

ELEMENTI COSTITUTIVI DEL PONTE

Introduzione

I ponti in muratura *moderni*, e specialmente quelli ferroviari, sono stati costruiti nell'arco di poco più di 100 anni, approssimativamente dal 1840 al 1930. Nonostante la costruzione sia collocata in un periodo di tempo piuttosto limitato, questo tipo di ponte si presenta con alcune soluzioni strutturali comuni, con alcune scelte strutturali di dettaglio e con particolari esecutivi variabili in funzione dell'epoca di costruzione, dell'area geografica e, probabilmente, anche del progettista.

Per tali motivi in questo paragrafo vengono descritti i caratteri comuni ai ponti ad arco in muratura, rimandando al successivo paragrafo 4 la discussione dei diversi dettagli esecutivi.

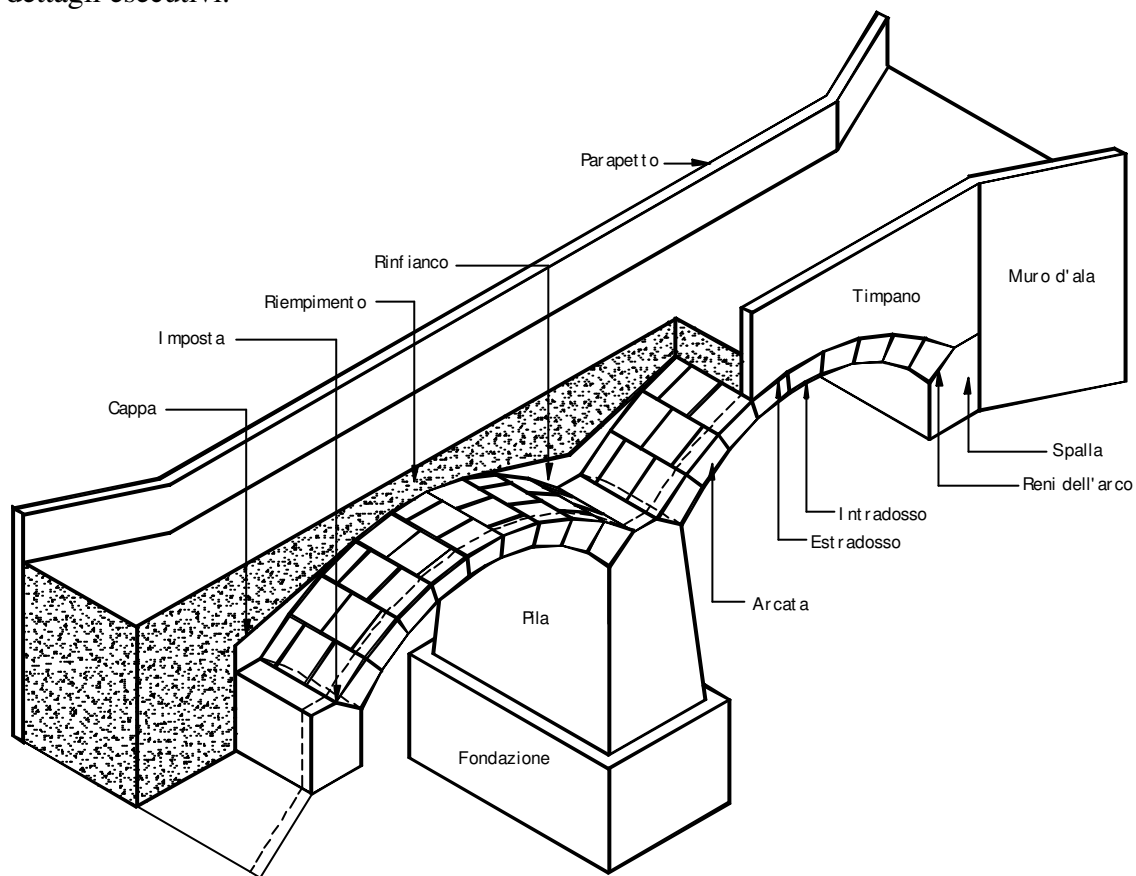


Figura 1 Spaccato assonometrico di un ponte in muratura a due campate uguali.

Con riferimento alla figura 1, le parti che costituiscono un ponte in muratura sono sinteticamente: l'*arcata*, che costituisce la struttura che porta il piano percorribile, le strutture di sostegno delle arcate (*spalla*, *pila*), le opere di fondazione, e gli elementi apparentemente privi di efficacia strutturale, posti al di sopra dell'arcata per fornire un piano percorribile piano (*rinfiacco*, *cappa riempimento*). Il riempimento è contenuto lateralmente da due muri (*timpani* o *muri frontali*) impostati sulla parte esterna dell'arcata, figura 1.



Figura 2 Pila di viadotto, viadotto Pesio – linea Fossano-Ceva, progr. 14+200 (Archivio FS-TO)



Figura 3 Pila con rostro, ponte Meletta – linea Trofarello-Cuneo, progr. 19+256 (Archivio FS-TO)

La geometria del ponte è, in genere, fortemente condizionata dall'orografia della valle da attraversare; valli ampie, ed in genere profonde, vengono attraversate da ponti a più campate su pile alte (*viadotti*, figura 2), mentre valli ampie poco profonde richiedono ponti a più campate ma su pile basse (*ponti* propriamente detti, figura 3). Valli minori e piccoli corsi d'acqua vengono di norma attraversate con ponti a singola campata (ponti a campata singola, figura 4).

Le opere di fondazione rappresentano la parte del ponte non visibile, per cui ogni informazione sulla consistenza delle opere di fondazione deve essere dedotta dalla bibliografia storica sulle tecniche costruttive di cui si dirà diffusamente nel quarto paragrafo.



Figura 4 Arco a sesto ribassato - linea Cuneo-Limone, ponte Vermenagna, progr. 19+403 (Archivio FS-TO).

2 Le arcate

La parte principale della struttura, è costituita dalle *arcate* (o *volte*). Nei ponti vengono generalmente impiegate arcate a botte, ovvero con intradosso cilindrico ed a pianta retta; nel mentre i casi di volte con geometria non cilindrica rappresentano esempi molto rari, i ponti con volta a pianta non retta si presentano in numero piuttosto elevato in quanto l'asse della linea ferroviaria si trova spesso ad attraversare il corso d'acqua secondo un tracciato non ortogonale all'asse della valle.

Il profilo dell'intradosso è rappresentato da una superficie cilindrica con generatrice costituita da un arco di circonferenza nelle arcate con un unico centro ed a raggio costante. Le arcate policentriche sono superfici cilindriche in cui la generatrice è formata da tre o più archi di cerchio definiti da raggi e centri differenti raccordati; questo tipo di volte, tuttavia, è piuttosto raro nella tipologia dei ponti ad arco in muratura, mentre pare essere stato di più largo uso per la realizzazione dei ponti ad arco in calcestruzzo. L'impiego così vasto delle circonferenza, in sostituzione di altre forme per gli archi geometriche possibili e strutturalmente più efficienti, come l'ellisse, è probabilmente dovuto alla semplicità costruttiva nel tracciamento e nell'esecuzione delle centine. Dall'analisi statistica di cui si riferisce in questo rapporto si è potuto rilevare come gli archi policentrici siano stati impiegati tipicamente nei ponti ad arco in calcestruzzo con armatura localizzata.

L'ampiezza della curva individua diverse tipologie distinte dal *ribassamento*, ovvero dal rapporto freccia/luce (f/l) :

- *arco a tutto sesto* (semicircolare): $0.4 < f/l < 0.5$
- *arco ribassato* (circolare, policentrico, molto raramente semiellittico), in cui si definisce $0.11 < f/l < 0.4$;

- arco acuto o ogivale, in cui gli archi di circonferenza non sono raccordati (tipologia non ritrovata nei ponti ferroviari oggetto di studio, si tratta piuttosto di una tipologia medievale e tardo medievale tipica del gotico e del neogotico): $f/l > 0.5$.

L'intradosso di una volta può essere raccordato con i paramenti delle pile (archi a tutto sesto, figura 2) ovvero può formare uno spigolo più o meno evidenziato da dettagli architettonici (figura 3) che rende evidente la separazione tra arcata e pila. Nel primo caso, per il calcolo di verifica si assume tipicamente che l'arco strutturale (la struttura resistente) abbia le reni sollevate di 30° rispetto all'orizzontale (angolo al centro di 120°); è evidente, quindi, come la classificazione di *arco a tutto sesto* è relativa alla geometria esterna dell'arcata, mentre l'arco strutturale è comunque un arco ribassato con rapporto $f/l = 0.29$. Questa prassi nel calcolo di verifica è motivata dalle esperienze sui ponti in muratura giunti a collasso, dei quali si rileva la conservazione di una parte dell'arcata in adiacenza alla pila, figura 5.



Figura 5 Posizione delle reni dell'arco strutturale (ponte di S. Agata – Genova)

L'impiego dell'arco a tutto sesto per l'intradosso delle arcate dei viadotti (figura 2) trova probabilmente ragioni strutturali in fase esecutiva. L'esecuzione del viadotto per avanzamenti successivi definisce alcune fasi operative in cui l'ultima arcata realizzata poggia sull'ultima pila completata senza il contrasto delle arcate successive. In questa condizione, figura 6, l'*arco a tutto sesto*, nell'accezione precisata, è la struttura meno spingente e che, quindi, induce le minime sollecitazioni flessionali nell'ultima pila.

L'arco ogivale è stato impiegato solo se esistono forti carichi concentrati in chiave, mentre per altre condizioni di carico la sua risposta è peggiore di quella di altri archi ribassati o a tutto sesto. Si tenga conto, poi, che l'arco ogivale richiede monte molto elevate per coprire la luce della campata, costringendo ad aumentare il numero di campate per rispettare le quote del piano del ferro.

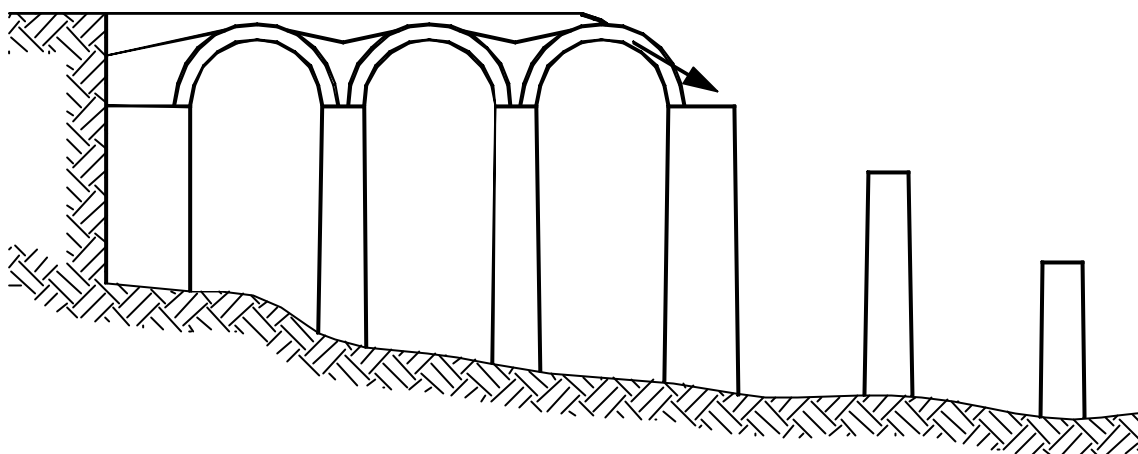


Figura 6 Avanzamento della costruzione del ponte e spinte sulle pile.

Nei viadotti a più ordini le arcate degli ordini inferiori non sono vere e proprie volte in quanto hanno larghezza in genere ridotta rispetto alla larghezza della pila su cui vanno ad intestarsi. Si tratta di strutture alle volte assimilabili ad archi piuttosto larghi, altre volte ad arcate. La funzione strutturale di queste volte è quella di ridurre gli effetti flessionali sulle pile di rilevante altezza, figura 7.



Figura 7 Viadotto Stura - linea Fossano-Ceva, progr. 2+606 (Archivio FS-TO).

3 Le strutture di sostegno delle arcate: spalle, pile e pile-spalle

Le *spalle* dei ponti sono, in genere, massicci muri di sostegno in muratura che, oltre ad assolvere alla funzione di sostegno del terreno, forniscono appoggio alle arcate terminali. Mentre le volte centrali di un ponte trasmettono alle pile azioni prevalentemente

mente verticali, almeno con riferimento ai pesi propri, l'ultima arcata trasmette alla spalla anche una rilevante spinta orizzontale che deve essere sopportata adeguatamente dalla struttura della spalla. Per questo motivo le spalle sono in genere più ampie della loro parte visibile, con sezione trapezia o rettangolare, con sezione rettangolare massiccia o rettangolare con muri d'irrigidimento nella direzione dell'asse longitudinale del ponte, figura 8.

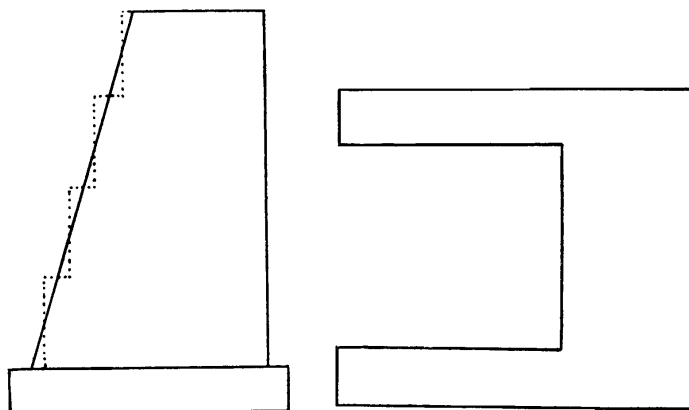


Figura 8 Sezione longitudinale e pianta di una spalla (Campanella,1928).

Nei ponti in cui le spalle presentano uno spessore rilevante, le spalle possono essere alleggerite mediante la realizzazione di volte interne alla spalla, talvolta visibili dall'esterno se costituiscono sottopassaggi pedonali. La realizzazione di spalle traforate, così come di pile cave, è legata all'esigenza di ridurre l'impiego di materiale.

Talvolta, per una ripartizione uniforme dei carichi può essere realizzato un arco rovescio al di sotto delle volte interne in modo da non ridurre la sezione della fondazione.

La tessitura delle spalle e delle pile è a corsi orizzontali, modificati solo nella zona d'imposta per resistere alle elevate spinte trasmesse dall'arcata; per questo l'arcata viene impostata o su porzioni di muratura con tessitura diversa o, talvolta, su blocchi di pietra sagomati in modo da distribuire il più possibile le spinte della volta (volte a spessore contenuto) o su veri e propri gradoni in pietra. Per maggiori dettagli su questi particolari si rimanda al quarto paragrafo.

Le *pile*, dovendo riunire esigenze statiche ed estetiche, vengono realizzate nelle forme più svariate. Esse hanno sezione orizzontale rettangolare (trapezia solo per i ponti con sviluppo planimetrico non rettilineo); le pile fondate nei corsi d'acqua possono essere provviste di *rostri* per ridurre la turbolenza sottovento e per deviare il materiale galleggiante trasportato dalla corrente. I paramenti delle pile possono essere verticali (ponti) o a scarpa (viadotti), sia rastremando il solo paramento esterno ovvero, nei casi di maggior impegno, rastremando entrambe le dimensioni. L'inclinazione dei lati corti è minore di quella dei lati maggiori; la legge di variazione del profilo può essere lineare o curvilinea (in particolare logaritmica).

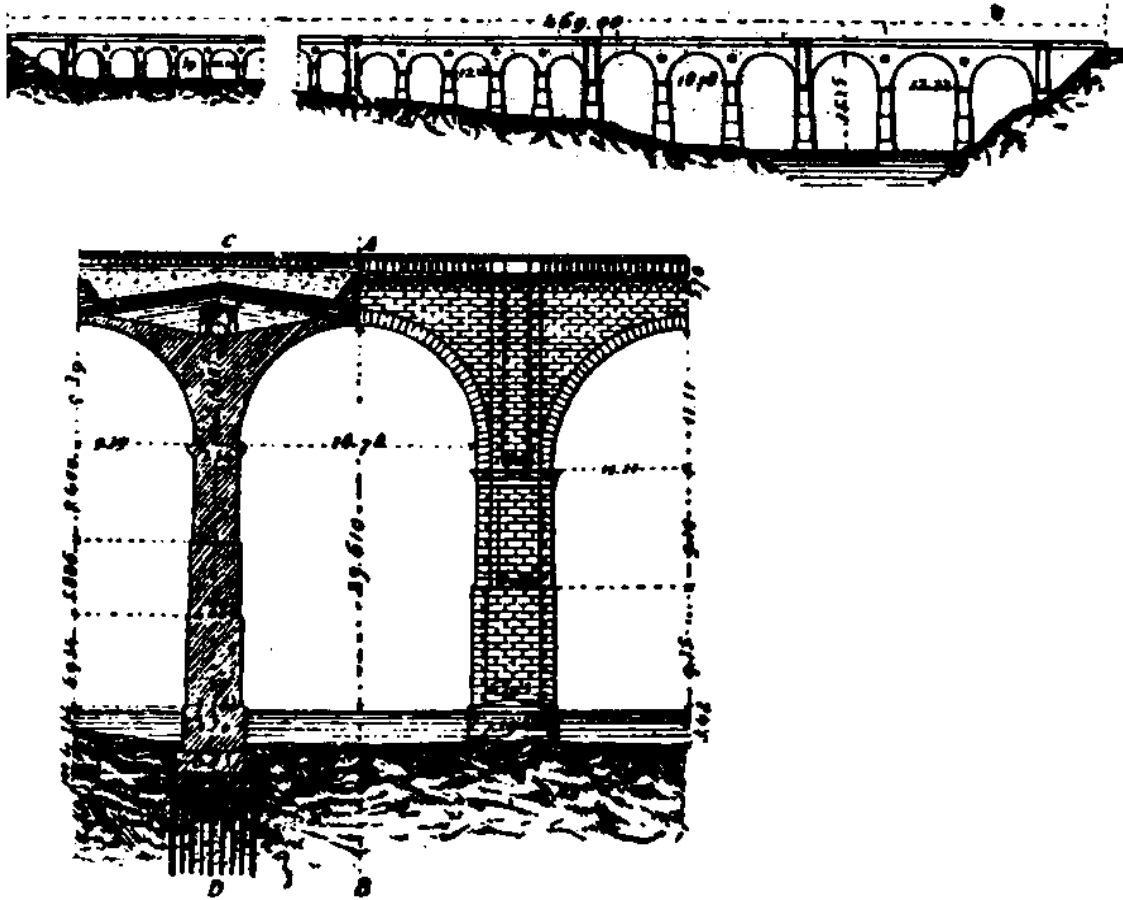


Figura 9 Esempio di *pila-spalla* (Campanella, 1928).

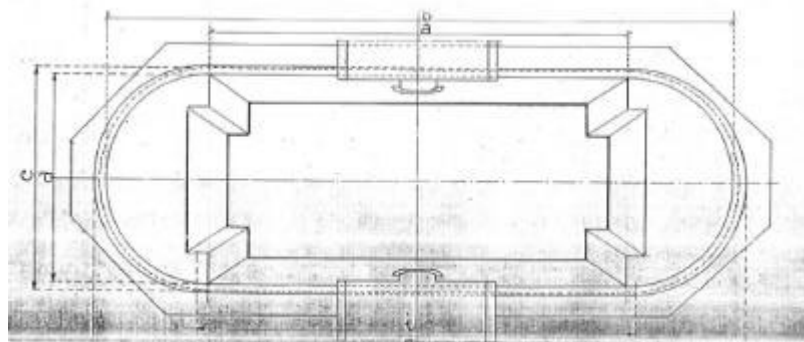


Figura 10 sezione di una *pila-spalla* del viadotto Ellero - linea Fossano-Mondovì, progr. 19+722 (Archivio FS - TO).

Le *pila-spalle* sono presenti nei ponti a più luci ogni n campate e nascono dall'esigenza di garantire la sopravvivenza almeno parziale del ponte quando dovesse crollare un'arcata. Specie nei viadotti, il crollo di un'arcata determina l'insorgere di spinte orizzontali in sommità alle pile, spinte cui la pila non può resistere. Di conseguenza è possibile un collasso in sequenza di molte pile, che si arresta quando una delle pile è in grado di equilibrare la spinta orizzontale dell'arcata residua. Questa pila deve presentare maggiore resistenza mediante un ampliamento delle sue dimensioni e costituisce quello che viene definito una *pila-spalla*, figura 9 e 10. I testi storici di Tecnica delle Costruzioni in muratura riferiscono della *pila-spalla* anche come di un

modo per poter eseguire il ponte per gruppi di arcate: in questo caso l'ultima arcata realizzata poggiava su una pila in grado di sostenerne la spinta.

4 Rinfianco, cappa e riempimento

Al di sopra delle arcate, lo spazio necessario a realizzare un piano del ferro orizzontale viene colmato con due distinti materiali: in prossimità della volta, e con spessore maggiore al di sopra delle imposte e sulle pile, viene disposto il *rinfianco*, al di sopra del rinfianco viene collocato il *riempimento*, costituito da materiale sciolto o conglomerato poverissimo che porta il livello complessivo della struttura al piano viario, figura 1. Tra *rinfianco* e *riempimento* si ritrova la *cappa* che assolve la funzione d'impermeabilizzare il ponte. In figura 11 sono rappresentati il profilo di un rinfianco, in figura 12 quello dell'intero ponte.

