo assume quindi che la pressione di confinamento corrisponda, non alla dilatazione di rottura del composito, ma al limite di spanciamento della colonna.

Quanto sopra necessita di una aggiunta per la sezione quadrata o rettangolare. L'armatura cerchiante passiva non scambia con il cls una pressione uniforme, ma forze applicate agli spigoli a direzione e verso centripeti.

L'estensione della teoria al confinamento prodotto da forze centripete agli spigoli è più recente (tra i capisaldi scientifici a questo proposito si rammentano le ricerche condotte in Nuova Zelanda). Allo stato attuale delle ricerche, pur non essendo in grado di riprodurre compiutamente il confinamento nella sezione quadrata, si è però in grado di ricondurre questa condizione alla sezione circolare. Si ricorda che una pressione uniforme spalmata trasversalmente su una forma parabolica produce momento nullo rispetto alla parabola stessa: come noto, la parabola è funicolare alla pressione uniforme. Si consideri un pilastro di sezione quadrata o rettangolare. La regione della sezione compresa all'interno di archi parabolici di tangente all'imposta coincidente con la diagonale della sezione è quindi confinata da tensioni di compressione uniformi. Tale area può quindi essere trattata alla stregua della sezione circolare. Si osserva che questa assunzione è in favore di sicurezza, poiché trascura il confinamento della zona esterna alle parabole.

Un modello analogo viene adottato quando i rinforzi chiusi, anziché continui sulla superficie del pilastro, si succedono con una certa spaziatura, scandendo una zebratura di pieni e vuoti. In questo caso le parabole vanno tracciate non solo nella sezione, ma anche nel volume.

Oltre ai nastri orizzontali, l'intervento sulle pile e sulle spalle spesso si giova anche di nastri verticali. L'applicazione di nastri ad orditura verticale, infatti, aumenta la resistenza flessionale della pila. Questo discorso rientra nelle travi, con un'aggiunta. Nel caso di pile snelle, i nastri verticali ingenerano altresì un innalzamento del carico critico.

3.2 Ponti in muratura

La strategia d'intervento per adeguare l'impalcato dipende dai valori del coefficiente di sicurezza dell'arco Φ , di carico Ω , del piedritto Ψ (Fig. 8).

I. Conviene inizialmente appuntare l'attenzione su Ψ . Se $\Psi < 0.3$, s'impone l'adozione di uno dei seguenti due provvedimenti: (1) rinforzo del piedritto (pila e/o spalla); (2) riduzione della domanda di spinta H . Entrambi i provvedimenti,

s'intende purché correttamente progettati, ribaltano il senso della disuguaglianza succitata relativa a Ψ .

(1) Solitamente la crisi del piedritto è per flessione. Meno frequentemente, è per taglio. In entrambi i casi, la strategia d'intervento consiste nell'armare il piedritto. L'armatura può essere esterna, incollata al contorno murario. Oppure, può essere interna infissa nelle masse murarie. In entrambi i casi è opportuno che l'armatura sia diafana alla corrosione elettro-chimica.

Materiali efficaci a questo proposito sono i compositi fibro-rinforzati a matrice polimerica.

Delle due tecniche, a flessione l'armatura esterna è solitamente più efficiente dell'armatura interna, mentre a taglio non sono possibili generalizzazioni.

(2) La riduzione della domanda di spinta può essere ottenuta incollando un rinforzo all'estradosso, oppure all'intradosso dell'arco. Si rientra ancora nella tecnologia dei compositi. Il rinforzo intradosale consente di ridurre la domanda di spinta dell'entità voluta, sino ad azzerarla. A quest'ultimo proposito, si dimostra che non è necessario un rinforzo sull'intero arco intradosale, ma basta coprire un angolo pari a circa due terzi dell'angolo formato dalle imposte. Di converso, il rinforzo estradosale consente solo moderate riduzioni della domanda di spinta.

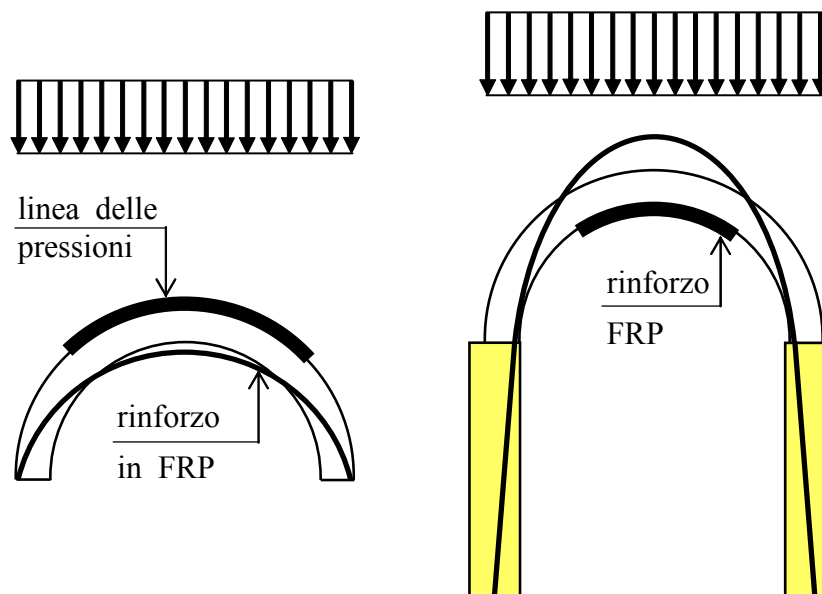


Figura 13. LdP che, senza rinforzo esterno sarebbero incompatibili con la portanza, ma che il rinforzo rende compatibili, decretando la portanza del carico.

Entrambi i provvedimenti sopra descritti sono validi sul piano della sicurezza e della messa in opera. Una precisazione è d'uopo. Potrebbe venire in mente che, abbassando drasticamente, e ancor più azzerando, la domanda di spinta, si trasformi l'arco in una trave. Guardandolo in controluce, però, si osserva che l'intervento non modifica lo stato in essere, ma si limita a ridurre la domanda di

spinta. La spinta effettivamente scambiata non varia, e sostanzialmente nemmeno variano gli incrementi di spinta prodotti dai carichi d'esercizio. Quando l'arco verrà caricato da azioni esterne eccezionali, solo allora il rinforzo entrerà in azione, riducendo la spinta in essere di quanto basta per la sicurezza.

Congiuntamente all' adeguamento nei confronti del coefficiente Ψ , è opportuno progettare l'eventuale adeguamento della portanza del piedritto ai carichi verticali. In questo modo il progetto può essere sviluppato in modo integrato. È appena il caso di ricordare che la risposta alle azioni laterali e la risposta alle azioni normali non possono essere sovrapposte, poiché il problema è non-lineare.

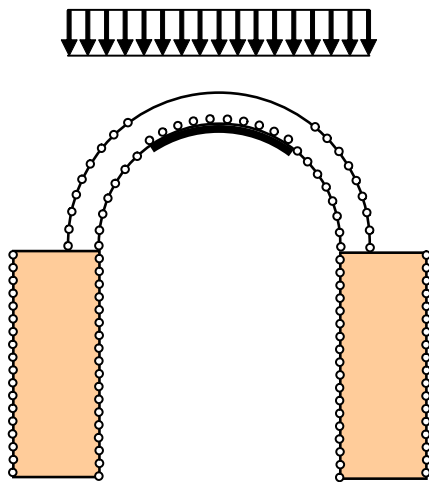


Figura 14. Nessuna cerniera può formarsi di fronte ad un rinforzo.

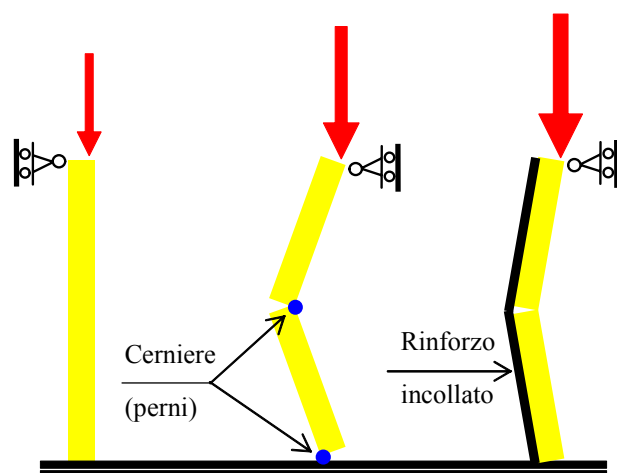


Figura 15. L'applicazione di un rinforzo esterno preclude l'innescò del modo di crisi.