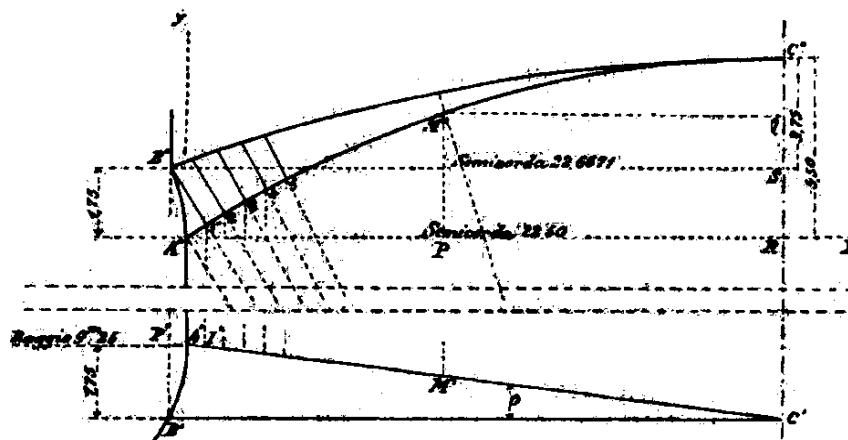


Figura 11 Profilo di un rinfianco (Campanella, 1928).

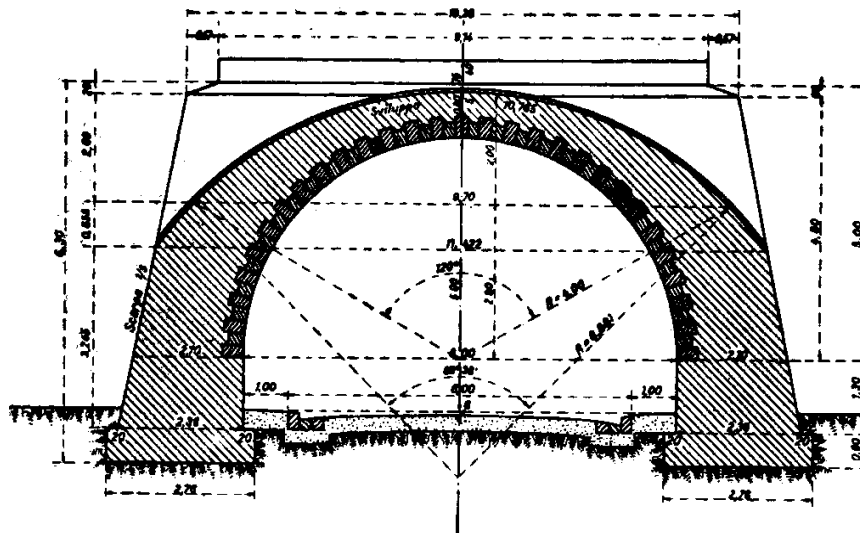


Figura 12 Ponte ad una arcata; geometria dei rinfianchi (Albenga, 1953).

Il *rinfianco* è costituito, in genere, da un conglomerato con discrete caratteristiche meccaniche, inferiori rispetto a quelle della muratura delle arcate, e di peso maggiore rispetto a quello della volta. Esso assolve due funzioni: 1) zavorrare e, quindi,

stabilizzare l'arco, in particolare deviando la spinta alle imposte verso la direzione verticale; (si riducono gli effetti flessionali sulle pile); 2) costituisce un ostacolo alla formazione del meccanismo di collasso dell'arco, ed in genere è responsabile dell'innalzamento, rispetto alla posizione geometrica, della posizione delle reni. Il profilo superiore del rinfiango può essere rettilineo o, più spesso, è formato da piani inclinati in genere con pendenza di $3/11 \approx 27\%$ con la funzione di convogliare l'acqua che s'infiltra nel riempimento verso i pluviali di scarico.

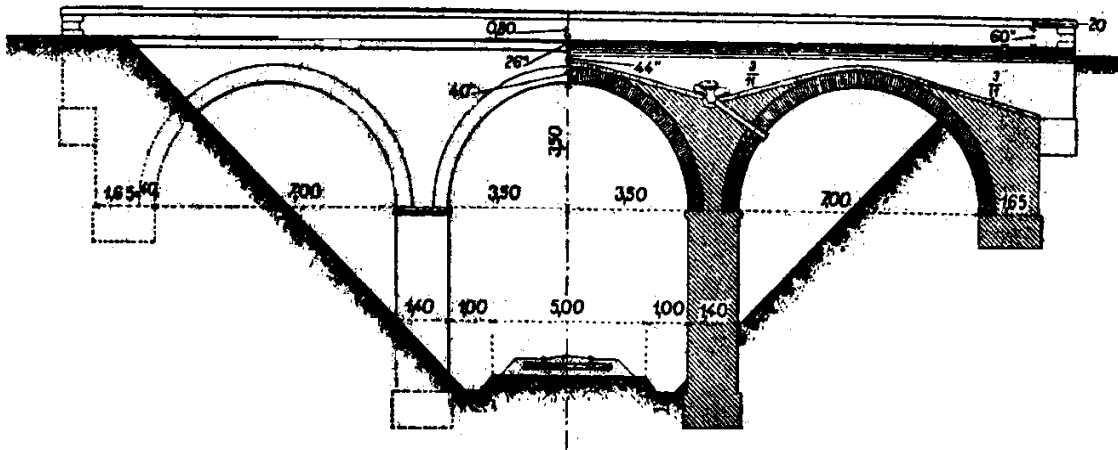


Figura 13 Sezione longitudinale con sistemazione della cappa (Albenga, 1953).

La *cappa* è formata da uno strato di materiale impermeabile posto a protezione della muratura e dei rinfianchi; in corrispondenza dei piedritti la cappa crea una canaletta di raccolta, raccordando con superfici cilindriche le diverse pendenze dei rinfianchi; la canaletta è riempita con materiale drenante (pietrisco) e da essa si dipartono, normalmente all'intradosso dell'arco, i pluviali di smaltimento, figura 13. Essa è costituita da 3-4 cm di malta idraulica o cementizia (con molto legante, 350 kg/m^3) preparata con sabbia grossa e ricoperta da 1,5 cm di asfalto bituminoso. Per evitare le infiltrazioni lungo i muri andatori la cappa risale, con spessore ridotto, fino sotto al cordolo di coronamento. Nei ponti ferroviari il problema dell'impermeabilizzazione è particolarmente sentito, data lo scarso impedimento all'acqua che danno la massicciata ed il riempimento.

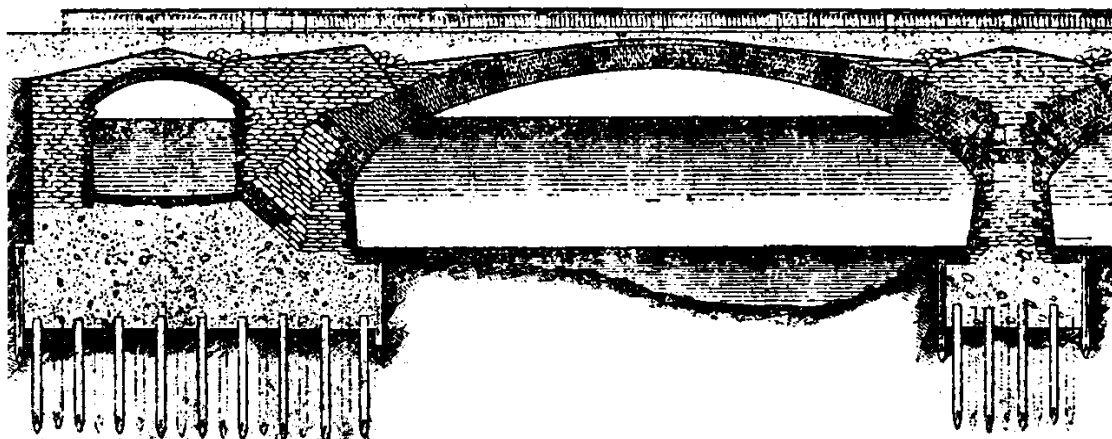


Figura 14 Sistemazione del riempimento (Albenga, 1953).

Il *riempimento* è posto al di sopra della cappa ed è contenuto lateralmente dai timpani. Poiché esso deve essere abbastanza leggero, permeabile all'acqua senza originare rigonfiamenti o disgregazioni, è in genere costituito da materiale sciolto, nei ponti ferroviari spesso da ghiaia (smarino delle gallerie) o ballast. Nei ponti stradali, invece, si riscontrano casi di riempimento eseguito con materiale di recupero di ogni genere. Secondo prescrizioni codificate dalla tecnica costruttiva (Albenga, 1953) la altezza del riempimento tra la suola della rotaia ed il punto più alto della cappa dovrebbe essere non inferiore a 40 cm; se l'altezza della costruzione è limitata possono essere sufficienti 30 cm (linee a scartamento normale e traffico notevole), ma mai minori di 15 cm (linee secondarie a ridotto traffico) per lo strato sotto la traversina. In genere lo spessore del riempimento in chiave è pari allo spessore, in chiave, dell'arcata.

Nei ponti a più arcate il riempimento viene disposto a formare dei piani di raccolta delle acque disposti secondo diverse falde, come rappresentato in figura 14. Nei viadotti, specie con pile di rilevante altezza, non è raro trovare il riempimento sostituito da una serie di voltine di mattoni; non è chiaro se questa tecnica sia dovuta a specifiche esigenze di cantiere (difficoltà a reperire idoneo materiale di riempimento) ovvero se si tratti di una tecnica finalizzata a ridurre il carico sull'arcata. Dall'analisi dei viadotti delle linee del compartimento di Genova, e riportando la situazione alle modalità esecutive, si deve concludere che questa tecnica sia finalizzata a ridurre le masse poste in sommità alle pile.



Figura 15 Muro andatorio o timpano. Si osservi il coronamento in pietra a taglio (ponte Dora - linea Torino-Milano, progressiva 5+915 – Archivio FS-TO).

5 Timpani

I *muri andatori*, o *timpani*, hanno il compito di contenere il riempimento che insiste sulla volta e sui rin fianchi, ovvero di assorbire le spinte orizzontali delle voltine di alleggerimento longitudinali. Per evitare un sovraccarico puntale alle estremità della volta, costituito dal peso dei timpani, questi sono, in genere, costituiti con murature più leggere di quelle dell'arcata e del rin fianco. Spesso, negli alti viadotti, i muri andatori

presentano paramenti inclinati in prosecuzione della pendenza dei piedritti: a questo modo la via sovrastante è più stretta degli archi e delle pile; in questi casi il paramento interno è verticale, a scarpa ovvero con riseghe.

I muri andatori sono quasi sempre sovrastati da un coronamento in pietra da taglio o in mattoni a coltello, figura 15.

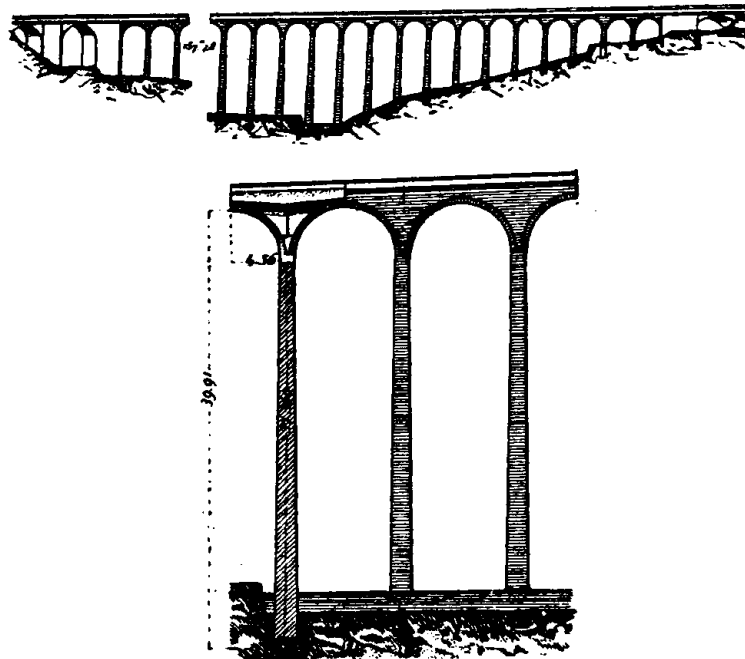


Figura 16 Viadotto di Lockwood (Campanella, 1928).

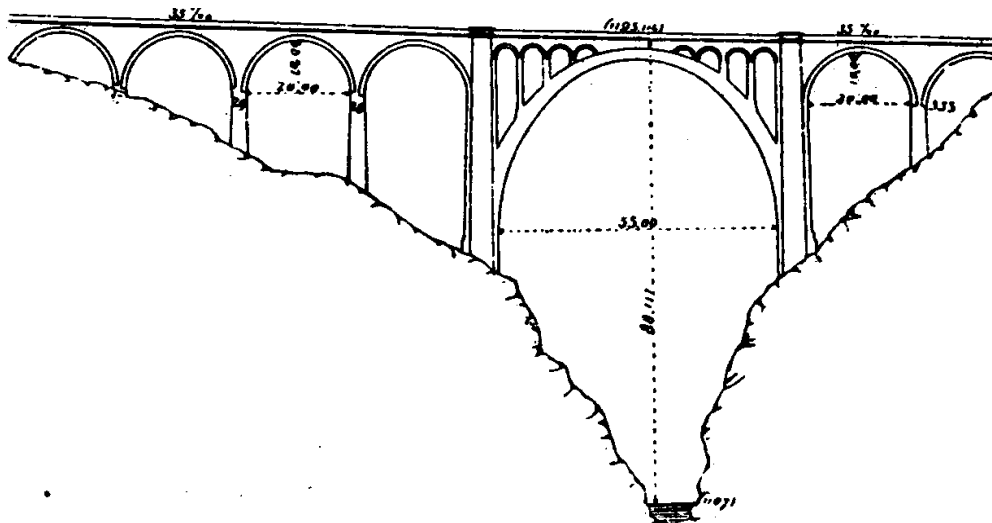


Figura 17 Viadotto di Wiesen (Campanella, 1928).

6 Viadotti

I viadotti sono opere piuttosto impegnative impiegate per superare ampie vallate: la specificità dell'opera si traduce spesso in soluzioni piuttosto originali dovute alla situazione orografica e alle scelte del progettista; ciononostante anche nei viadotti si

riconoscono delle tipologie ricorrenti, probabilmente dovute ad una serie di regole dell'arte verificate dall'esperienza. Si possono quindi trovare opere con pile altissime e arcate di luce modesta come il viadotto di Lockwood, figura 16, pile molto alte con luci significative delle arcate tutte uguali, come il viadotto Pesio di figura 17. Un tipologia piuttosto rara di ponte a più ordini di arcate è esemplificato dal viadotto di Wiesen di figura 17, in cui l'ordine superiore di arcate è impostato su un arco di luce maggiore, la struttura principale del ponte. Per l'elevata snellezza delle pile, i viadotti presentano spesso un secondo ordine di arcate, raramente anche un terzo ordine, con luci differenti o anche con luci piuttosto simili, come nel caso del viadotto Stura sulla linea Fossano-Ceva, figura 7.

Nei viadotti ad un solo ordine di arcate, esse sono **sempre** semicircolari; la luce é piccola (tra 10 e 20 m, spesso 15 m), a parte i casi in cui esiste una volta centrale più ampia. I viadotti a più ordini si riscontrano per altezza delle pile oltre i 20-30 m; le arcate inferiori sono di importanza minore e quasi sempre ribassate.

Nei viadotti è molto frequente ritrovare le pile-spalle, che assumono la forma di una *lesena* pronunciata affiancata da due mezze pile; la lesena può avere una pendenza maggiore rispetto a quella del paramento esterno della pila ed essere prolungata fino all'estremità superiore del ponte.



Figura 18 Viadotto in curva ad un solo ordine (viadotto Luogelkinnenviadukt, Svizzera).

7 Ponti e viadotti in curva

Un ponte ferroviario di modesta lunghezza su una linea ferroviaria in curva viene realizzato con impalcato di larghezza maggiore rispetto a quanto strettamente necessario in modo da consentire ai binari di realizzare la curvatura su un ponte rettilineo, di più semplice costruzione rispetto ad un ponte in curva, figura 18. Tuttavia questo accorgimento non è ammissibile se la lunghezza del ponte è rilevante, ed in questo caso è necessario realizzare il ponte o il viadotto seguendo il tracciato della linea, quindi con un profilo interno ed esterno di lunghezza diversa. In genere le arcate mantengono la pianta rettangolare, mentre la differente lunghezza dei due lati della struttura viene ottenuta mediante pile trapezoidali: i lati maggiori delle pile sono paralleli all'asse trasversale dell'arcata che vi si imposta

Al passaggio del treno la parte convessa delle pile risulta più sollecitata a compressione (per la presenza di una componente centrifuga nell'azione del convoglio); la pendenza del paramento sul lato esterno delle pile viene perciò aumentata fino ad $1/8$ - $1/5$ e, a volte, conservata anche nei timpani. In questo specifico tipo di struttura, la scarpata esterna della pila trapezia può non essere costante, maggiore alla base e via via più ridotta verso la sommità.

LE TECNICHE COSTRUTTIVE

1 Introduzione

Il ponte in muratura è una struttura che appartiene alla tecnologia del passato e che non può essere riproposto oggi per gli elevati costi richiesti per la sua realizzazione. Negli anni '20-'30 del secolo scorso si sono costruiti gli ultimi ponti in muratura; da quel momento l'attenzione per questo tipo di struttura scompare e viene sostituito dallo studio delle ben più promettenti strutture in cemento armato: da questo momento inizia una sorta di oblio del ponte in muratura, dimenticato non solo nella pratica ingegneristica corrente ma anche nei corsi universitari, quasi fosse un retaggio del passato di cui sbarazzarsi il prima possibile.

Questo oblio è però durato troppo, perché ha consentito che la comune cultura ingegneristica dimenticasse i ponti in muratura, le procedure costruttive, i materiali impiegati, le motivazioni di certe soluzioni strutturali piuttosto che altre. Si pensi, ad esempio, alle pile dei ponti: nessun manuale storico descrive nel dettaglio la tecnica di costruzione, probabilmente perché le procedure erano ben codificate nella pratica corrente, ma oggi questa codifica si è persa e non si conosce quasi nulla di questo elemento strutturale essenziale per la sopravvivenza del ponte.

In questo paragrafo vengono descritte le tecniche costruttive e le regole dell'arte, nella costruzione dei ponti in muratura, così come sono state ricostruite dai manuali di tecnologia del secolo scorso, iniziando dalla fondamentale opera di Curioni fino ad arrivare ai più recenti, ed ultimi, manuali di Campanella e Baggi. Tuttavia questi manuali lasciano vaste zone d'ombra, non solo nelle pile, ma anche nella struttura delle spalle, nei metodi di verifica della resistenza dei materiali, nei materiali impiegati per gli elementi secondari quali riempimento e rinfianchi che sono state parzialmente integrate con le informazioni dedotte sul campo, dalla memoria storica di chi ancora deve eseguire manutenzione ai ponti ferroviari e da immagini fotografiche di vecchie strutture crollate o demolite.

2. Fondazioni

Le fondazioni dei ponti in muratura sono simili a quelle dei ponti moderni nell'essenza strutturale dell'opera, essenzialmente diverse nelle tecnologie e nei materiali impiegati. Sinteticamente anche nei ponti in muratura si riconoscono tre tipi di fondazione: a) la fondazione *profonda su pali*; b) la fondazione *superficiale* o *semi-profonda su pozzo*; c) la fondazione a *platea*.

L'utilizzo di pali in legno nelle fondazioni è una tecnica che risale ai tempi dei Romani. Il diametro utilizzato per questo tipo di pali varia da 20 a 35 cm, le dimensioni di un tronco d'albero facilmente trasportabile, per una lunghezza che raramente supera i 10 metri, vista la difficoltà d'infissione. Fino al XVIII secolo le teste dei pali venivano generalmente tagliate al livello della minima piena semplicemente per motivi di tipo esecutivo, e al di sopra delle teste veniva realizzata la pila in muratura. Gli inconvenienti di questo procedimento sono evidenti.

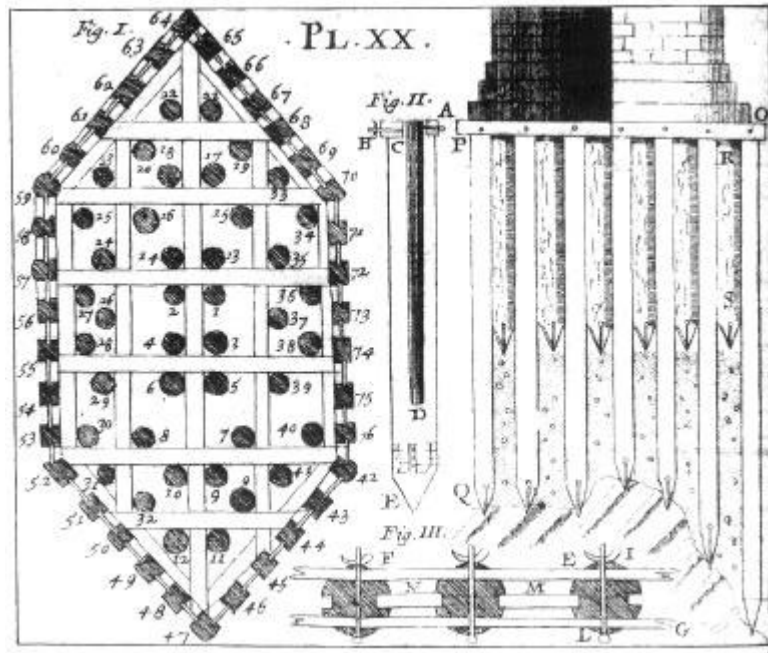


Figura 1 Fondazione su pali all’inizio del XVIII sec. (Ministere des Transports, 1980)

Nelle opere più antiche (Ministere des Transports, 1980), i pali erano battuti all’interno di un grigliato di travi lignee a sostegno della pila, in alcuni casi senza un plinto di collegamento intermedio (figura 1). In epoca successiva i pali vennero disposti secondo maglie più regolari, a distanze variabili tra 0.8 e 1.5 metri e collegati, dopo il taglio, per mezzo di un grigliato in legno destinato a ripartire il carico verticale; si osserva un avvicinamento ai moderni criteri di progettazione delle fondazioni indirette. Per bloccare la testa dei pali, prima di porre in opera il tavolato in legno, veniva disposto un riempimento in pietra tenera e malta, per uno spessore pari alla parte libera (figura 2), quasi a formare una sorta di pozzo di fondazione *a posteriori*. Solo nel 1762 De Cessart mise a punto un sistema che consentisse di tagliare i pali a oltre 5 metri sotto il livello dell’acqua.

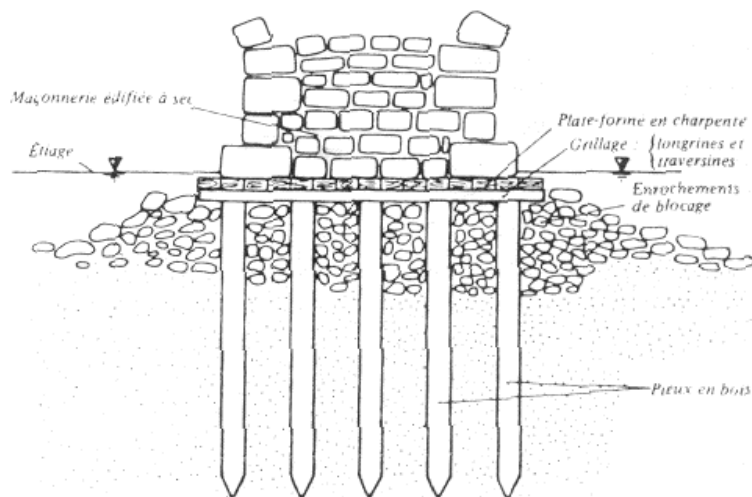


Figura 2 Fondazione su pali – Ponte Wilson a Tours, fine XVIII sec. (Ministere des Transports, 1980)

Le nuove tecniche e lo sviluppo dei mezzi di pompaggio permisero di stabilire la base della pila ad alcuni metri sotto il livello dei fiumi. Inizialmente, quando la profondità del fiume era notevole, l'unico modo per realizzare fondazioni sufficientemente profonde era la costruzione di argini che deviassero temporaneamente il corso del fiume per poter lavorare *a secco*, anticipando certi procedure di scavo mediante palancole del giorno d'oggi. Verso la fine del XVIII secolo questa tecnica viene sostituita da quella del cassone affondato, più economica, veloce e per questo meno soggetta al pericolo di eventuali piene improvvise. Il cassone (figura 3) veniva assemblato a riva, riempito nella parte inferiore con 3 o 4 corsi di muratura a formare la base dello *scafo* e affondato in corrispondenza della pila. La costruzione della muratura procedeva dentro al cassone fino al livello dell'acqua; successivamente il cassone veniva smontato e riutilizzato per le altre pile.

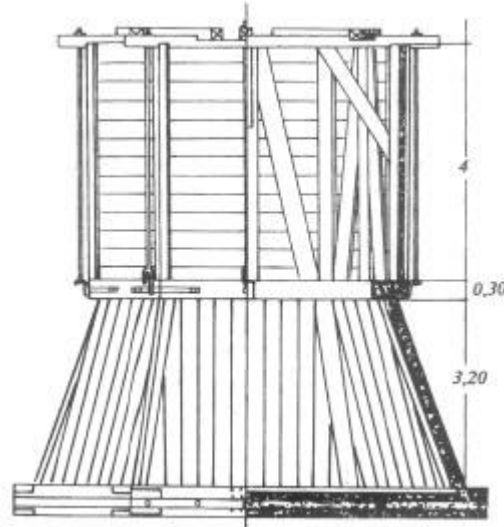


Figura 3 Cassone stagno della metà del XIX sec. (Ministere des Transports, 1980)

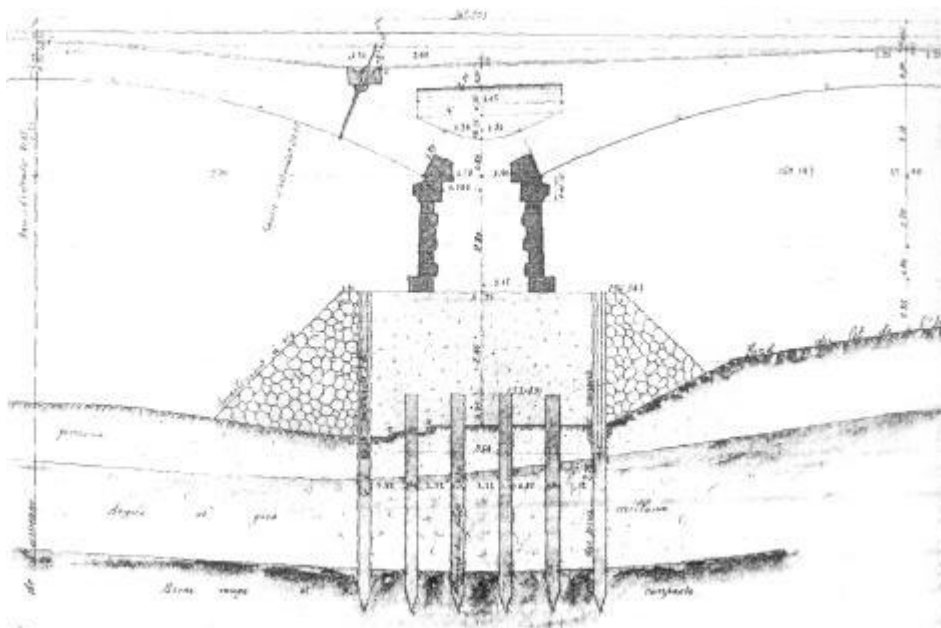


Figura Fondazione su pali con blocco di calcestruzzo, getto eseguito sott'acqua all'interno di una cortina di palancole (Ministere des Transports, 1980).

Nel XIX secolo vennero sviluppate tecniche diverse che impiegavano il nuovo materiale che stava conquistando sempre maggiore importanza nell'industria delle costruzioni: il calcestruzzo. L'ancoraggio dei pali inizia ad essere realizzato mediante un grosso blocco di calcestruzzo, figura 4, consentendo l'abbandono del grigliato in travi di legno. Per evitare il dilavamento del calcestruzzo veniva realizzata una cortina di palancole in legno a corona dell'area di getto.

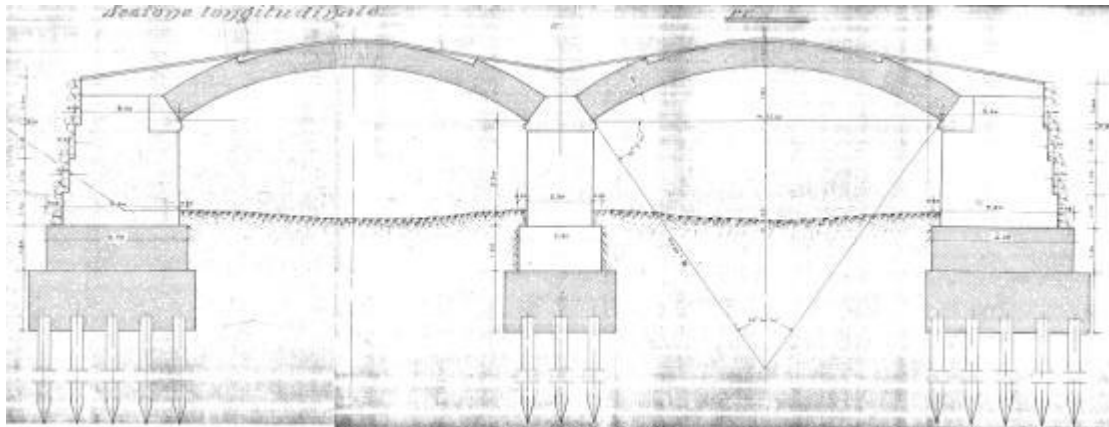


Figura 5. Fondazioni del ponte Chesola - linea Torino-Pinerolo, progr. 10+898 (Archivio FS-TO)



Figura 6 Particolare della sommità della palancoolata di protezione, viadotto Stura – linea Cuneo-Cuneo Gesso, progr. 5+260 (Archivio FS-TO)

Fondazioni superficiali si ritrovano pressoché solo quando il substrato roccioso si trova a breve distanza dal piano di campagna. Per le opere di maggior rilievo, la fondazione della pila era realizzata mediante un allargamento, ottenuto aumentando la pendenza dei paramenti delle pile o tramite una successione di riseghe, fino a formare una sorta di plinto di fondazione. Spesso queste fondazioni venivano realizzate con blocchi lapidei di grandi dimensioni per garantire la necessaria rigidezza della struttura fondale, figura 7.

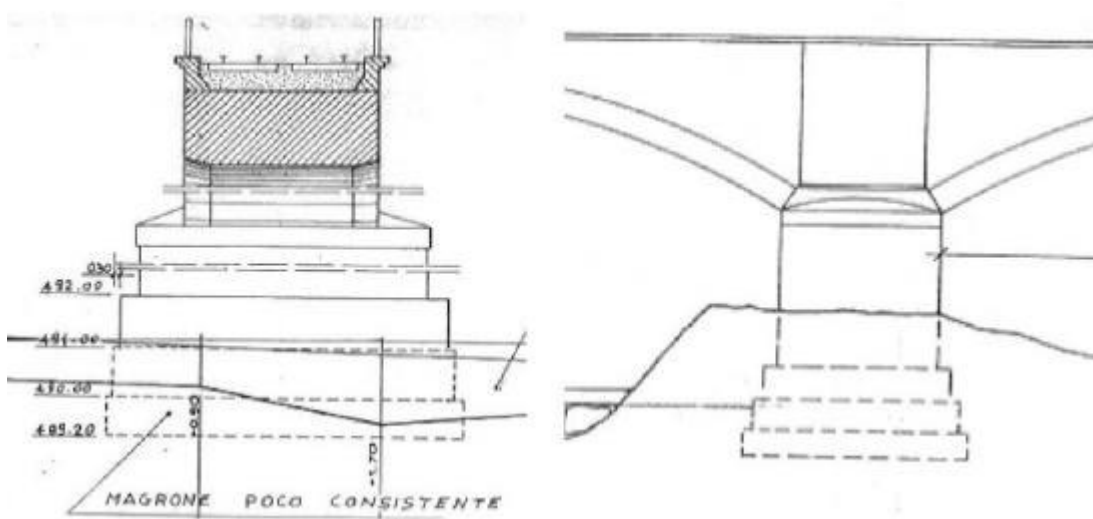


Figura 7 Fondazione diretta - ponte Gesso - linea Cuneo-Mondovì, progr. 0+229 (Archivio FS)

Nei casi in cui era possibile dragare il fondo del corso d'acqua fino al substrato roccioso, si faceva ricorso a cassoni privi di chiusura inferiore che venivano affondati sul piano di fondazione creato con il dragaggio. L'impermeabilità delle pareti laterali del cassone era garantita da tela impermeabile incollata esternamente al cassone; la base era costituita da un sacco impermeabile riempito di argilla che consentiva al cassone di adattarsi alle asperità del fondo. In tal modo era possibile realizzare la base della pila in calcestruzzo gettato a secco all'interno del cassone, figura 8.

Successivamente, la disponibilità di leganti in grado di fare presa anche sott'acqua consentirono di gettare il calcestruzzo direttamente in acqua, eliminando i problemi di instabilità del fondo in fase di costruzione e quelli relativi all'impermeabilizzazione del cassone.

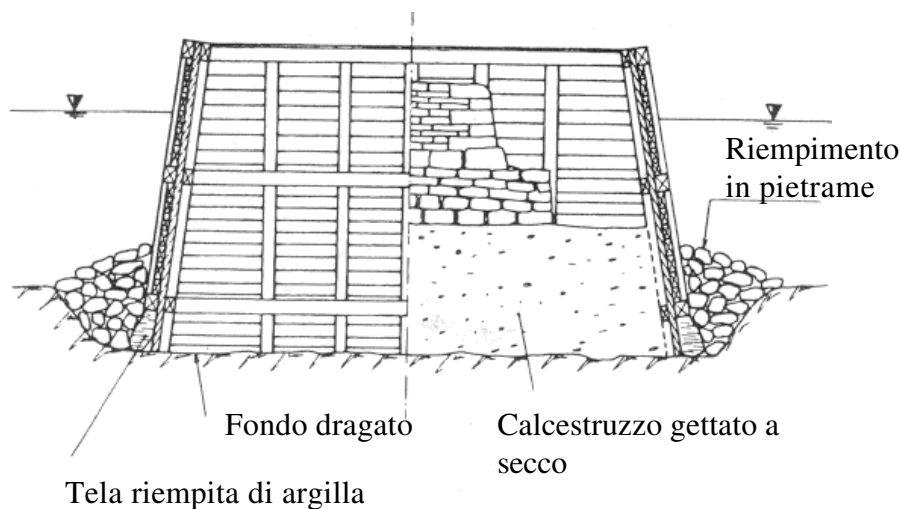


Figura 8. Cassone senza fondo (Ministere des Transports, 1980).

Spesso la struttura di fondazione veniva fortemente ingrossata nel senso della corrente del corso d'acqua per limitare il rischio di erosione della struttura fondale; l'ingrossamento alle volte è così ampio da richiedere, per contenere l'impiego di

materiale, la realizzazione di camere interne al contrafforte che, per non alleggerire la struttura di fondazione, venivano anche riempite con terreno o materiale sciolto, figura 9.

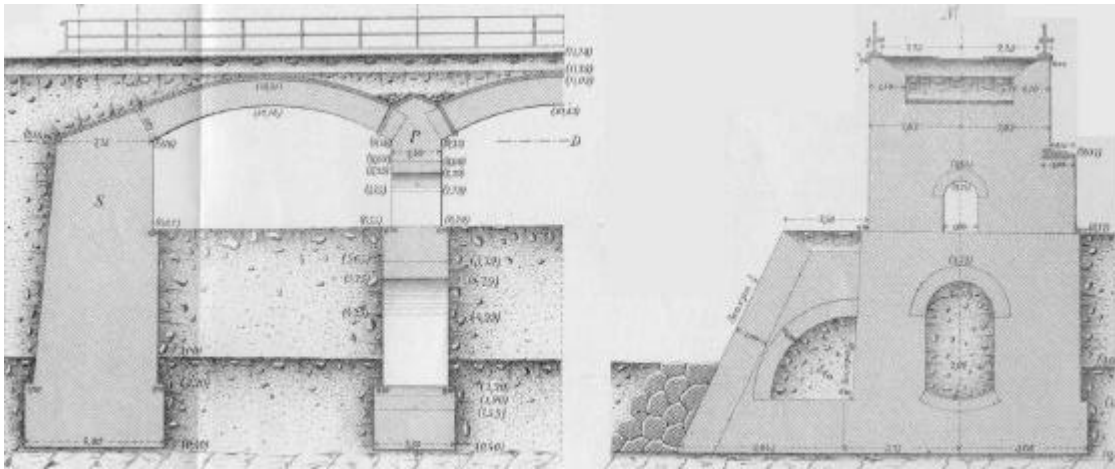


Figura 9. Sezione longitudinale e trasversale di fondazione diretta (Curioni, 1871).

Le opere di presidio contro l'erosione della corrente furono realizzate anche mediante cortine di pali e di palancole spesso solidali con la struttura fondale. L'efficacia di questa soluzione era comunque limitata a causa della scarsa infissione nell'alveo di pali e palancole e per la loro scarsa rigidezza flessionale: la spinta dei blocchi di fondazione e del terreno sottostante la pila, e quindi racchiuso all'interno dei pali, determinavano uno spanciamento dell'opera di presidio che innescava un rapido processo di erosione. Meccanismi di erosione al di sotto delle pile si verificano ancora oggi con modalità analoghe anche quando s'impieghino pali moderni troppo radi a coronamento della base della pila.

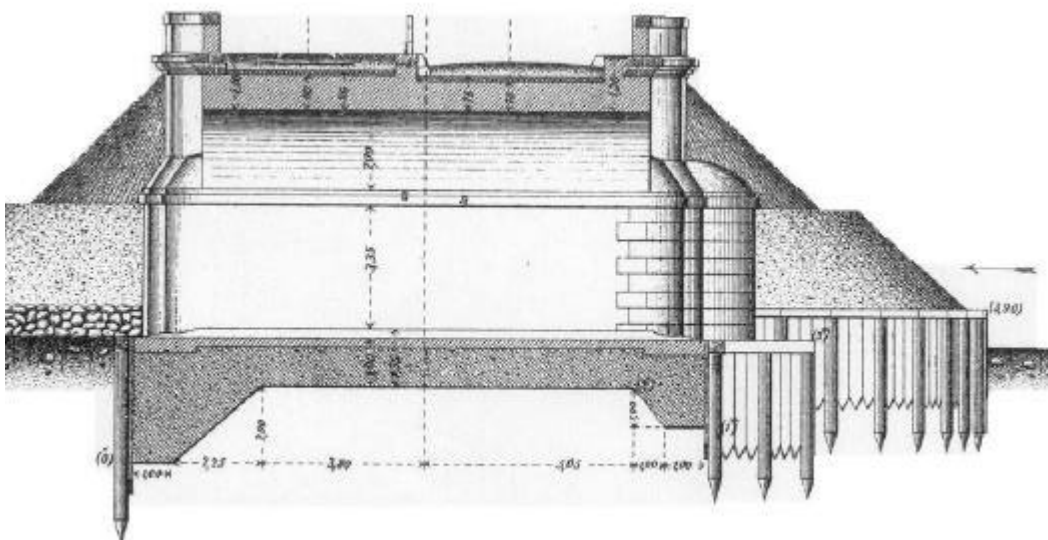


Figura 10. Sezione trasversale di fondazione a platea (Curioni, 1871).

La fondazione a *platea* è costituita da un'unica struttura fondale comune a tutte le pile e che, in corrispondenza del ponte, viene a ricoprire il fondo dell'alveo fluviale. In generale questo tipo di fondazione è stato impiegato nella realizzazione di piccole opere ad un solo arco ed è stata realizzata a profondità maggiore di 1 metro al di sotto del livello di secca. Lo spessore minimo di questo manufatto è funzione della luce del ponte, e varia tra 0.5 m per luci di 3-4 m e 0.8 m per luci di 10 m (Baggi, 1926). La sezione trasversale della platea, figura 10, presenta un tallone a monte ed uno a valle ed è, in genere, circondata da una paratia di pali collegati da filagne (travi orizzontali in legno di sezione di circa 12x15 cm poste in prossimità della testa dei pali e ad essi bullonate) e da tavoloni disposti verticalmente.

3 Spalle

Le *spalle* del ponte in muratura assolvono alla funzione di muro di sostegno del rilevato di accesso al ponte nonché di sostegno alla volta; sono quindi sollecitate da rilevanti sollecitazioni di presso-flessione. Le spalle sono strutture massicce, costituite in genere da un robusto piedritto nel senso alla corrente del fiume simile ad una pila, con una faccia verticale o leggermente inclinata; la sezione orizzontale è rettangolare, mentre le sezioni verticali possono essere rettangolari, trapezie oppure possono presentare delle riseghe. In alcuni casi la spalla è munita di due muri di accompagnamento disposti parallelamente all'asse stradale, che hanno funzione di contenimento del rilevato, ma possono essere considerati come contrafforti in funzione della loro dimensione in rapporto alla geometria della spalla.

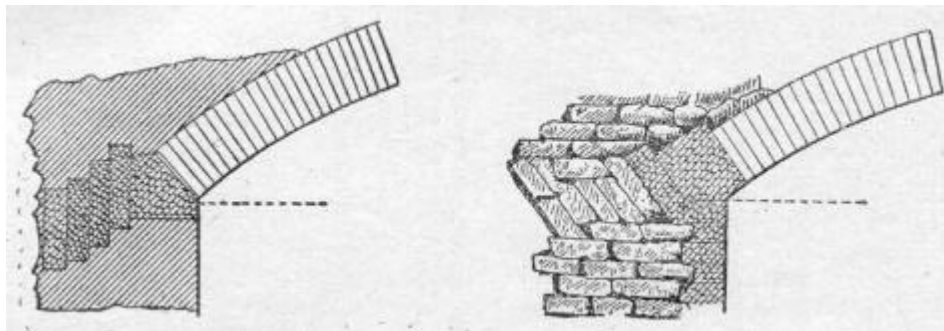


Figura 11. Disposizione dei blocchi in prossimità dell'imposta (Baggi, 1926)

Uno dei dissesti possibili nelle spalle deriva dallo scorrimento dei giunti di malta attivato dalle forti spinte orizzontali trasmesse dall'arcata; per questo le reni degli archi, sia sulla spalla che sulla pila, non presentano giunti di malta orizzontali ma una tessitura della muratura di mattoni con giunti di malta disposti normalmente alla direzione di spinta ovvero, per strutture importanti, da blocchi di pietra opportunamente sagomati, figure 11 e 12.

Nei ponti di grande luce la spalla può raggiungere proporzioni ragguardevoli, con significativi problemi di maturazione della malta nello spessore delle masse murarie (Baggi, 1926). In questi casi si ritrova sovente un vano all'interno del manufatto, coperto da una grossa volta a sesto ribassato (figura 13.a). La spinta dell'arco neutralizza in parte quella proveniente dall'arcata del ponte e sopperisce l'alleggerimento della spalla. I vani nascosti all'interno delle spalle vengono realizzati

talvolta appositamente con l'intento di alleggerire la struttura realizzando un arco rovescio di fondazione (figura 13.b).