Oltre a verificare il piedritto, occorre sincerarsi se la fondazione sia in grado di innalzare Ψ ad un livello superiore ad 1.3. In caso negativo occorre intervenire pure sulla fondazione.

II. In seconda istanza si esaminano, contemporaneamente, i coefficienti Φ e Ω . Se $\Phi < 0.15$ e/o $\Omega < 1.25$, due sono le strategie d'intervento, dal punto di vista meccanico: 1- armatura esterna alla volta; 2- aumento dello spessore della calotta.

1- La tecnica più idonea per armare esternamente la volta rimane, anche qui, l'incollaggio al contorno di nastri in composito. In talune applicazioni può convenire l'adozione di un'armatura estradossale scorrevole, in composito o in acciaio.

2- La tecnica per aumentare lo spessore della volta è il getto estradossale di cls, avendo preventivamente piazzato i connettori ed una rete d'armatura, così da realizzare una cappa in C.A. solidarizzata alla calotta muraria.

La cappa di C.A. estradossale è antitetica alla conservazione. Oltre a ciò, la cappa aumenta il peso, e quindi il carico trasferito alle fondazioni. Inoltre, la cappa, in ragione della sua massa, aumenta la vulnerabilità sismica dell'opera. Infine, la volta muraria, esautorata dai compiti portanti, tende a decoedersi. In definitiva,

la cappa in C.A., oltre a violare qualsiasi istanza, architettonica, storica, e culturale dell'opera, può spesso essere sconsigliata anche sul piano meccanico.

3.2.1 Criteri di adeguamento mediante rinforzi in composito

Di seguito si fornisce qualche accenno sull'adeguamento delle strutture murarie, in particolare dei ponti in muratura, mediante rinforzi in composito. Questa tecnica, sebbene sia ormai uscita dallo stato primigenio e non sia più additabile come innovativa, ma semmai solo come avanzata, ad ogni modo non ha ancora attinto quello stato di maturità proprio delle tecniche di routine. A ben vedere, si registra una cesura tra le applicazioni — oramai numerosissime in tutta Italia — ed i supporti teorici e procedurali — non del tutto noti tra gli addetti ai lavori — e quindi è utile cercare di appianare tale discrepanza.

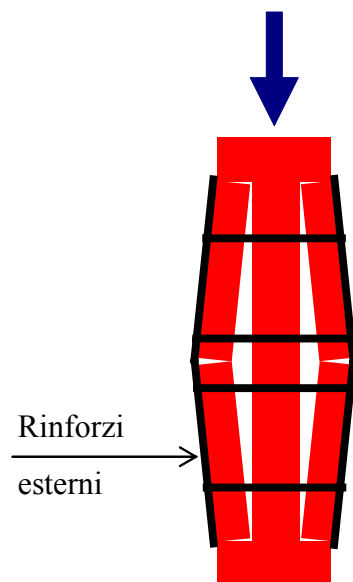


Figura 16: Consolidamento di una colonna in muratura.

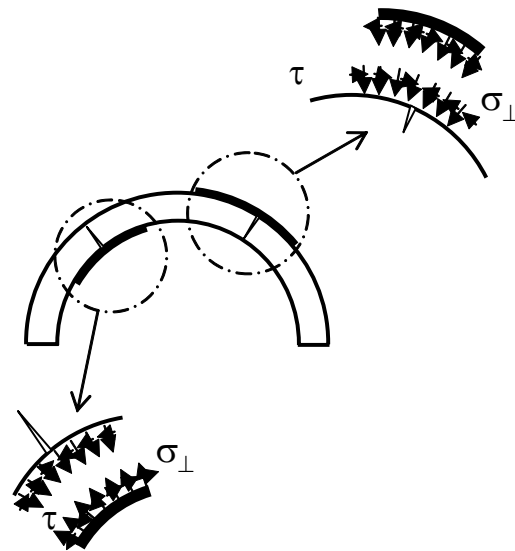


Figura 17: Scambio tensionale tra il rinforzo ed il contorno murario.