Figura 12. Particolare dell'imposta in pietra - Ponte Gesso linea Cuneo-Mondovì, progr. 0+229, (Archivio FS). Si osservi la parte crollata dell'arcata: non solo le reni ma tutta la parte iniziale della volta parrebbe essere costituita da blocchi di pietra squadrata, ma in realtà questo si realizza solo nella parte esterna della volta. Si osservi anche il rinfianco, costituito da un conglomerato con inerti di varia pezzatura.

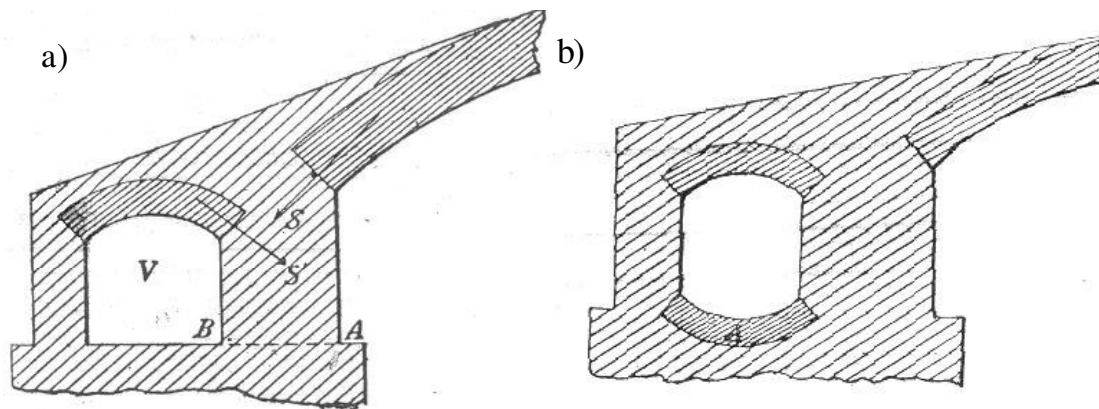


Figura 13. Vani dentro le spalle per diminuire (a) il volume; (b) il carico in fondazione (Baggi, 1926)

In molti casi i vani praticati nella spalla sono aperti, sia per permettere il passaggio di strade, tipicamente lungo gli argini di un corso d'acqua, sia per permettere, in regime di piena, un migliore deflusso delle acque; in questi casi l'arco al di sopra del vano può difficilmente essere impostato a quota sufficientemente bassa, ovvero prossimo alla prosecuzione dell'arcata, da rinforzare efficacemente la spalla. In queste condizioni, la

spalla veniva alleggerita mediante vani a sezione circolare a quota elevata, al di sopra dell'arcata (ponte Annibale sul Volturno, presso Capua).

Un'altra tecnica di alleggerimento delle spalle dei ponti di grande luce è quella di munirle di contrafforti in direzione parallela all'asse del ponte. In alcuni casi le estremità dell'arco venivano prolungate entro le spalle e confinate con muratura piena ovvero lasciandovi dei vani in adiacenza, figura 1

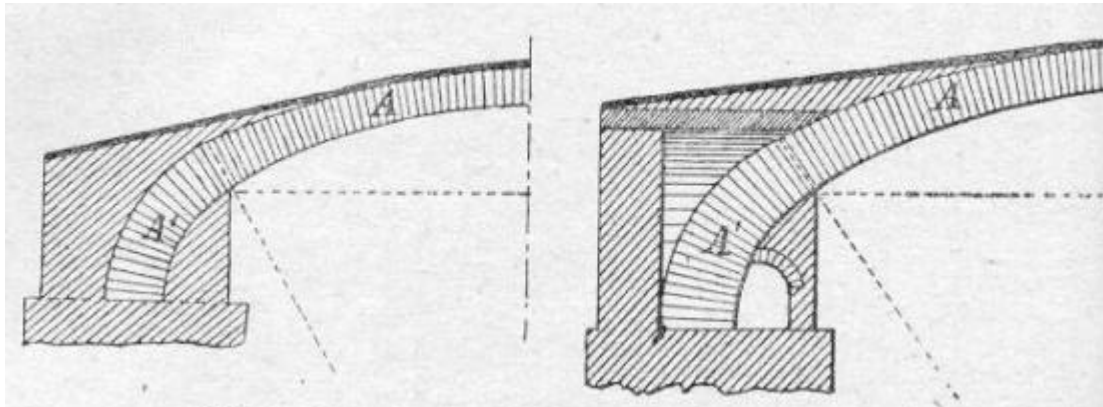


Figura 1 a, b Particolari delle volte in prossimità delle spalle (Baggi, 1926).

Per i ponti su un alveo fluviale la necessità di deviare il flusso della piena ha condotto all'introduzione di rostri a monte e a valle delle spalle, con un allargamento in pianta delle spalle fino a larghezze decisamente maggiori di quella dell'arcata; per questo motivo la spalla può risultare più larga della sede stradale, figure 15 e 16, di una misura pari alla larghezza dei due mezzi rostri.

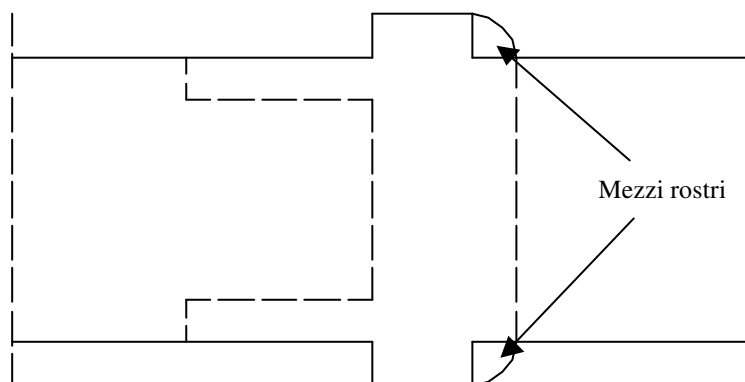


Figura 15. Larghezza della spalla con mezzi rostri



Figura 16. Spalla con mezzi rostri, ponte Meletta - linea Trofarello-Cuneo, progr. 19+256 (Archivio FS-TO)

Non sempre le spalle sono visibili dall'esterno. Nei cavalcavia delle trincee di linee ferroviarie le spalle possono essere interrate nel terreno della scarpata per consentire una quota di fondazione più elevata rispetto a quella di una spalla tradizionale, figura 17.

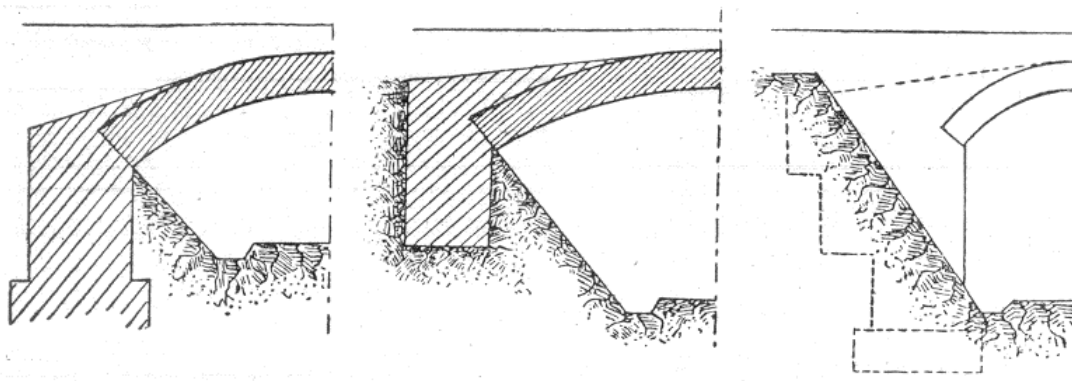


Figura 17. Esempi di spalle nascoste (Baggi, 1929).

Pile e pile-spalle

Uno degli elementi strutturali dove i ponti (a pila corta) si differenziano dai viadotti (a pila snella) è la pila; per questo verranno distinte le pile dei ponti da quelle dei viadotti.

1 Pile da ponte

Le pile per ponti presentano altezza moderata, minore di 12÷15m (a partire dallo spiccato della fondazione, quindi la parte visibile può essere significativamente più corta), hanno normalmente pareti verticali anche se in alcuni casi per motivi estetici si è fatto ricorso a profili curvilinei. Se l'altezza è maggiore le pareti sono dotate di una

propria scarpa, con inclinazione di 1/10 o 1/20. Tale disposizione cambia se il ponte è ferroviario e il suo tracciato planimetrico è in curva; in questo caso, in particolare, le pareti di testa (quelle di dimensione minore) vengono realizzate con due scarpe diverse, maggiore dalla parte esterna alla curva (generalmente doppia di quella della parete interna e, quindi, pari a $1/5 \div 1/8$) per equilibrare la forza centrifuga applicata sul piano stradale al passaggio dei convogli.

Anche per le pile, così come e più ancora che per le spalle, si presenta la necessità di contenere la pressione trasmessa al terreno; l'accorgimento tecnico è analogo, con inserimento di vani vuoti per ridurre il peso proprio della struttura, figura 18.



Figura 18. Particolare di pila - linea Savona-Carmagnola, progressiva 52+133 (Archivio FS -TO). Si osservi, in questo specifico esempio, come i timpani siano particolarmente spessi, costituiti da muratura in pietrame listata e la parte centrale dell'arcata non sia interessata da alcuna forma di riempimento.

Lo spessore della parete della pila non è di facile determinazione in quanto dipende da un elevato numero di variabili. In genere nei ponti più antichi si trovano pile di spessore superiore a quello necessario a garantire la stabilità della struttura i quanto la necessità di ridurre la pressione sul terreno sembra essere una conoscenza ingegneristica acquisita negli ultimi due secoli.

Le pile situate nell'alveo di un corso d'acqua, generalmente disposte nel senso della corrente, presentano sia a monte sia a valle due appendici detti *rostri* con la funzione di modificare gradatamente la sezione dell'alveo, di deviare il materiale trasportato dal fiume e, riducendo la turbolenza della corrente, di diminuire il rischio di erosione del fondo. Usualmente la sezione orizzontale dei rostri è un semicircolare di diametro pari alla larghezza della pila, un triangolo isoscele con base coincidente con la larghezza della pila, oppure formata da due archi di cerchio di ampiezza 60° , figura 19. I rostri si

estendono fino all'altezza di massima piena, generalmente fino alla quota di imposta della volta, ma in alcuni casi arrivano fino al piano del ferro, dove vengono usati per ricavare piazzole per il rifugio del personale addetto alla manutenzione della linea ferroviaria. Un accorgimento simile viene adottato anche in corrispondenza della spalla, che presenta due mezzi rostri, come già discusso. I rostri sono rifiniti in sommità con cappucci in pietra da taglio.

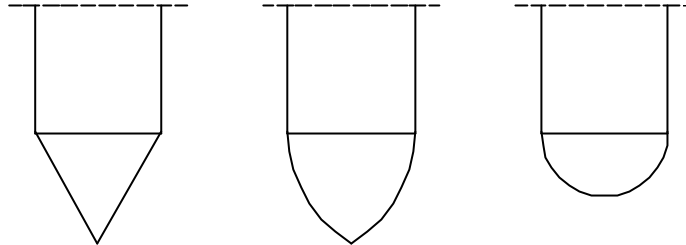


Figura 19. Diverse tipologie di rostri.

2 Pila-spalla da ponte

Come già discusso nel paragrafo 2, nei ponti a più arcate il collasso di una pila può provocare il collasso a catena di tutta la struttura; per evitare questa evenienza si ritrovano fra le pile snelle delle pile più tozze, dette *pila-spalle*, in grado di resistere alla eventuale spinta di una sola arcata non più contrastata dall'arcata crollata. La pila-spalla è spesso munita di nervature di rinforzo, anche con funzione estetica, e presenta spesso un profilo piatto nel senso della corrente; questo non si verifica quando è possibile realizzare i rostri, che divengono di dimensioni veramente significative, figura 20. Il numero di pile-spalle è determinato attraverso considerazioni di natura economica (Baggi, 1926), in modo da rendere minima la spesa di ricostruzione della parte di ponte tra due pile spalle più quella per la loro costruzione. Considerando i costi di costruzione dell'epoca, le pile-spalle venivano eseguite ogni 5 arcate, ma si ritrovano molti ponti con pile-spalle ogni 3, 4 e persino ogni 9 arcate (Curioni, 1871).

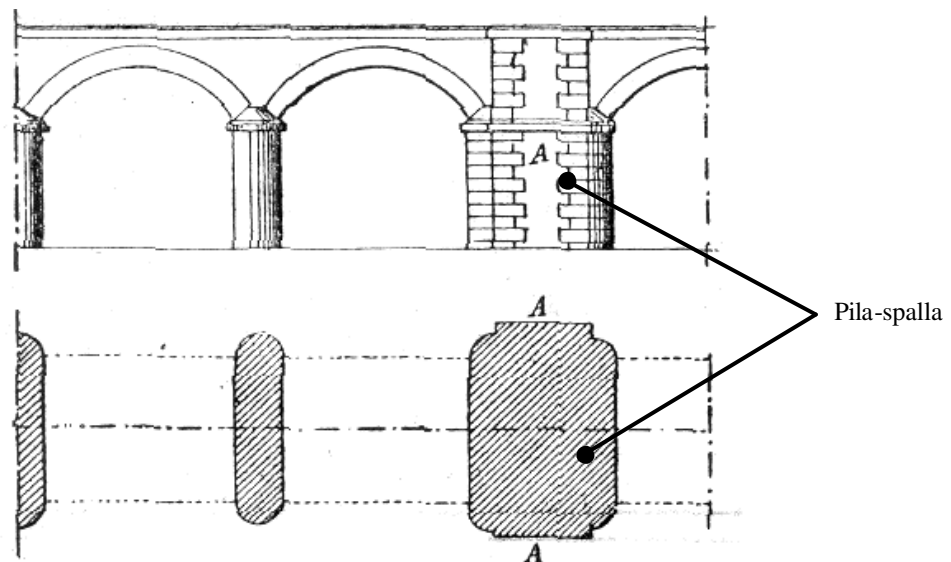


Figura 20. Pila-spalla (Baggi, 1926).

3 Pile da viadotto

I viadotti presentano un'elevata altezza delle pile, al punto che sovente si rende necessario ridurre l'altezza libera della pile mediante l'inserimento di un secondo ordine di arcate, il che si verifica, usualmente, quando l'altezza della pila supera i 40m. La scarpa delle facce di fronte (di fronte alla corrente del corso d'acqua) varia fra 1/16 ed 1/10; quella delle facce laterali varia tra 1/25 e 1/20, figura 21.



Figura 21 Pila del viadotto Pesio - linea Fossano-Ceva, progr. 14+200 (Archivio FS – TO). Poco sotto l'imposta dell'arcata si osservano delle mensole in pietra, appoggi della centinatura in fase di costruzione.

Il paramento esterno delle pile può essere munito di contrafforti, generalmente sulle pareti di testa, e di riseghe orizzontali (figura 22). In genere le riseghe verticali vengono proseguite fino al piano del ferro o all'estradosso del parapetto.

Nei viadotti in curva delle ferrovie, per contrastare la forza centrifuga che si sviluppa al livello delle rotaie nel passaggio dei convogli, nel XIX secolo i costruttori assegnavano alle facce poste dalla parte convessa una scarpa maggiore di quella che si dà alle facce situate dalla parte concava, facendole passare da inclinazioni di $1/16 \div 1/10$ a $1/8 \div 1/5$. Nella costruzione dei viadotti in curva le due generatrici d'imposta di una stessa arcata sono parallele fra loro: le pile assumono una caratteristica sezione trapezia. Anche le pile dei viadotti, nonostante la notevole snellezza, venivano alleggerite con vani chiusi o, raramente, accessibili, unici su tutta l'altezza o suddivisi in più camere, figure 23 e 2

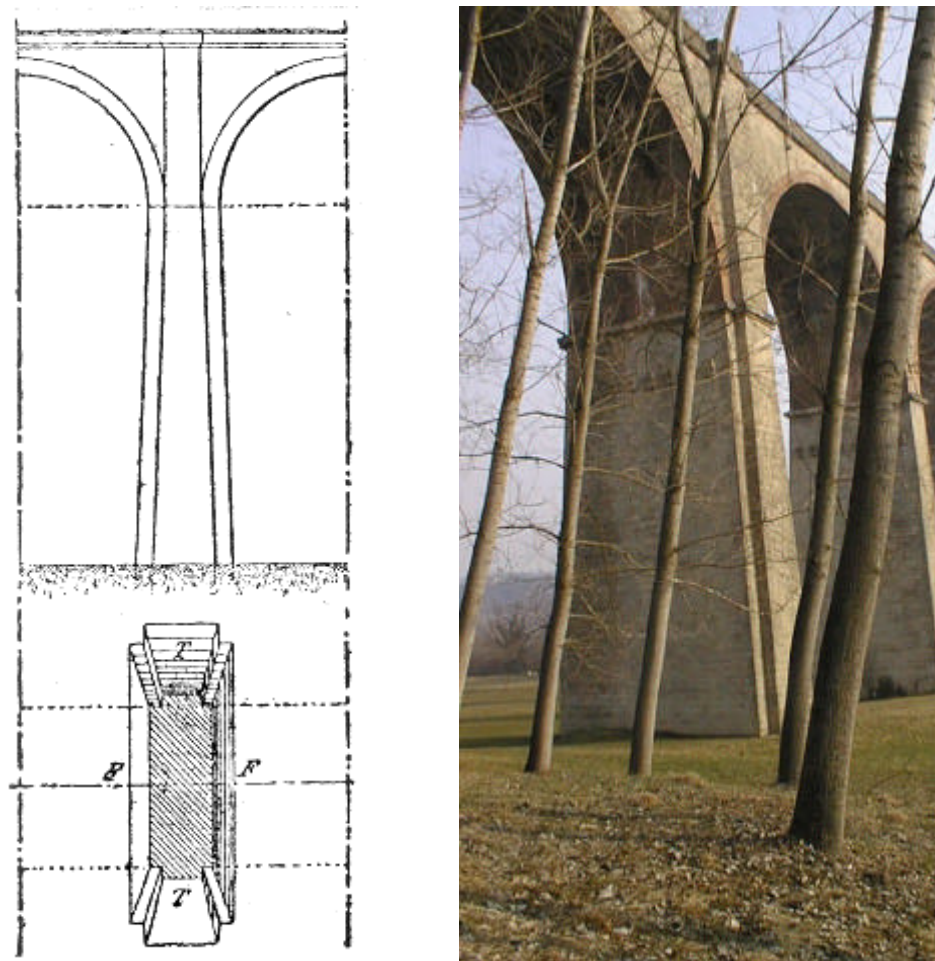


Figura 22. a) Pila con nervature (T: piani di testa; F: piani di fronte – Curioni, 1871) ; b) Pila del viadotto Pesio - linea Fossano-Ceva, progr. 14+200 (Archivio FS - TO)

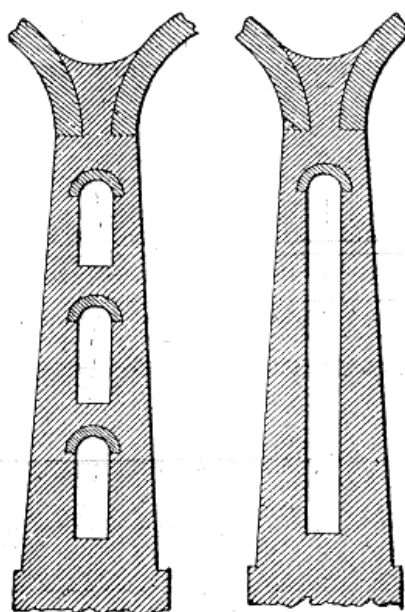


Figura 23 Pile da viadotto cave (Baggi, 1926).



Figura 2 Particolare di pila da viadotto - linea Savona-Carmagnola, progressiva 52+133
(Archivio FS-TO)

Nei viadotti a più ordini di arcate le luci delle arcate inferiori sono limitate generalmente a 15 m; le pile sono sempre a scarpa, con inclinazioni maggiori sulle facce frontali e variabili con l'altezza (diminuiscono salendo). Fra due piani successivi le pile talvolta aumentano di larghezza mediante riseghe, la cui esistenza è denunciata sulle fronti del ponte da un modesto coronamento in pietra tagliata; frequente è anche la presenza di muratura di pietra al di sotto del primo ordine di arcate, figura 25. Le facce che marcano le riseghe dei piedritti sono orizzontali, ma non si trovano allo stesso livello quando la strada è in pendenza, le arcate, quindi, risultano delle volte a botte con una piccola aggiunta dalla parte verso cui la strada discende.

L'ordine a quota inferiore generalmente costituisce un passaggio pedonale consentito da aperture realizzate nelle pile ed è, in genere, di larghezza inferiore rispetto all'impalcato, tra $1/2$ ed $1/3$ della larghezza complessiva della pila, figura 26. Poiché spesso si ritrovano arcate ribassate agli ordini inferiori, con significative spinte orizzontali dovute al loro peso proprio, è ragionevole ipotizzare che le pile siano dotate di strutture interne d'irrigidimento in corrispondenza delle arcate degli ordini inferiori.



Figura 25. Viadotto Stura- linea Fossano-Ceva, progr. 2+606 (archivio FS- TO)

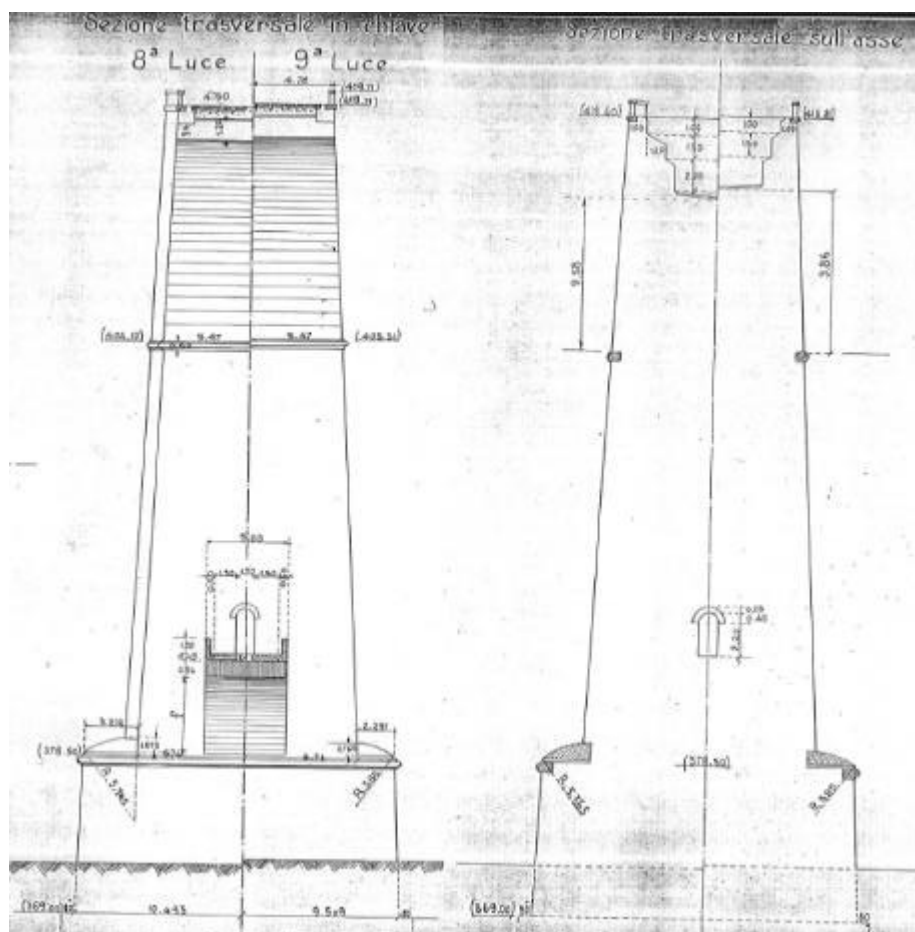


Figura 26. Sezione trasversale in chiave e in asse di una pila del viadotto Ellero - linea Fossano-Mondovì
– (Archivio FS-TO)

4 Pile-spalle da viadotto

Le pile-spalle (figura 27.a,b) presentano sulle fronti del viadotto una nervatura detta *parasta* con entrambe le facce a scarpa che si eleva dalla risega di fondazione al parapetto del viadotto. In tutti i piedritti le regole dell'arte prevedono la costruzione di alcuni strati o cinture di pietra di spessore costante; il motivo di questa tecnica, cui si attribuiva la possibilità di ottenere una regolare ripartizione delle pressioni nella pila (Curioni, 1871), non è completamente chiarito.

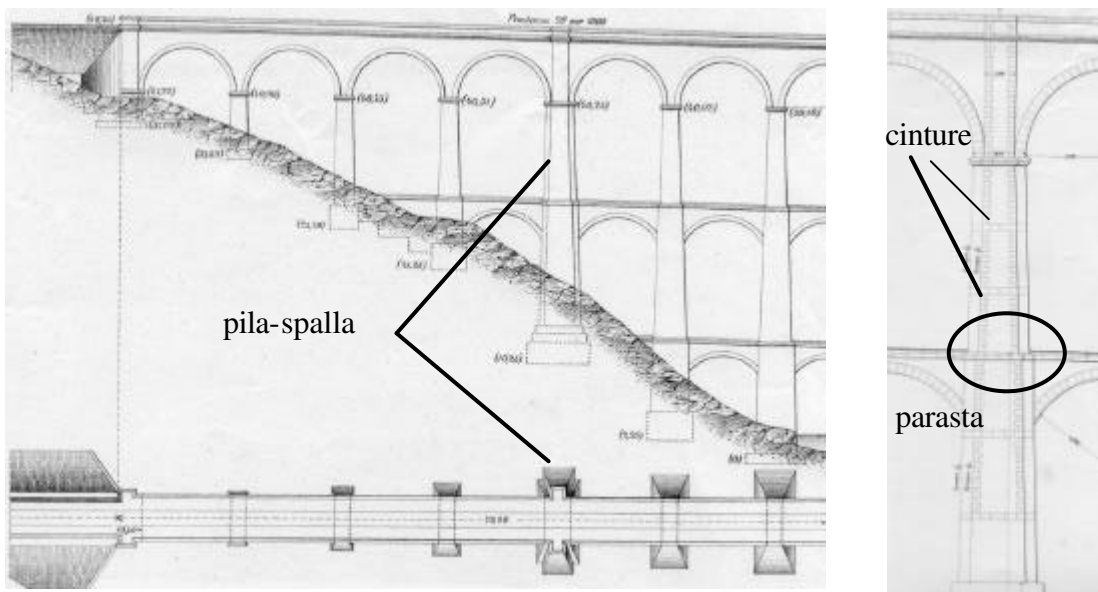


Figura 27.a,b. Viadotto a tre ordini di arcate e particolare della pila -spalla (Curioni, 1871).

5. Arcate

Poiché le strutture ad arco resistono essenzialmente per forma, l'arco inteso come struttura esiste solo quando è stato posto in opera l'ultimo suo concio; per questo motivo la sua costruzione viene eseguita su una *armatura* di sostegno provvisoria, generalmente in legname di essenza forte, composta da (Corini, 1941):

- *centine*, in genere travi reticolari lignee disposte parallelamente all'asse del ponte;
- travi orizzontali o inclinate, dette *filagne*, a collegamento delle centine;
- *manto* o *tamburo*, composto da una serie di tavole (*dossali*), destinate a costituire un impalcato continuo per l'appoggio della muratura;
- *sostegni delle centine*, costituiti da pali infissi nel terreno, o mensole sporgenti dalle pile e dalla spalle;
- *apparecchi di disarmo*, posti fra appoggi e centine, impiegati per abbassare gradualmente le centine una volta completata la costruzione della volta.

Le travi, di sezione prevalentemente quadrata e lato variabile tra 15 e 40 cm, possono avere lunghezza di oltre 10 m. Allo scopo di ridurre la quantità di legname necessaria, l'opera di sostegno può essere di larghezza minore dell'arcata, che viene quindi costruita per anelli successivi accostati. La forma e le dimensioni della centina variano in funzione della luce dell'arco e del carico a cui essa è sottoposta.

La *centina a sbalzo* (figura 28.a,b) è appoggiata direttamente sulle pile e sulle spalle, mediante mensole incastrate nel paramento delle stesse, oppure su riseghe appositamente ricavate, a differenza della *centina fissa* che è appoggiata su pali intermedi infissi nel terreno.

La centina a sbalzo è stata usualmente impiegata per i viadotti, mentre solo i ponti di altezza contenuta si prestano all'impiego di centine fisse. Quest'ultimo sistema permette la disposizione di puntoni, detti *contraffissi*, vincolati ai sostegni intermedi. Nelle centine *a contraffissi isolati* (figura 29.a) un solo puntone vincola una zona definita dell'armatura, mentre nelle centine *a contraffissi contrapposti* (figura 29.c) una stessa zona dell'armatura è vincolata a più puntoni, questo per ridurre il rischio di un crollo dell'armatura per il cedimento di uno dei pali di appoggio. Vincolando i puntoni ad un solo appoggio intermedio si ottiene invece una centina *a contraffissi radiali* (figura 29.b), in cui le catene sono finalizzate alla riduzione della luce libera dei puntoni.

Tra l'appoggio e la centina sono presenti due cunei, le cui rimozione, completata la volta, consentono il graduale abbassamento delle centine.

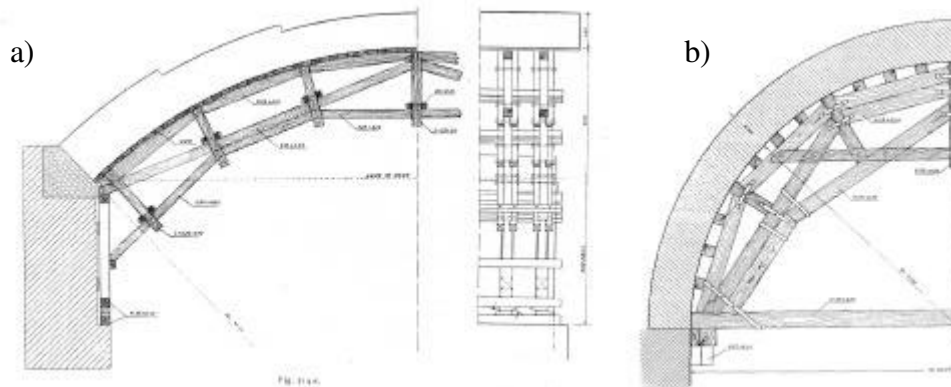


Figura 28.a,b Centine a sbalzo (Corini, 1941)

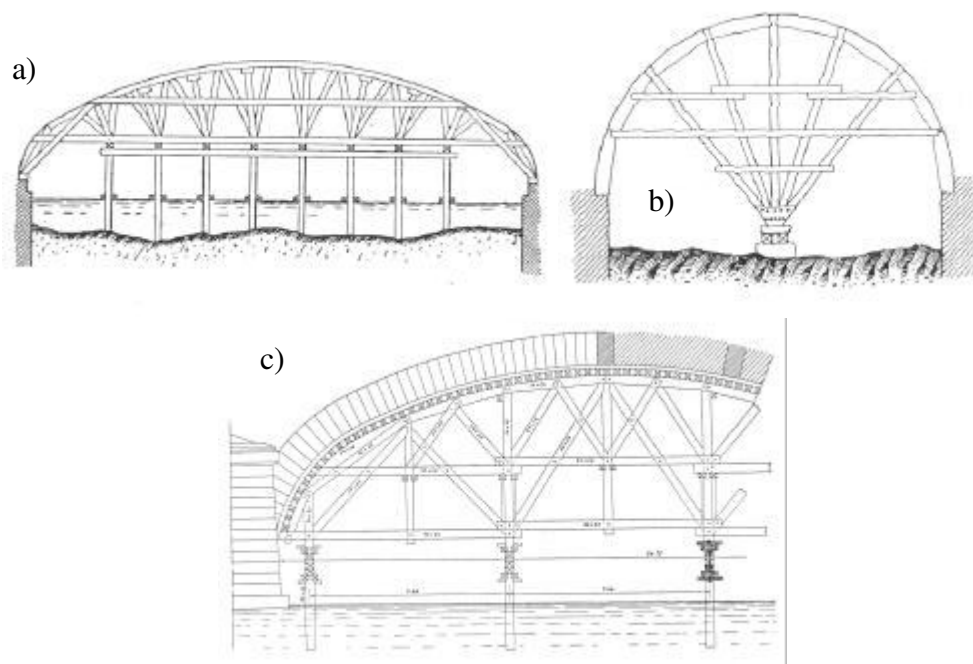


Figura 29. Tipi di centine fisse: con contraffissi (a) isolati, (b) radiali, (c) contrapposti (Corini, 1941)

Una volta posizionata l'armatura provvisoria, la muratura dell'arcata viene realizzata impiegando pietra da taglio, pietra conca, oppure mattoni di laterizio. Per motivi economici e decorativi l'uso della pietra da taglio è stato spesso limitato all'arco frontale (*armilla*) e ai conci d'imposta (*chiave dell'arco*), mentre la rimanente parte della struttura è stata realizzata in laterizio. La pietra da taglio è stata utilizzata per tutta la volta solo quando veniva richiesta alla struttura una capacità portante particolarmente elevata oppure quando l'opera aveva caratteristiche monumentali. Poiché la resistenza delle arcate in muratura di mattoni, di adeguato spessore, è sufficiente ai carichi ferroviari, gli esempi di muratura di pietra per l'arcata sono estremamente rari. La pietra conca è ricavata invece da pietre tenere, preparate a forma di cuneo o parallelepipedo, poste in opera con malta. Tuttavia il materiale di gran lunga più usato per le volte in muratura è il mattone di laterizio per la leggerezza e la facilità di posa in opera, nonché per la sua economicità. Impiegando laterizi e malte a lenta presa si possono raggiungere resistenze pari a quelle delle volte in pietra.

La necessità di trasferire rilevanti azioni verticali ed orizzontali alle reni impone non solo una tessitura (in tempi passati detta anche *apparecchio* della muratura) adeguata della spalla o della pila su cui s'impone l'arcata, ma anche una specifica tessitura della muratura della volta in cui i conci devono presentare angoli retti e i giunti si devono intersecare perpendicolarmente. In una volta a pianta rettangolare, i conci vengono in genere disposti secondo la *tessitura retta* o *tessitura ordinaria*, ovvero con file parallele alle generatrici, facendo in modo che in chiave si trovi sempre un concio e non un giunto. Ogni fila viene disposta sfalsando i giunti rispetto a quella precedente, evitando di creare superfici di rottura preferenziali, figura 30.

Allo scopo di ridurre il rischio di scorrimenti, il giunto tra due file deve essere il più possibile perpendicolare alla curva delle pressioni. Poiché questa segue approssimativamente l'andamento della generatrice dell'intradosso, i giunti devono essere perpendicolari alle direttrici. Se i conci sono in pietra, i giunti devono essere paralleli alla giacitura naturale della pietra nel banco di roccia originario, in modo da trasmettere lo sforzo assiale normalmente alle stratificazioni della roccia evitando la delaminazione del concio.



Figura 30. Arco realizzato secondo tessitura retta – (Archivio FS – TO)

Il numero dei filari e la lunghezza dei conci componenti le arcate dipendono dalla natura e dalle dimensioni delle pietre a disposizione del costruttore; in quanto al numero esso è dispari per posizionare un concio in chiave. Nelle arcate in pietra di taglio lo spessore dei diversi filari misurato all'intradosso è generalmente costante; in caso contrario risulta comunque simmetrico, nei diversi filari, rispetto alla mezzeria dell'arcata.

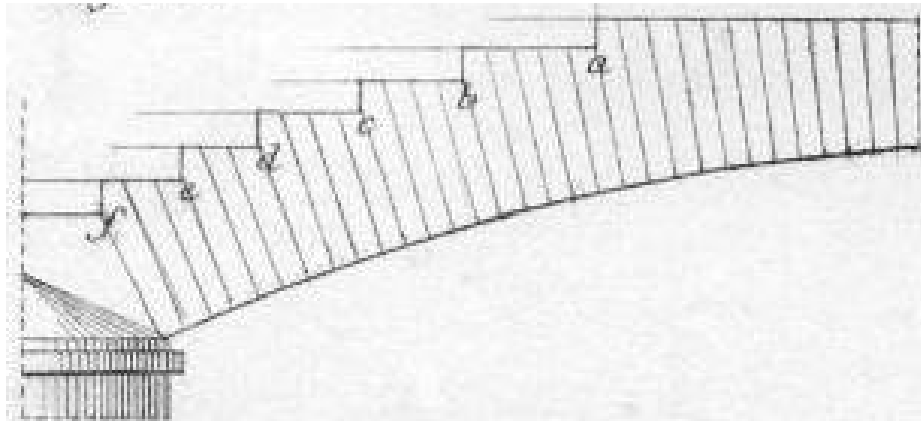


Figura 31. Estradosso dell'arcata scalettato (Curioni, 1871).



Figura 32. Estradosso dell'arcata scalettato - ponte Sangone - linea Torino-Genova, progr. 6+690 (Archivio FS - TO).

Le arcate non sempre presentano superfici comprese fra due curve parallele in quanto a volte lo spessore dell'arcata aumenta procedendo verso le imposte. Talora

l'estradosso è stato costruito scalettato, figure 31 e 32, per evitare la costruzione di angoli acuti (dove si verificano concentrazioni di tensione) e per ottenere un conveniente collegamento dei cunei delle arcate con quelli dei timpani sulle fronti; questo accorgimento è tipico sia delle arcate in muratura di pietra che in muratura di mattoni. La curva passante per i vertici $(a, b, e, d, e$ ed f in figura 31) della linea spezzata ad angoli retti, che superiormente limita la testa dell'arcata, risulta parallela all'intradosso ovvero si allarga procedendo verso le imposte se si vuole realizzare un arco a spessore mediamente crescente verso le reni.

La disposizione dei conci è affatto diversa nel caso di una volta obliqua, ovvero con pianta a parallelogramma, necessaria quando l'opera interseca un corso d'acqua o una via di comunicazione con un angolo diverso da quello retto. In questo caso la tessitura retta porterebbe ad avere due porzioni di volta appoggiate su una sola imposta come le porzioni grigie ABC e A'B'C' di figura 32.a. Se l'obliquità è scarsa oppure la volta è lunga e di piccola luce, l'apparecchio retto viene utilizzato per la parte interna della volta, mentre per le corone frontali vengono utilizzati speciali conci a spessore variabile, figura 32.b. Quando il disassamento tra asse della valle ed asse del piano viario è rilevante non è possibile ricorrere a questi accorgimenti ma è necessario sostituire l'apparecchio ordinario con un altro tipo di tessitura che trasferisca sugli appoggi le spinte esercitate dai corsi trasversali della volta, la *tessitura elicoidale* o *tessitura inglese*.

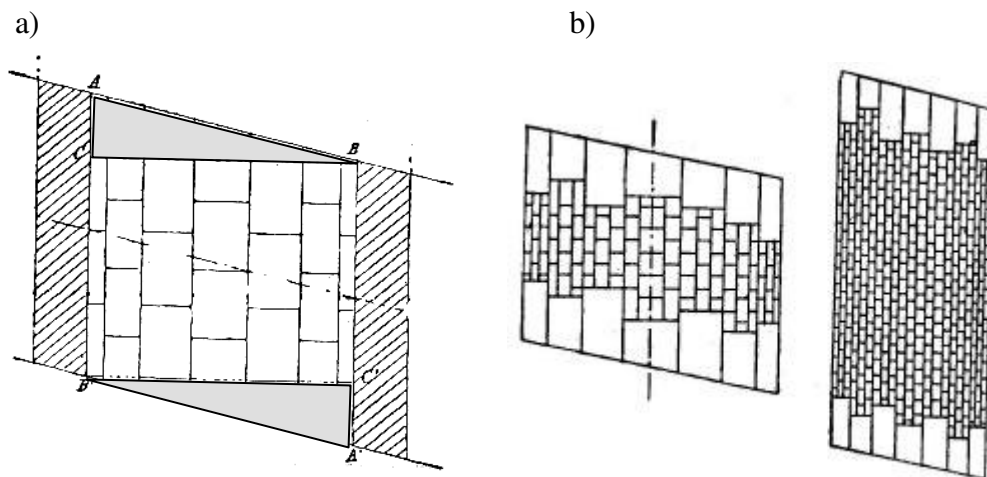


Figura 32.: a) apparecchio retto su volta obliqua: unghie triangolari prive di appoggio su uno dei due lati; b) apparecchio per manufatti di piccola obliquità o grande luce con estremità a larghezza non costante (Baggi, 1926).

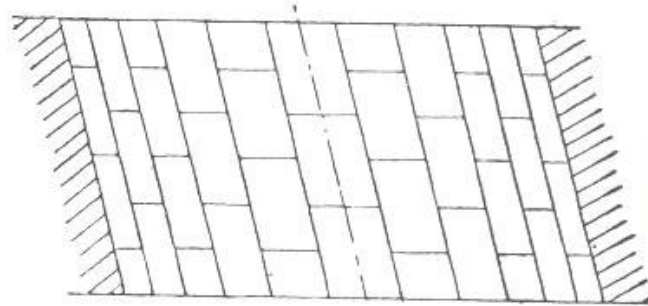


Figura 33. Conci con angoli diedri acuti in una volta obliqua (Baggi, 1926)

Nella *tessitura elicoidale* o *inglese* i conci sono tutti uguali e con angoli diedri prossimi a 90° , ad eccezione di quelli che formano le due corone frontali. I giunti sono disposti secondo due superfici elicoidali, perpendicolari tra loro e perpendicolari rispetto alla superficie d'intradosso; il giunto all'imposta è inclinato sull'orizzontale, a differenza della volta retta, di una quantità che è funzione dell'angolo di obliquità della volta. E' comunque necessario notare (Baggi, 1926) che questa disposizione realizza in modo approssimato le condizioni teoriche per l'equilibrio della volta, poiché il bordo giace su un piano anziché su una superficie elicoidale, figura 34, e che queste approssimazioni diminuiscono all'aumentare del ribassamento dell'arcata. Per questo motivo i ponti obliqui sono stati realizzati quasi esclusivamente con arcate ribassate.