Sul piano tecnologico, il rinforzo in composito delle murature si differenzia poco dal rinforzo del C.A. : stessi prodotti e stesse tecnologie. Sul piano del funzionamento meccanico, il rinforzo in composito delle murature si differenzia drasticamente dal rinforzo in composito del C.A. . Il funzionamento meccanico di un rinforzo in composito incollato al contorno di una struttura muraria è evidente.

Il punto saliente per progettare e calcolare un intervento in composito su una struttura voltata è espresso dal teorema statico e dal teorema cinematico ragguagliati alla muratura rinforzata (Figg. 13-17).

Teorema statico. La linea delle pressioni è libera di oltrepassare i contorni strutturali opposti ai contorni rinforzati, mentre non deve travalicare i contorni opposti ai

contorni non-rinforzati. Anche il teorema statico per le volte rinforzate può essere applicato graficamente, in particolare con i sistemi C.A.D. .

Teorema cinematico. I meccanismi della volta rinforzata sono ammissibili se solo se, oltre a fare parte del novero dei meccanismi della volta non rinforzata, esibiscono le cerniere soltanto su contorni opposti a contorni non-rinforzati. Anche il teorema cinematico per le volte rinforzate può essere avvalersi del PLV.

Ciascuno dei due teoremi succitati mostra, indipendentemente dall'altro, che il rinforzo al contorno riduce il novero dei meccanismi di collasso. I rinforzi debbono quindi essere disposti come minimo in modo da inibire i meccanismi più deboli, cosicché il meccanismo che detta la crisi dell'arco possieda un contenuto energetico maggiore del meccanismo endogeno.

All'interdizione dei meccanismi più deboli di un arco, consegue un incremento del coefficiente Ω e dei coefficienti Φ e Ψ .

Dalle figure riportate è facile dedurre che i rinforzi possono anche precludere il collasso per meccanismo: è possibile posizionare i rinforzi così da interdire la formazione di tutti i meccanismi. Questo risultato può essere ottenuto, p. es. nel caso di una volta a botte o di un arco, rinforzando l'intradosso per un angolo pari a quello definito delle imposte (in effetti basterebbe coprire due terzi di detto angolo). Se l'arco ha le imposte impedito di traslare, lo stesso risultato può essere ottenuto rinforzando l'estradosso per un angolo pari a quello delle imposte.

Le murature cui i rinforzi precludono il collasso per meccanismo, attingono la crisi secondo uno dei seguenti 4 modi: 1) schiacciamento della muratura; 2) slittamento dei conci; 3) distacco del rinforzo; 4) rottura del composito. A dettare la portanza ultima della volta cui il rinforzo esterno preclude tutti i meccanismi è il modo di crisi più debole tra i 4 predetti.

I rinforzi esterni che interdicono il collasso per meccanismo soddisfano automaticamente le verifiche relative ai coefficienti Ω , Φ e Ψ . La volta così rinforzata richiede però altre verifiche. Difatti, i quattro suddetti modi di crisi impongono il controllo che il carico che li innesca sorpassi la domanda di carico estremo.

1) Lo schiacciamento deriva dal fatto che il rinforzo localizza la risultante di trazione e tende parimenti a localizzare lo sforzo normale di compressione. Siccome la muratura non diffonde le azioni concentrate, il carico incontra un limite nel massimo sforzo normale ammesso dalla sezione.

Per incrementare il carico di schiacciamento, occorre aumentare la larghezza dei nastri e ridurre l'interasse tra i nastri. Meglio due nastri distinti a singolo strato, che un nastro singolo a doppio strato.

2) Lo slittamento deriva dal fatto che, se la linea delle pressioni può uscire dal contorno, al tempo stesso può acquisire inclinazioni notevoli. Le condizioni di carico che tendono allo slittamento sono quelle asimmetriche (Fig. 6).