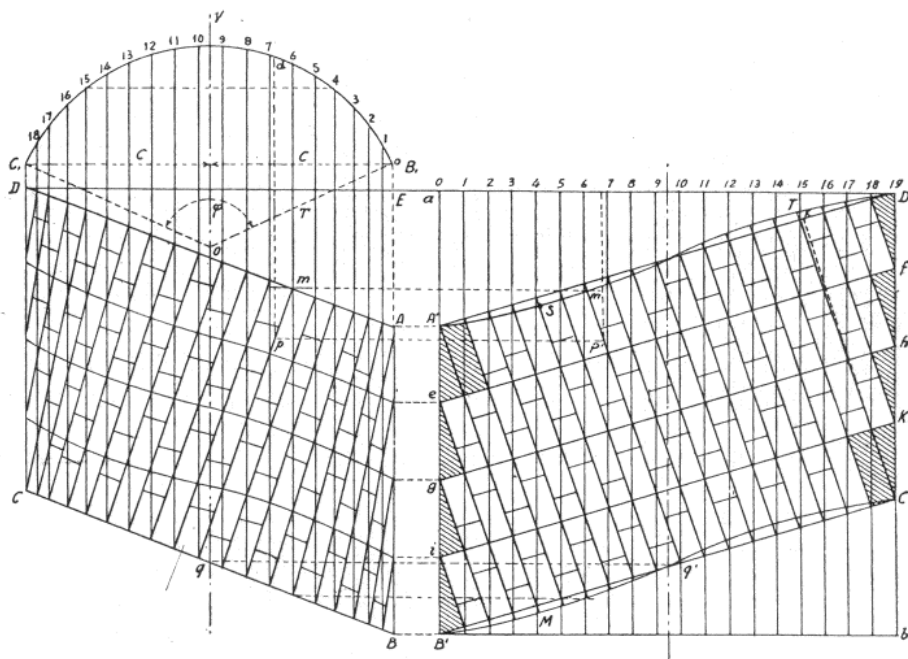


Figura 3 Tessitura elicoidale (Corini, 1941)



Figura 3 Tessitura elicoidale, ponte Bobore - linea Torino-Genova, progr. 54+797 (Archivio FS - TO)

Con obliquità superiori a 45° , o per aperture superiori ai 15m, all'apparecchio elicoidale è stato preferito un altro tipo di disposizione, più semplice e più economica, che realizza una volta come una serie di archi paralleli di minore larghezza, con la medesima e la medesima monta, figura 35.a-b. Poiché gli anelli costituiscono strutture parallele ma essenzialmente indipendenti l'una dall'altra, venivano spesso solidarizzati mediante tirantature di ferro oppure mediante conci doppi che interessavano due anelli adiacenti.

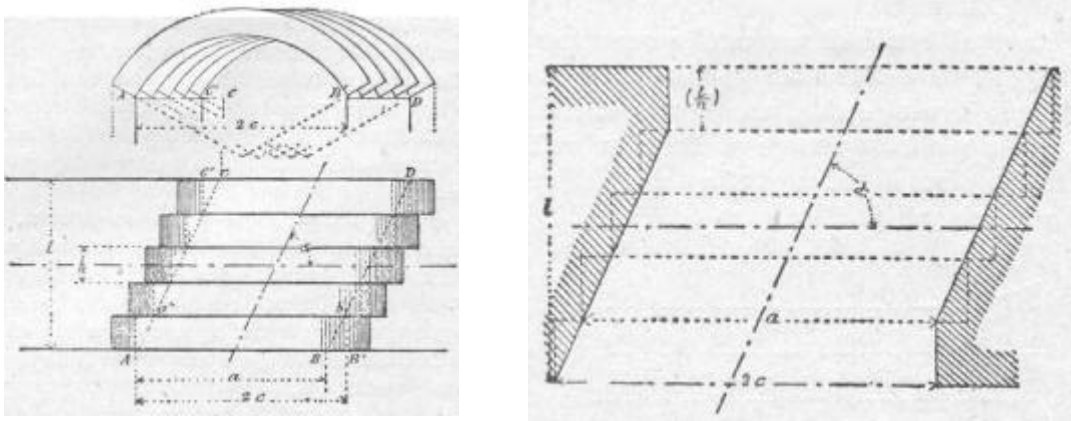


Figura 35.a,b. Volte oblique formate da anelli retti (Baggi, 1926).

Le fasi esecutive della muratura della volta seguono due diverse tecnologie: secondo il *metodo ordinario* ciascun filare viene completato prima d'iniziare il successivo, realizzando giunti estesi su tutto lo spessore dell'arco, figura 36.a, con l'inconveniente che lo spessore del giunto di malta non è costante e potrebbe raggiungere dimensioni eccessive e conferire alla volta una deformabilità non omogenea, figura 36.b. Per altro, questo metodo costruttivo impone l'uso di robuste centine, poiché l'arco viene realizzato in tutto il suo spessore per ogni concio, figura 37.

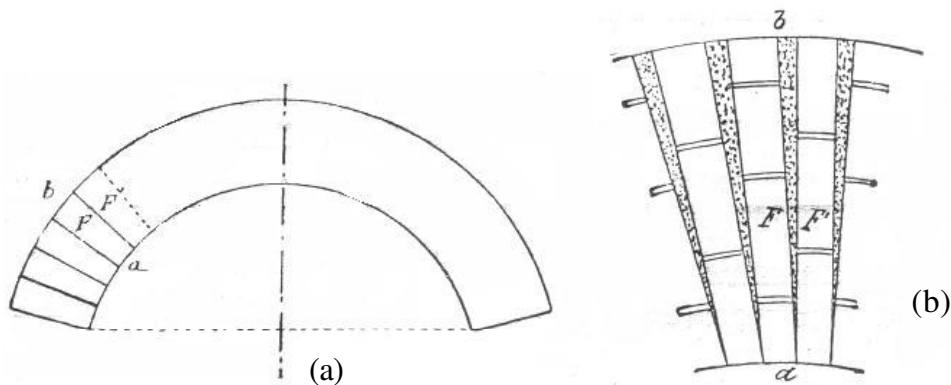


Figura 36.a,b (a) metodo ordinario; (b) allargamento dei giunti (Baggi, 1926)

Con il *metodo delle zone concentriche* la volta viene realizzata a strati sovrapposti, figura 38; il primo strato costituisce una parte della struttura ma può essere già impiegato come supporto al secondo strato, e così via per quelli successivi. A questo modo la centina deve sostenere solo il primo strato di arcata, ma i vari anelli non hanno un comportamento omogeneo in quanto quello inferiore, sostenendo il peso degli strati

superiori, risulta più sollecitato degli altri. Fenomeni di deformazione differita dei giunti di malta tendono a redistribuire e ad uniformare lo stato tensionale, cosicché questa tecnica di esecuzione veniva impiegata con malte a presa lenta e con rapida esecuzione dei diversi strati: caricando prematuramente malte non ancora maturate si attivano i fenomeni di scorrimento differito nei giunti di malta in fase precoce, così da indurre una condurre a sostanziale esaurimento i fenomeni di redistribuzione delle tensioni già in fase costruttiva.

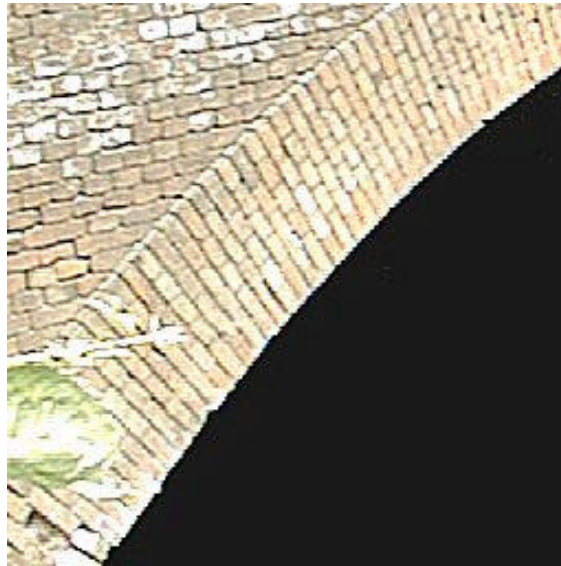


Figura 37. Particolare di arcata, ponte Dora - linea Torino-Milano, progr. 5+915 (Archivio FS-TO)



Figura 38. Arcata a due strati - linea Savona-Carmagnola, progressiva 44+477 (Archivio FS – TO)

Per arcate in pietra è stato impiegato quasi esclusivamente l'apparecchio ordinario in quanto la sagomatura del concio consente di realizzare conci di pietra a spessore

costante; arcate multistrato si ritrovano solo nelle volte in muratura di mattoni di forte spessore. La disomogeneità dello stato di tensione nella sezione di un arco multistrato (Baggi, 1926) abbassa la posizione della curva delle pressioni. Poiché tale curva, in genere, è prossima all'intradosso in prossimità delle imposte ed all'estradosso in prossimità della sezione di chiave, le costruzioni ad archi concentrici presentano maggiori coefficienti di sicurezza, rispetto all'arcata tradizionale, nei confronti di una rottura in chiave ma coefficienti di sicurezza inferiori nei confronti di un collasso per schiacciamento del materiale alle imposte. Per questo motivo sono stati adottati dei *sistemi misti*, realizzando per strati solo la parte centrale della volta e con il metodo ordinario la zona in prossimità delle imposte, figura 39.

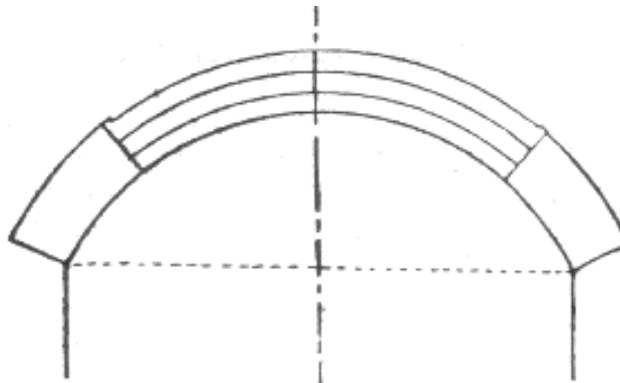


Figura 39. metodo misto per la costruzione della volta (Baggi, 1926).

Con questo accorgimento è possibile alleggerire la centina anche se la struttura è poco ribassata, realizzando la volta senza il sostegno di opere provvisorie e fino ad una inclinazione di 15° (Baggi, 1926). Se il processo è condotto lentamente, allo scopo di permettere la presa nei giunti già eseguiti, l'opera può essere realizzata fino ad una inclinazione di 45° senza ricorrere a sostegni provvisori.

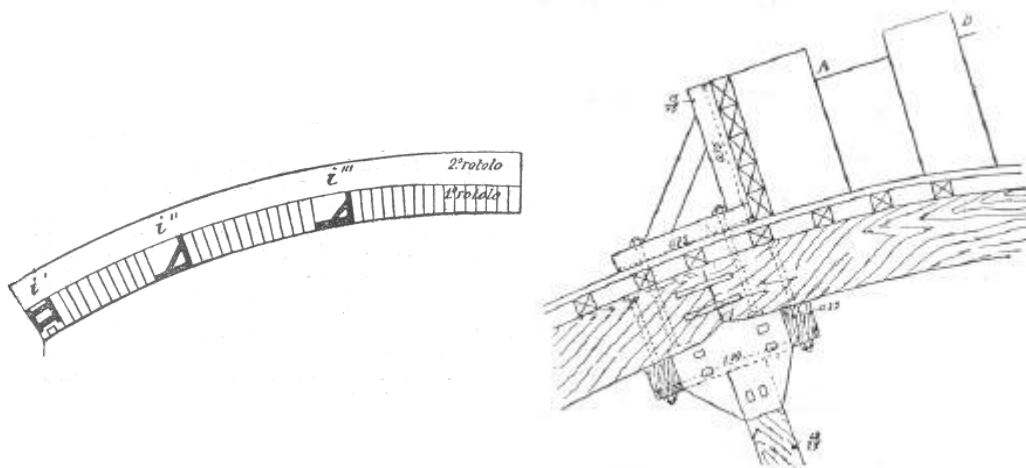


Figura 40. (a) metodo a punti multipli di chiusura; (b) particolare dell'unione corona-razze (Baggi, 1926)

Un'evoluzione del metodo a zone concentriche è il *metodo a punti multipli di chiusura*, figura 40.a, ideato per contenere la fessurazione del manufatto dovuta alla deformazione della centina. L'apertura dei giunti si può verificare nei punti dove ad un

appoggio rigido (appoggio sulla pila) segue un appoggio deformabile (appoggi su puntelli intermedi); la costruzione avviene per settori separati da spazi vuoti, localizzati dove là può insorgere la fessurazione, figura 40.b in modo da consentire il cedimento differenziale delle centine quando la struttura non è ancora completata e, quindi, senza che nella struttura ad arco ne nascano stati di coazione. Le zone lasciate libere vengono poi riempite di malta di cemento allo stato di sabbia umida.

Nella figura 41 è rappresentata una caratteristica piuttosto frequente dei ponti in muratura di mattoni: lo spessore dell'arcata è maggiore, anche doppio, rispetto allo spessore apparente dall'esterno. Osservata dal di sotto, la porzione di arcata posta al di sotto del timpano, di spessore inferiore, non presenta discontinuità nella tessitura rispetto alla parte centrale della volta e nemmeno la tessitura nello spessore consente di prevedere la variazione di spessore che interessa, invece, la massima parte della volta. Questa circostanza, piuttosto frequente, non individua delle armille in senso classico, ma comunque definisce le zone periferiche dell'arcata come quelle di maggior debolezza. L'individuazione di questo tipo di volte è essenziale quando si voglia ampliare il piano viario o ferroviario mediante la costruzione di un solettone in c.a. appoggiato sui timpani.



Figura 41.a,b Spessore dell'arcata inferiore nelle parti laterali: a) ponte sul Rio Botti alla progr. 11+248 della linea Genova-Ovada Acqui (Archivio FS – GE); b) ponte del raccordo ferroviario con la zona industriale di Genova Cornigliano (in corso di demolizione).

In figura 42 si osserva lo stesso ponte durante una delle fasi di demolizione, da cui emerge come i timpani, quasi in contrasto con lo spessore ridotto delle parti laterali della volta, siano costituiti da murature massicce di ottime consistenza. L'esempio di figura 41.b e 42 è uno degli ultimi ponti ferroviari in muratura costruiti nel biennio 1933-34, costituisce la parte terminale del raccordo ferroviario della zona industriale di Genova-Cornigliano con la linea ferrovia per Milano. Questo raccordo non venne mai completato né il ponte mai utilizzato perché un errore progettuale aveva realizzato una pendenza del piano del ferro eccessiva, che non consentiva il transito dei convogli ferroviari nemmeno scarichi (il transito senza scivolamento sulle rotaie era possibile alla sola locomotiva). Attualmente le parti residuali del raccordo sono in corso di demolizione per consentire il riassetto urbanistico della zona.



Figura 42. Demolizione del ponte del raccordo ferroviario con la zona industriale di Genova Cornigliano: si osservi come il rinfiango sia stato realizzato mediante un conglomerato molto consistente (demolito con l'ausilio del martellone) e come i timpani siano strutture massicce in contraddizione con il ridotto spessore dell'arcata su cui sono impostati.

6 Timpani, rinfianchi, cappa e altre opere

I *timpani*, detti anche *muri andatori*, corrono superiormente alla arcate ed alle pile fino all'altezza del suolo stradale e costituiscono le parti laterali dei ponti; essi assolvono la funzione di contenere il rinfiango in fase di getto nonché il riempimento sovrastante. Perché non ci sia troppa disparità di peso sulla volta, rispetto a quello di riempimento, cappa e massicciata, i timpani, in genere, erano costruiti con murature più leggere di quelle dell'arco stesso e del rinfiango.

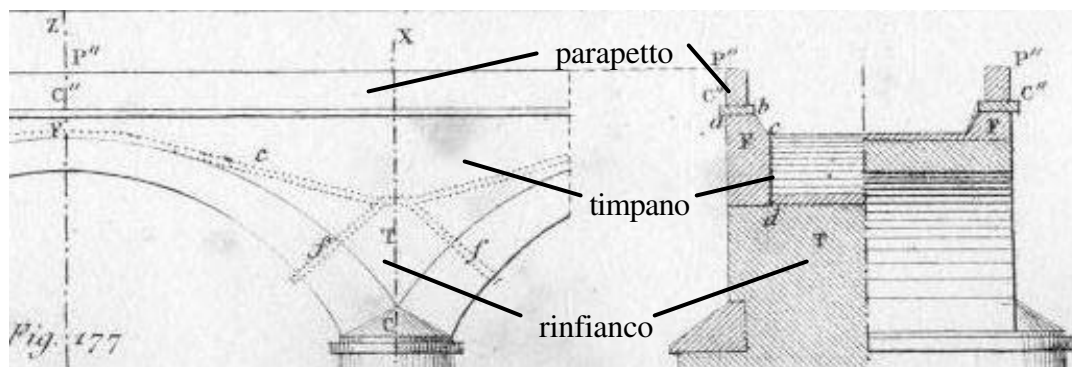


Figura 43. Sezione longitudinale e trasversale (Curioni, 1871).

Lo spessore solitamente è di 40 cm, la faccia *bc* (figura 43) è usualmente inclinata di 45° , che rende il timpano più spesso del parapetto superiore; se il paramento interno *cd* è molto alto può presentare una scarpa di $1/6$ oppure riseghe di larghezza compresa fra i 6 ed i 15 cm. Al di sopra dei timpani si ritrovano le *cornici di coronamento*, di dimensione mediamente di 50×70 cm, al di sopra delle quali viene collocato il *parapetto* di altezza compresa fra 90 e 100 cm e larghezza fra 20 e 60 cm. Sia le cornici sia la sommità del parapetto sono realizzati in pietra tagliata.

I *rinfianchi* sono costituiti da un conglomerato di caratteristiche meccaniche piuttosto buone (anche se inferiori a quelle del calcestruzzo) o da muratura scadente e veniva indicato in passato con un *muramento massiccio* collocato tra i muri andatori e sopra all'estradosso dell'arcata. Il profilo superiore del rinfianco può essere rettilineo o, più raramente, convesso verso l'alto, con pendenza generalmente di 3/11, per consentire l'allontanamento delle acque meteoriche. Essendo abbastanza rigido, il rinfianco influisce sul comportamento strutturale della volta, costituendone quasi un allargamento nelle sezioni sotto le reni o, altrimenti, imponendo uno spostamento delle reni dell'arco strutturale. Negli archi d'estremità le pendenze dei rinfianchi proseguono per tutto lo spessore delle spalle.

Se l'arco è a tutto sesto o a sesto ribassato con apertura maggiore di 120° , lo spessore di tali opere si estende in generale fino alle sezioni della volta a 60° dalla verticale. Per archi a sesto ribassato e apertura inferiore a 120° il rinfianco si estende invece fino all'altezza maggiore tra quella dell'intradosso in chiave e quella dell'estradosso alle imposte, figura 4

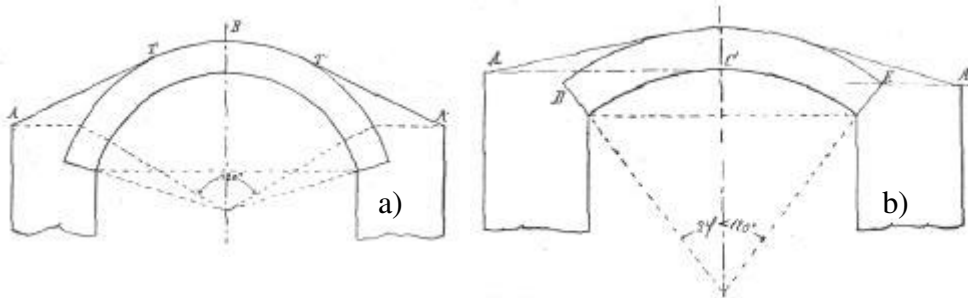


Figura 4 Altezza del rinfianco per archi di apertura maggiore (a) e minore di 120° (b) (Baggi, 1926)

Talvolta sono stati costruiti in muratura di basso costo o in calcestruzzo magro; in questi casi i rinfianchi hanno densità maggiore delle arcate, quasi che non si avesse una grande fiducia nella resistenza dell'arcata di materiale povero e si pensasse, correttamente, di supplire alla debolezza dell'arcata con rinfianchi consistenti. Lo zavorramento fornito dal materiale del rinfianco consente di deviare e ridurre la spinta orizzontale dell'arcata su pile e spalle.

Per ponti di grande luce, realizzati con archi a tutto sesto o poco ribassati, le dimensioni del rinfianco e del timpano possono diventare notevoli e possono condurre a pesi di assoluto rilievo al di sopra delle pile; per questo motivo talora si ritrovano dei fori, detti *occhi di ponte*, al di sopra delle pile o anche in prossimità delle reni delle volte. Le tipologie più frequenti di occhi di ponte sono riportate in figura 45.

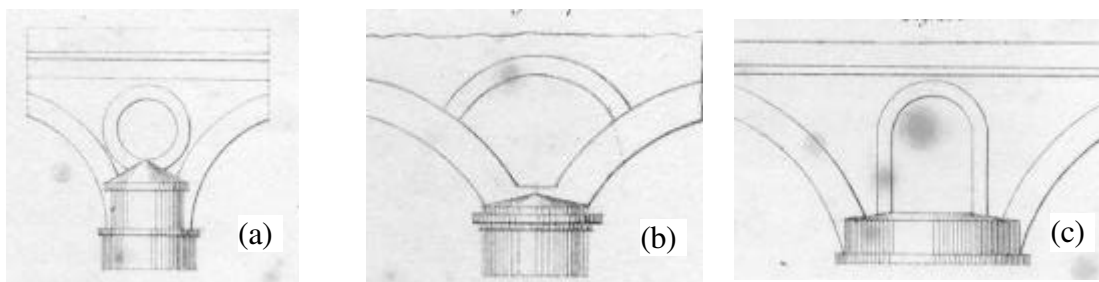


Figura 45. Occhi di ponte (Curioni, 1871).

Non è dato sapere quale fosse il motivo che ha condotto alla pratica di adottare gli occhi di ponte; alcuni manuali li giustificano come un aumento della sezione idraulica disponibile in caso di piena ma una valutazione anche approssimata della portata idraulica di un occhio di ponte consente di negare decisamente l'efficacia di questo accorgimento. Gli occhi di ponte posti in prossimità delle reni alleggeriscono la struttura in una parte dove il peso risulta non stabilizzante e, quindi, avvicinano la curva delle pressioni al centro del concio, ma non si sono conservate fonti sufficienti a stabilire se questi accorgimenti d'indubbia efficacia venissero adottati scientemente o fossero soltanto un artificio per ridurre l'impiego di materiale di riempimento che, casualmente, assolveva anche una funzione stabilizzante.

E' possibile che gli occhi di ponte siano stati introdotti per motivazioni formali, e comunque si ritrovano alcuni esempi, figura 46, in cui essi assolvono solo una funzione estetica.

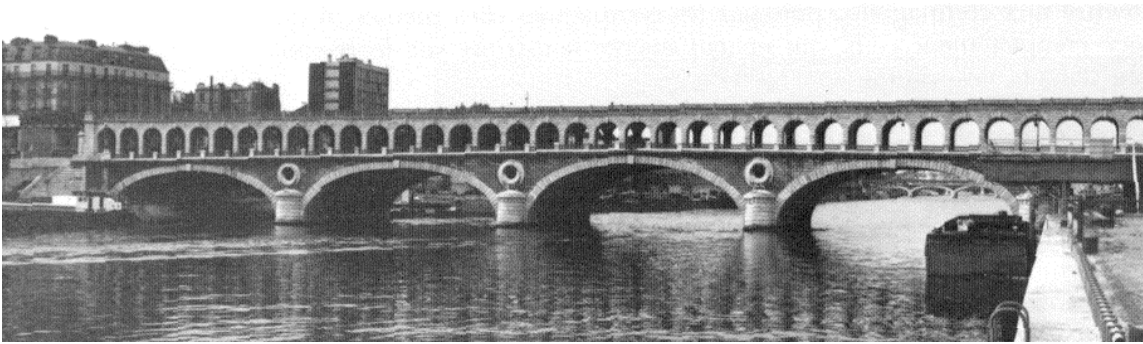


Figura 46. Occhi di ponte con funzione essenzialmente formale - ponte di Bercy sulla Senna (Grattesat ed., 1982)

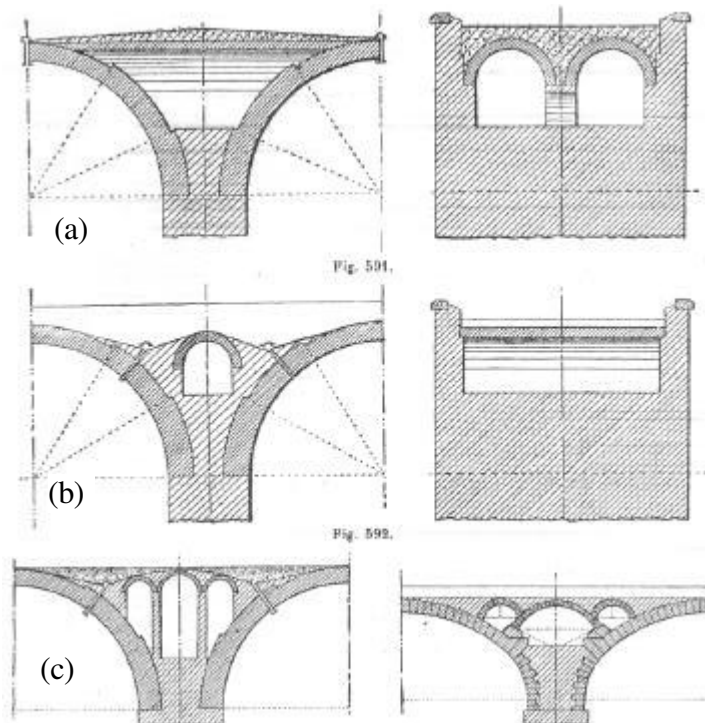


Fig. 47. Alleggerimento del timpano mediante archi secondari (Baggi, 1926)

L'alleggerimento del rinfianco è stato realizzato con due diverse modalità: con la sostituzione del rinfianco e del riempimento con una o più volte nascoste all'interno dei timpani, figura 47, oppure, specie nei ponti ad una sola arcata di grande luce, figura 48, realizzando l'impalcato su arcate secondarie con pile appoggiate sulla struttura principale.



Figura 48. Rinfianchi alleggeriti da archi secondari, ponte sul Rodano a La Balme (Grattasat ed., 1982)

In alcuni viadotti i voltini a botte, di luce massima di 100 cm e disposti su uno solo ordine in prossimità del centro dell'arcata o su più ordini in prossimità delle pile, sono stati estesi a tutto il rinfianco e a quasi tutto il riempimento, figura 49, con archi nel senso della lunghezza del viadotto. Questa disposizione, oltre ad alleggerire il viadotto e diminuire la pressione sui piedritti, permette di avere tre o quattro gallerie ispezionabili. In questi casi la struttura resistente originaria, l'arcata, viene profondamente modificata e diviene una struttura complessa formata dall'insieme arcata/muricci/voltini che trasforma profondamente il concetto di *ponte ad arco*.

Perché le volte che coprono le gallerie interne al riempimento possano resistere ai carichi senza subire gravi dissesti al passaggio dei convogli nei viadotti ferroviari, le corde non sono maggiori di 1.50 m, lo spessore minimo in chiave è uguale alla dimensione massima del mattone (24 cm) ed i *muricci* di sostegno di queste volte sono posti in corrispondenza delle rotaie, così da caricare i voltini con il solo peso del ballast.

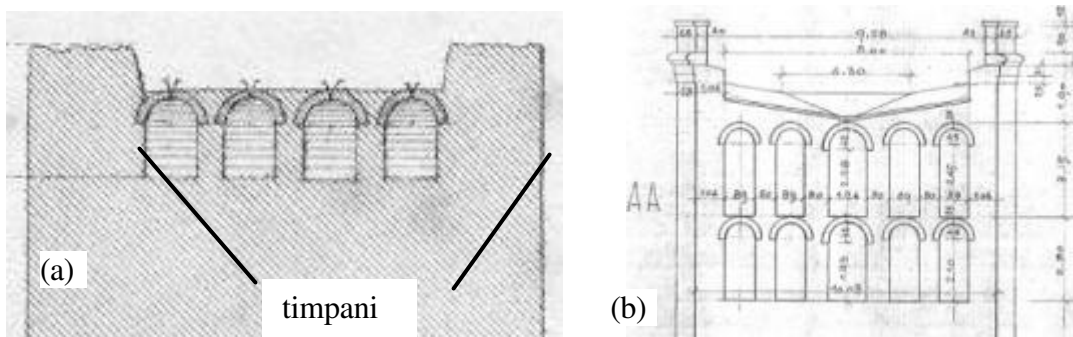


Figura 49. a- Rinfianco alleggerito con archi (Curioni, 1871), b- Rinfianco alleggerito del ponte Stenevasso-linea Torino-Genova, progr. 37+733 (Archivio FS - TO)

L'impermeabilizzazione del ponte è ottenuta mediante una *cappa*, figura 50, di spessore compreso tra i 5 ed i 10 cm eseguita, secondo Curioni, con malta cementizia. Spesso è costituita da malta idraulica (confezionata con molto legante, 350 kg/m^3) preparata con sabbia grossa e ricoperta di asfalto bituminoso. Perché le acque non si fermino sopra la cappa, le superfici dei rin fianchi sono cilindriche con inclinazioni opposte alterne, in modo tale da realizzare, in corrispondenza delle pile, delle *canalette di raccolta* dove vengono convogliate le acque infiltratesi dal ballast. Nelle cunette è presente del materiale drenante (pietrisco) che facilita la raccolta delle acque che vengono, poi, allontanate dagli *sfogatoi* disposti perpendicolarmente all'intradosso dello arco, figura 50.

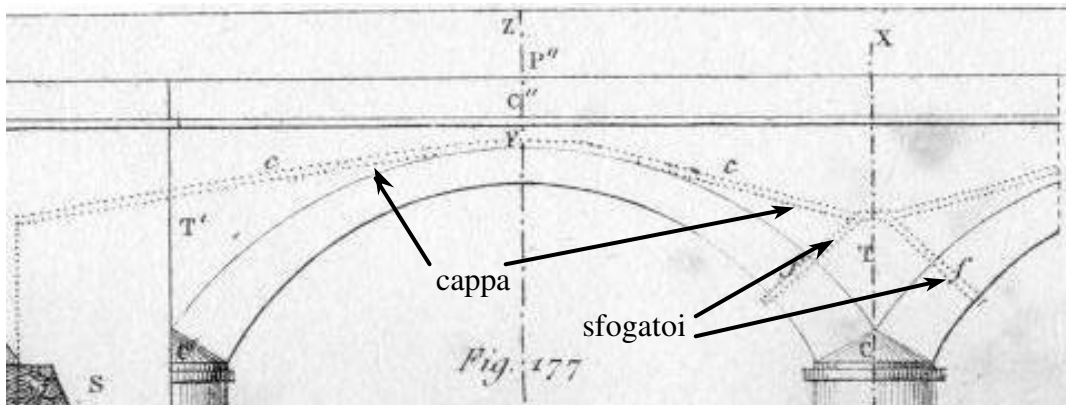


Figura 50. Cappa e sfogatoi (Curioni, 1871).

La cappa essere realizzata anche direttamente sull'estradosso dell'arcata e presentare due compluvi ed un displuvio in prossimità delle pile, figura 51. Questa disposizione limita la dimensione del rin fianco ed è stata impiegata nei ponti con arcate fortemente ribassate che non consentivano rin fianchi e riempimenti di significativo spessore.

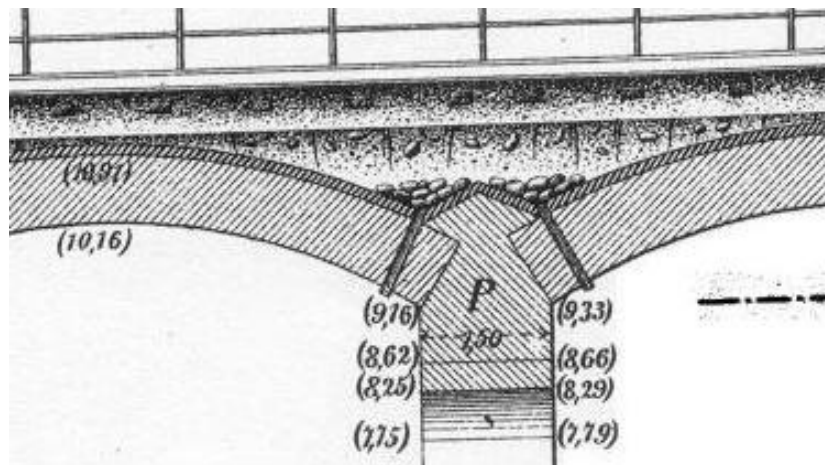


Figura 51. Cappa e rin fianco (Curioni, 1871).

Un'ulteriore geometria di rin fianco e cappa prevede il raduno delle acque nella mezzeria dell'arcata, come mostrato in figura 52; caso la dimensione del rin fianco è notevole, per cui questo tipo di geometria è in vero piuttosto raro per il peso ed il costo che ne deriva.

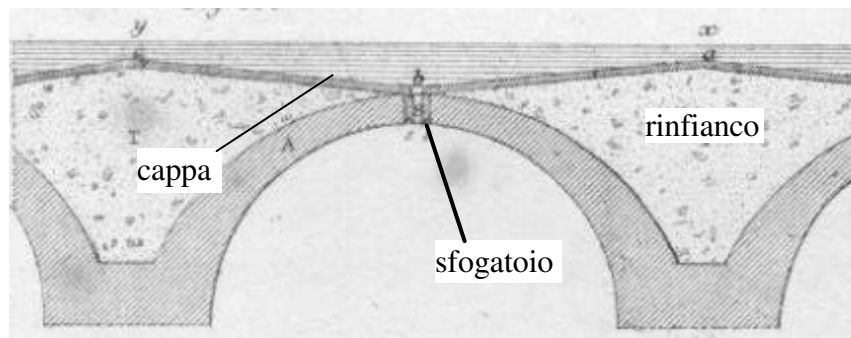


Figura 52. Cappa e rinfianco (Curioni, 1871).

Poiché il profilo superiore del rinfianco non è piano, è necessario disporre al di sopra della cappa un *riempimento*, generalmente costituito da terreno drenante e leggero, che contribuisce anch'esso a ripartire sull'arcata i carichi concentrati applicati sul piano del ferro, figure 53 e 54. L'altezza del riempimento tra la suola della rotaia ed il punto più alto della cappa deve essere maggiore di 40 cm; se l'altezza di costruzione è limitata può essere di 30 cm, ma lo strato sotto la traversina non deve comunque essere mai inferiore a 15 cm.

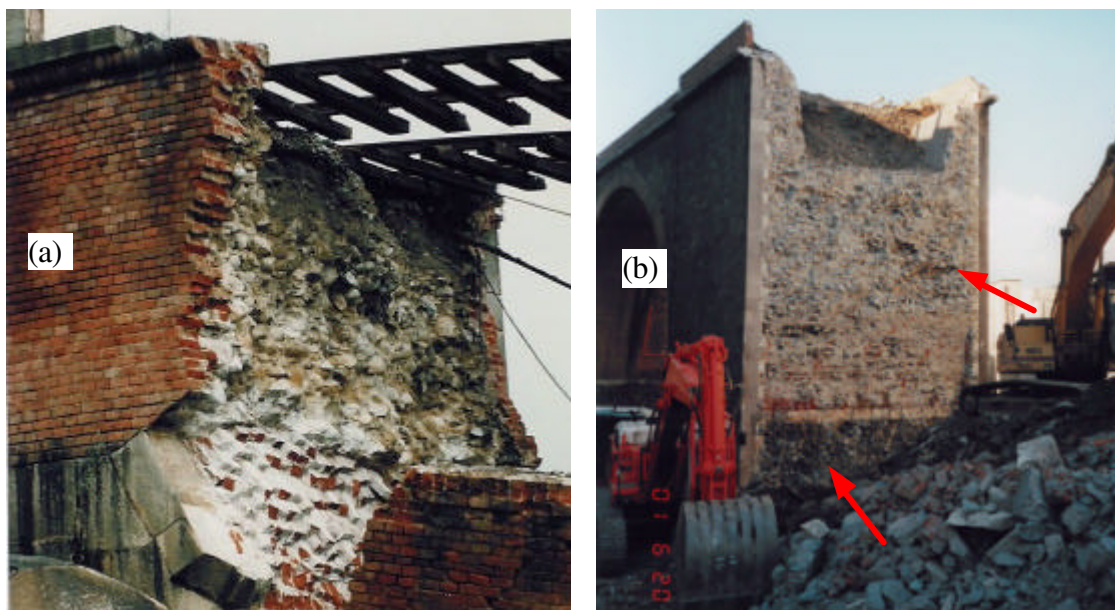


Figura 53. Sezione in prossimità dell'imposta a) ponte Gesso – linea Cuneo-Mondovì, progr. 0+229 (Archivio FS - TO); b) raccordo ferroviario con la zona industriale di Genova Cornigliano, sezione a filo della pila. Si osservi come il riempimento della pila sia più scadente del rinfianco (freccie rosse).

I *muri d'accompagnamento* (detti anche *muri di risvolto*), figura 55, sono collocati sui lati della spalla ed hanno la funzione di contenimento del terreno dei rilevati di accesso al ponte; se sono disposti essenzialmente in direzione parallela all'asse del ponte, essi divengono dei contrafforti d'irrigidimento della spalla. Talvolta questi muri presentano un andamento curvilineo verso il terrapieno, figura 55; e spesso definiscono una profondità apparente della spalla superiore al suo spessore effettivo.

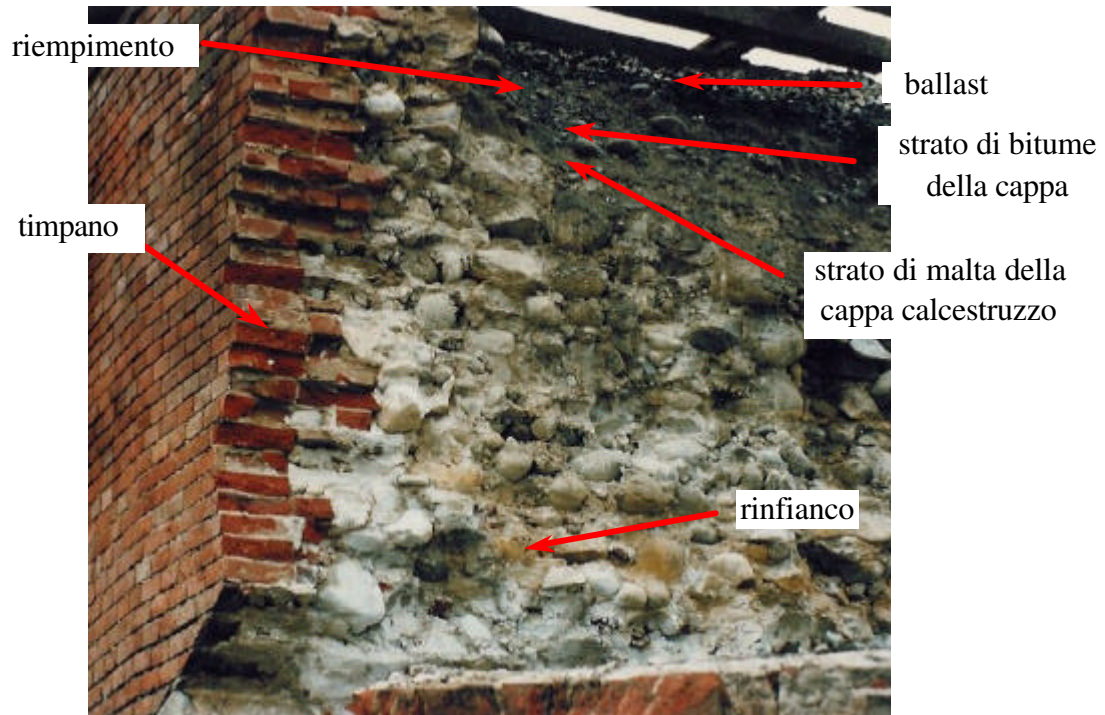


Figura 5 Particolare della sezione in prossimità dell'imposta, ponte Gesso – linea Cuneo-Mondovì (Archivio FS - TO)

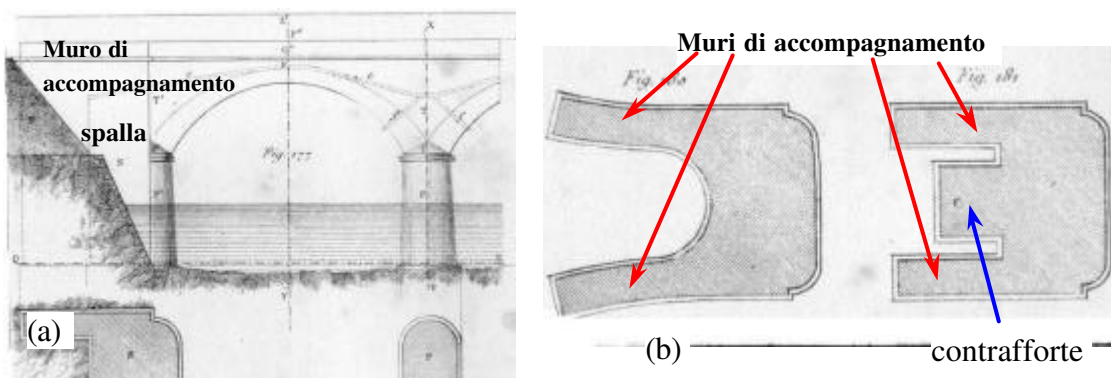


Figura 55. Spalle e muri d'accompagnamento (Curioni, 1871).

I muri di risvolto sono veri e propri muri di sostegno della stessa altezza della spalla eseguiti in genere con il suo stesso materiale. Il paramento esterno è verticale o a scarpa con pendenza 0.10-0.15, quello interno a scarpa di 0.10-0.20 o eseguito con riseghe figura 56; lo spessore minimo in sommità è di 40-50 cm; ad essi si addossa il terrapieno formando un quarto di cono. Anche questi muri sono dotati in sommità di un parapetto a prosecuzione di quello del ponte.

Qualora le arcate del ponte siano molto ampie, le spalle sono irrigidite da un *contrafforte* interno (figura 55.b); nel caso in cui anche le spalle siano molto alte, i muri di risvolto sono collegati da uno o più archi di irrigidimento della struttura.

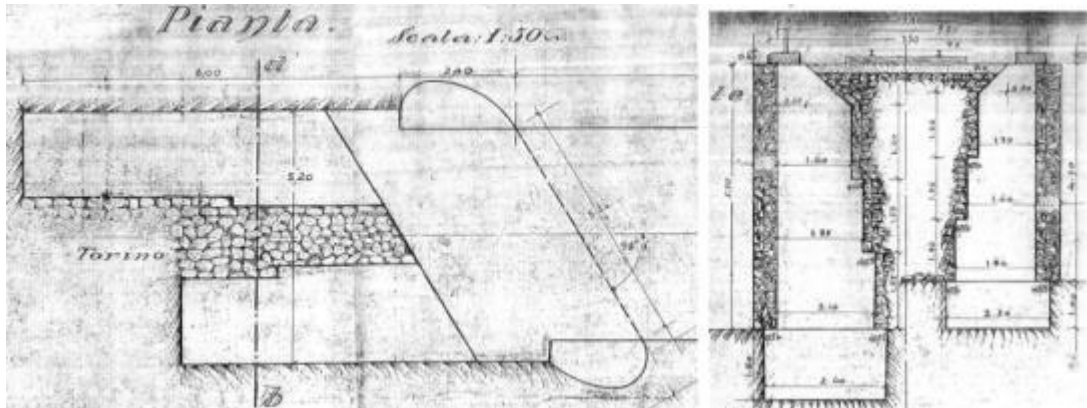


Figura 56. Pianta di spalla e sezione del muro d'accompagnamento - ponte Chesola, linea Torino-Pinerolo, progr. 10+898 (Archivio FS- TO).