Ad incrementare il carico ultimo a taglio è una oculata disposizione dei rinforzi: occorre contenere l'inclinazione massima della linea delle pressioni. Il rinforzo intradosale ci riesce molto meglio di quello estradosale.

Il calcolo del carico ultimo a taglio è lo stesso che in condizioni non-rinforzate: l'ente resistente a taglio è la risultante delle σ di compressione (per il coefficiente d'attrito). Con una sola avvertenza. Nella muratura rinforzata, tale risultante non coincide necessariamente con lo sforzo normale N , ma può essere maggiore.

3) Il distacco riguarda soprattutto i rinforzi intradossali (specialmente nelle volte di luce piccola, in quelle a due teste e in quelle con blocchi friabili). I rinforzi estradossali difficilmente perdono l'aderenza.

Per incrementare il carico ultimo di distacco del rinforzo occorre aumentare la larghezza dei nastri e ridurre l'interasse tra i nastri. Anche qui, meglio due nastri distinti a singolo strato che un nastro singolo a due strati. Anzi, qui l'effetto è ancora maggiore che nella compressione, poiché la riduzione di spessore in sé rappresenta uno sgravio nei confronti della tendenza al distacco.

A differenza che nel C.A., questo calcolo può non ricorrere alla Meccanica della Frattura. Un calcolo conforme agli schemi di figura 17 è sufficientemente preciso. Tale calcolo, tuttavia, richiede di disporre della resistenza alla decorticazione del blocco. Non sempre si dispone però di questa grandezza.

Il calcolo mostrerebbe che disposizioni ad elica, le quali riducono il raggio di curvatura del rinforzo e come tali le σ_{\perp} , sarebbero foriere di maggiore resistenza al distacco. La Meccanica della Frattura dimostra invece che di solito non è così.

4) La rottura del composito avviene quando i quantitativi di composito sono modesti. Il calcolo può essere effettuato con un semplice equilibrio sezionale ultimo.

Nel caso in cui l'intervento preveda rinforzi estradossali, occorre tenere presente i valori di ω , e di φ . Se tali coefficienti dimostrano che il rinfiacco ha un ruolo decisivo per l'equilibrio, per rimuoverlo occorrono adeguati accorgimenti preliminari. Se i coefficienti Φ , Ω e Ψ calcolati senza considerare il rinfiacco, l'eventuale parapetto strutturale e le eventuali nervature risultano insufficienti, occorre effettuare interventi atti ad enfatizzare e stabilizzare nel tempo quei contributi che si rivelano determinanti al fine della sicurezza strutturale.

BIBLIOGRAFIA SUL TEMA

Foraboschi, P., Siviero, E., *"I PONTI della Provincia di Bologna"*. Curato dalla Provincia di Bologna e dall'Istituto per i Beni Artistici Culturali e Naturali della Regione Emilia Romagna. Edizioni TipoArte Bologna. Bologna, settembre 2003.

Foraboschi, P., *"Strength assessment of masonry arch retrofitted using composite reinforcements"*. Masonry International. Journal of the British Masonry Society. Surrey; U.K. . Vol. 15; N° 1 (1-33 2001). Summer 2001; pp. 17-25.

Foraboschi, P., Siviero, *"Una passerella ciclo - pedonale sul fiume Bacchiglione: forma e struttura, progetto e realizzazione"* Costruire con il cemento armato. A cura di M. Mezzina. UTET Libreria; Torino; 2001; pp. 593-612.

Siviero, E., Barbieri, A., Foraboschi, P., *"Lettura strutturale delle costruzioni"*. Volume N° 2. Strutture in Architettura. Città Studi Edizioni di UTET Libreria s.r.l.; Torino; giugno 1997; 344 pp.

Lima, J.L., Siviero, E., Foraboschi, P., “*Structural Concrete — Textbook on Behaviour, Design and Performance - Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990: Introduction (1.1 Architectural engineering; 1.2 Strength of materials and reinforced concrete)*”. International Federation for Structural Concrete (fib); Losanna – Svizzera. Germania; luglio 1999.