In luogo dei muri d'accompagnamento si possono ritrovare i *muri d'ala*, disposti in prosecuzione della spalla e generalmente con svasatura di $60^{\circ}\div 80^{\circ}$ rispetto all'asse del ponte, figura 57; all'attacco con la spalla presentano la stessa altezza della spalla e solo successivamente si abbassano seguendo la scarpa del rilevato fino ad un'altezza sulla fondazione di 1-2 metri, quando il muro d'ala lascia spazio al rilevato. Il paramento esterno può essere verticale, ma spesso presenta una scarpa di pendenza 0.10-0.20, il paramento interno ha scarpa massima di pendenza 0.10 verso il rilevato; questa circostanza consente di supporre che i muri d'ala venissero eseguiti in simultanea al riempimento del rilevato.

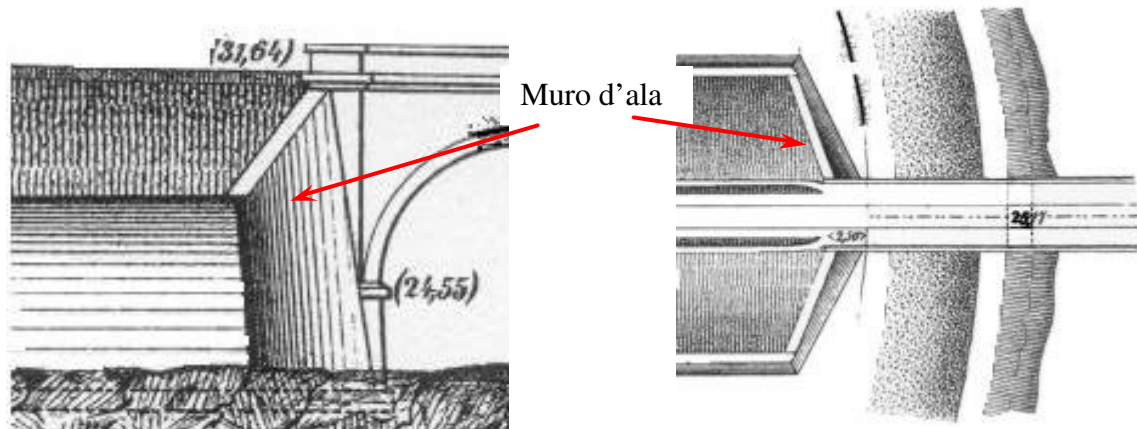


Figura 57. Prospetto e planimetria di muro d'ala (Curioni, 1871).

3

I MATERIALI

1 Introduzione

L'analisi della risposta di strutture murarie inizia a trovare il primo ostacolo concettuale già nella definizione di parametri meccanici che descrivano adeguatamente la risposta globale della muratura che è, come ben noto, un materiale essenzialmente anisotropo con direzioni di scorrimento preferenziali. Per le murature esistenti si pone l'ulteriore difficoltà di conoscere o stimare la consistenza della malta e dei mattoni impiegati per la costruzione: la mancanza di standardizzazione, l'approvvigionamento da fornaci locali con standard produttivi dipendenti dalla qualità della materia prima reperibile in loco nonché, da ultimo, anche le abitudini esecutive locali introducono ulteriori incertezze molto più difficilmente stimabili rispetto a quanto non sia possibile fare oggi sull'attuale produzione di materiali edilizi.

Per tale motivo in questo paragrafo si procede ad una disamina dei materiali impiegati per la costruzione dei ponti in muratura, sia di mattoni che di pietra, come emerge dai testi storici disponibili. Questa parte della ricerca non fornisce risultati esaustivi in quanto lascia aperte ampie zone d'ombra sui metodi sperimentali di prova usati in passato; per questo motivo i dati storici sono stati integrati con risultati sperimentali e/o elaborazioni teoriche più recenti che consentono di fornire una valutazione, seppure approssimata, della risposta delle murature dei ponti.

La ricerca storica che viene condotta in una parte di questo rapporto è di fondamentale importanza per comprendere le tecniche impiegate all'epoca e, di più, per riappropriarsi di quelle regole dell'arte e di quella cultura tecnica che hanno avuto nei ponti ad arco una delle realizzazioni più alte e che, oggi, è pressoché del tutto dimenticata.

2 I materiali e gli elementi strutturali

Nei ponti in muratura vengono impiegati materiali differenti per realizzare le diverse parti del ponte sia per rispondere ad esigenze di tipo statico (maggiore resistenza nelle strutture più sollecitate, maggiore leggerezza nelle parti secondarie) sia di natura economica. In generale è possibile eseguire una classificazione dei materiali usati per ciascun elemento strutturale:

ARCATE, TIMPANI, SPALLE, PILE: muratura di mattoni o di blocchi di pietra squadrata;

RINFIANCHI: muratura di mattoni o di blocchi di pietra squadrata, conglomerato povero di legante ma con discrete caratteristiche meccaniche;

RIEMPIMENTO: materiale incoerente (terra, smarino di risulta dallo scavo delle gallerie) oppure, per ridurre la spinta sui timpani, pietrame a secco, pietrisco minuto, ghiaia o ballast, più raramente calcestruzzo magro di pozzolana (una parte di calce, nove o dieci di sabbia), molto raro l'impiego di calcestruzzo in quanto non economico e molto pesante;

CAPPA: in genere malta impermeabile ed elastica per resistere a fessurazioni dovute ai carichi o alle coazioni termiche. Se il ponte è di dimensioni contenute la cappa è

costituita da un unico strato di 6-10 cm di calcestruzzo cementizio o pozzolanico, quindi il ponte non viene impermeabilizzato in senso stretto ma viene creata una barriera all'acqua a bassa permeabilità; per i ponti maggiori la cappa è formata da due strati: uno inferiore di 3-5 cm di calcestruzzo cementizio, mentre quello superiore di 1.5-2 cm di asfalto bituminoso costituisce la vera impermeabilizzazione. A volte è presente un terzo strato di sabbia o calcestruzzo magro a protezione del manto impermeabile.

3 La muratura

Le murature dei ponti sono di due tipi: una muratura litoide, ovvero realizzata con blocchi di pietra squadrata (ad esempio si pensi al monumentale esempio del ponte Mosca sulla Dora a Torino) o con mattoni. Il secondo tipo di muratura è assolutamente di gran lunga quello più impiegato, con la variante a sacco, in cui il paramento esterno viene realizzato con muratura di mattoni mentre il cuore della muratura viene riempito o con un conglomerato di mediocri caratteristiche meccaniche, oppure con materiale sciolto. Tipico esempio di questo tipo di muratura sono le pile dei ponti e dei viadotti, talvolta al cui interno si ritrova talora un conglomerato povero o lo smarino proveniente dalle gallerie. Nel seguito si riporta una descrizione schematica dei componenti principali della muratura e dei principali tipi di muratura.

1 I costituenti

I BLOCCHI DI PIETRA

E' costituita da pietre, con caratteristiche meccaniche uniformi, resistenti al degrado e con buona aderenza alle malte.

I processi di degrado delle pietre sono dovuti al dilavamento dei minerali da parte delle acque meteoriche, all'azione dei cicli di gelo e disgelo, alle coazioni termiche, all'attacco di sostanze organiche e non organiche presenti nell'ambiente. Questi agenti corrosivi sono trasportati dall'acqua e, in genere, il fenomeno di degrado è amplificato dal contatto diretto con l'acqua (muratura umida), dall'alternanza di umido e secco, dall'ambiente aggressivo per inquinamento e da forti variazioni di temperatura dovute all'insolazione.

I MATTONI

Un laterizio ottimale dovrebbe essere privo di impurità, presentare grana fine e uniforme, facce piane, prive di cricche ma dotate di una certa scabrezza; non dovrebbe contenere più dello 0.05% di anidride solforica e deve resistere senza sfaldarsi all'acqua di mare e agli agenti atmosferici.

Le dimensioni dei laterizi variano molto a seconda dell'epoca e delle zone in cui sono realizzati in funzione della materia prima disponibile e della tecnologia dell'epoca. Anche solo un breve accenno alla tecnologia edilizia romana consente di evidenziare come le difficoltà tecnologiche del processo di cottura, che imponevano di contenere almeno una delle dimensioni del mattone entro pochi centimetri, ha condotto alla produzione dei caratteristici mattoni romani, molto sottili. I mattoni cotti avevano generalmente forma di un parallelepipedo rettangolo a base quadrata di diverse dimensioni, ma sempre di piccolo spessore per ottenere una facile e regolare cottura. I più grandi avevano 60 cm di lato e 6 cm di spessore; quelli di media dimensione presentavano lato di 25 cm e spessore di 5 cm, mentre i più piccoli avevano lato di 20 e spessore di 4 cm. Roma antica utilizzava anche mattoni a base triangolare ottenuti dal taglio di quelli parallelepipedi mediante un piano passante per le diagonali.

Di ben maggior rilievo ai fini di questa indagine è il trattato di Curioni (1868), che raccoglie l'esperienza e la tecnologia edilizia, prevalentemente piemontese, dell'ultimo secolo, quindi del periodo 1750-1870 circa, in cui vennero costruiti i primi ponti ferroviari in muratura secondo la tecnologia che si sarebbe estesa, poi, a tutte le strutture dell'Italia unita. Curioni riferisce le dimensioni dei laterizi prodotti all'epoca nella provincia di Torino: i *mattoni detti del campione* avevano dimensioni 256x128x64 mm, i *mattoni comuni* di 240x120x60 mm, i *mattonetti* di 240x120x80, anche se lo stesso nome viene assegnato per individuare mattoni di dimensione 220x110x40 mm. Si può osservare come le dimensioni dei mattoni siano completamente murate in conseguenza dell'evoluzione della tecnologia industriale e come, sostanzialmente, gli standard dei laterizi siano derivati dall'epoca di Curioni fino alla metà del novecento.

LA MALTA

Le malte impiegate nella costruzione delle murature da ponte dovevano presentare i requisiti principali di buona lavorabilità e buona resistenza meccanica. Erano realizzate con sabbia fine di fiume e calce (malte bastarde di calce e cemento sono state impiegate solo a partire dal secolo scorso).

La resistenza meccanica dipende dall'adesione dei leganti agli inerti (sabbia), ovvero dalla coesione dei cristalli che si creano nel processo di presa e si modificano nell'indurimento. La coesione è funzione della microstruttura e dell'idratazione del cemento e della calce, mentre l'adesione malta/mattone dipende dalle caratteristiche superficiali degli inerti e dei mattoni. La lavorabilità dipende dal processo di spegnimento della calce, dalla quantità d'acqua e, per le malte bastarde, anche dal rapporto acqua-cemento. Mentre la lavorabilità è proporzionale alla quantità d'acqua contenuta nell'impasto, la resistenza meccanica ne è inversamente proporzionale.

Le malte dei giunti sono un punto di debolezza della muratura a causa degli agenti atmosferici che spesso riescono a dilavare i giunti di malta per profondità di diversi centimetri; in questi casi lo spessore strutturale della muratura viene profondamente ridotto. Per strutture massicce il processo di maturazione e di presa della malta è disomogeneo nel corpo della muratura per la difficoltà di evaporazione dell'acqua nelle parti più profonde. Questa circostanza produce stati di coazione nella muratura che ne abbassano la resistenza, come ben sapevano i progettisti del passato, tanto che per strutture massicce veniva prescritta una precisa sequenza esecutiva tale da mantenere i diversi corsi di malta esposti all'aria per un tempo sufficiente a far esaurire la massima parte del processo d'indurimento.

2 Le murature

MURATURA IN PIETRA DA TAGLIO

I conci sono piani e regolari su tutte le facce per assicurare ampie superfici di contatto; hanno dimensioni e geometria definiti sulla base di specifici criteri stereometrici. I giunti sono spesso a secco e, talvolta, viene interposta una lamina di piombo tra due conci successivi in modo da correggere modesti disallineamenti ed evitare concentrazioni di tensione che, se localizzate in corrispondenza dei bordi, possono originare rotture per compressione localizzate sui bordi dei blocchi. Questo tipo di muratura viene impiegata per l'intera arcata e solamente per opere monumentali; talvolta è impiegata anche in opere minori limitatamente ai paramenti ed ai cuscinetti d'imposta, talvolta per le armille ed il rivestimento esterno dei timpani. Il resto è

costituito in muratura in pietrame o di mattoni, e questa disomogeneità può favorire i distacchi delle parti. Esempio: ponte Mosca sulla Dora a Torino.

MURATURA IN PIETRAMA

La lavorazione dei cunei è meno accurata, perché si fa affidamento alla capacità legante della malta; può essere a blocchi di pietra sbazzata o con giunti prevalentemente orizzontali quando i paramenti sono in vista; nella volta i giunti sono radiali, e la lavorazione è sempre a cuneo con angoli diedri a spigoli ortogonali all'intradosso (come nelle murature in pietra da taglio) per consentire di realizzare dei giunti di malta di spessore costante o approssimativamente costante. Nei rinfianchi e nel corpo delle pile e delle spalle la muratura può essere costituita da blocchi più piccoli e meno pregiati.

MURATURA DI LATERIZIO

I mattoni sono disposti in modo analogo ai conci di pietrame, ma la muratura che ne risulta è sostanzialmente diversa in quanto legata alla forma prismatica dei mattoni. In particolare lo spessore del giunto di malta dell'arcata non è di spessore costante.

La presa e l'indurimento non sono uniformi in quanto procedono a partire dall'esterno; maggiore omogeneità di presa si realizza nelle arcate a strati che, però, presentano altri inconvenienti di natura strutturale per i quali si rimanda al paragrafo 4. La risposta della muratura risente della deformabilità differenziata dei giunti, più deformabili dove è maggiore lo spessore. I vantaggi di questo tipo di muratura sono la leggerezza, il basso costo e la facilità di posa in opera.

MURATURA A SACCO

Nella realizzazione dei ponti ad arco la muratura a sacco trova molto più spazio di quanto si potrebbe supporre. Le pile sono raramente costituite da muratura massiccia, in genere sono formate da un paramento esterno di muratura di mattoni, o di pietra, con spessore variabile in funzione dell'altezza della pila, con il nucleo interno lasciato vuoto ovvero riempito con materiale incoerente, di solito lo smarino delle gallerie, o con conglomerato povero. Maggiori dettagli ed esempi reali possono essere ritrovati nel successivo paragrafo 4.

MURATURA A SECCO

D'impiego molto raro nei ponti in muratura, viene utilizzata per le parti non resistenti in sostituzione del materiale incoerente del riempimento.

4 Resistenza meccanica delle murature – notizie storiche

Come già accennato nell'introduzione, il riferimento ai testi storici di tecnologia delle costruzioni è il primo passo verso la riacquisizione delle conoscenze tecniche di chi ha progettato ed eseguito i ponti in muratura. Dal punto di vista moderno i trattati storici presentano lacune, anche significative, nella caratterizzazione meccanica dei materiali, imprecisioni nella terminologia e scarse basi teoriche; tuttavia costituiscono una raccolta di regole dell'arte prodotte da una vasta e lunga esperienza, regole che sono il fondamento *fenomenologico* del ponte ad arco in muratura, il punto più alto della tecnologia edilizia del diciannovesimo secolo.

Nei testi storici, ad esempio, gli autori riferiscono con dovizia di particolari sulla resistenza meccanica dei singoli componenti ma non forniscono, in genere, indicazioni sulla resistenza della muratura. Quando viene fornita qualche notizia sulla resistenza della muratura non si conoscono le modalità di prova, forse perché all'epoca si riteneva che il risultato sperimentale fosse indipendente dalle modalità di prova, come oggi si è

visto, invece, non essere vero. Anche solo una breve descrizione dell'evoluzione storica delle conoscenze tecniche in materia di resistenza dei materiali aiuta a comprendere i criteri d'impiego dei diversi materiali e, quindi, il loro impiego nella struttura di un ponte.

Le prime notizie storiche sulla resistenza dei mattoni (Barbisan, 2000) si devono a E. M. Gauthey (1732-1806), che nel 1774 pubblica sul *Journal de Physique* i risultati ottenuti sulla resistenza dei mattoni, che risulta compresa fra i 130 ed i 170 kg/cm². Successivamente, nel 1818, J. Rennie compie delle prove su *mattoni inglesi* ottenendo resistenze inferiori a quelle trovate da Gauthey e comprese fra i 40 ed i 120 kg/cm². Nel 1833 Louis Vicat esegue una sperimentazione su mattoni di argilla cruda ed il valore massimo di resistenza a compressione che ottiene è di 35 kg/cm².

Un lavoro sistematico è il trattato *Istruzioni di Architettura, Statica e Idraulica* di Nicola Cavalieri di San Bertoldo, del 1845, nel quale vengono riportati il peso specifico e la resistenza di murature riprendendo ed analizzando i precedenti studi. Cavalieri riporta i valori di resistenza di mattoni forniti dalle esperienze di Gauthey e di Rennie ed afferma che, qualora non sia possibile effettuare sperimentazione specifica sui mattoni da utilizzare, per prudenza deve essere adottato come valore di resistenza a schiacciamento il minimo fra i valori ottenuti dalle esperienze eseguite e vale a dire 40 kg/cm². Osserva, poi, con un'intuizione di notevole modernità, che per murature in pietra è raro che venga messa in discussione la resistenza della pietra e che per tale motivo la sperimentazione su pietre è stata scarsa ed è poco significativa. Cavalieri cita alcuni lavori *classici* per la sua epoca, ovvero le opere settecentesche di Rumford (ripreso dal Venturoli in *Elementi di Meccanica e d'Idraulica*, 1833) e di Coulomb (*Mèmories des savant ètrangers*, 1755): nel primo la resistenza a compressione di *varie specie di macigni* è valutata in 1336 kg/cm², mentre nel secondo, *per una pietra bianca compatta ed omogenea, la tenacità fu riconosciuta da Coulomb del valore di chilogrammi 1440 per centimetro quadrato*. Si osservi come vi si ritrovi una terminologia piuttosto diversa da quella attuale, che attribuisce al termine *tenacità* un ben diverso significato.

Gli esperimenti, sempre su pietre, compiuti nell'ottocento e riportati da Cavalieri, si limitano a quelli effettuati da Tredgold su calcare di Portland per il quale la resistenza a compressione è stata valutata in 602 kg/cm². Questi valori, precisa Cavalieri, sono da considerarsi come limite di resistenza di *un'azione istantanea, ma non reggerebbero a una azione continuata e perciò nelle costruzioni si dà per massima che debbano ridursi alla metà; vale a dire che non debba farsi sopportare alle pietre una pressione continuata maggiore della metà di quella, cui sarebbero capaci di resistere per qualche istante*. Un discorso analogo viene applicato anche alle resistenze riferite ai laterizi, introducendo, in qualche modo piuttosto vago, il concetto di coefficiente di sicurezza che, nel riferimento alla *metà*, viene assunto pari a 2.

Solo nella seconda metà dell'ottocento viene compresa la natura composita della muratura e come il riferimento alla resistenza dei soli componenti di maggiore resistenza (mattoni e blocchi squadrati) non sia molto significativa nella valutazione della resistenza dell'intera muratura. Da quel momento le esperienze sperimentali si concentrano sulla resistenza della muratura nel suo complesso.

Nel *Corso di costruzioni civili e militari* (1876) di Alberto Gebba vengono riportati valori di *sicurezza* di murature in mattoni e giunti di calce o malta di cemento, ottenuti

da studi di Collignon e compresi fra i 6 ed i 10 kg/cm², valori di tensione ammissibile piuttosto bassi, indice di murature povere.

Gustav Aldoph Breymann nel trattato *Baukonstruktionslehre*, che in Italia appare nel 1884 con il titolo *Trattato generale di costruzioni civili*, sulla base dei risultati ottenuti da sperimentazioni di laboratorio, in particolare quello della *Hoshschule* di Monaco di Baviera, fornisce alle murature resistenze variabili da un minimo di 3-4 kg/cm², per murature di scarsa resistenza in ciottolame e malta di modesta qualità, a un massimo di 50 kg/cm² per murature in granito a conci perfettamente squadrate.

L'opera fondamentale dell'ingegneria ottocentesca italiana è dovuta a Giovanni Curioni che a Torino, dal 1864 al 1884 pubblica, in sei volumi e appendici, il monumentale trattato su *L'arte di fabbricare, ossia Corso completo di istituzioni teorico-pratiche per gli Ingegneri, per Periti in Costruzione e per Periti Misuratori*. Si tratta di un'opera di carattere enciclopedico che raccoglie la conoscenza tecnica dell'epoca.

Curioni si occupa di pietre naturali da costruzione e dei mattoni utilizzati nella seconda metà dell'ottocento di cui riporta la resistenza a schiacciamento e la densità, e di malte e cementi, di cui si ritrovano composizioni chimiche ed i valori di resistenza. Nella tabella 1 vengono riportati i valori di resistenza a compressione e le densità delle pietre naturali da costruzione utilizzati nella seconda metà del XIX secolo.

Tabella 1. Resistenza e densità delle pietre naturali da costruzione secondo Curioni (1868)

PIETRE NATURALI	Densità [kg/dm³]	Resistenza a compressione [kg/cm²]
Calcari teneri	da 1.40 a 2.20	da 60 a 130
Calcari mezzani	da 2.20 a 2.60	da 130 a 200
Calcari duri	2.60 a 2.90	da 300 a 500
Marmo di candoglia sul Lago Maggiore	2.70	300
Marmo bianco di Carrara	2.71	320
Marmo nero di Varenna sul Lago Maggiore	2.72	340
Marmo di Genova	2.70	360
Marmo turchino di Genova	2.71	600
Marmo bianco venato presso Carrara	2.72	650
Pietre silicee tenere	da 1.40 a 2.20	da 4 a 90
Pietre silicee mezzane	da 2.20 a 2.60	da 90 a 420
Pietre silicee dure	da 2.60 a 2.90	da 420 a 800
Granito bigio di Montorfano sul Lago Maggiore e di Alzano sul lago d'Orta	2.66	680
Granito rosso di Baveno	2.60	690
Granito della riva di Chiavenna sul lago di Como	2.62	790
Granito della Balma presso Biella	2.75	800
Puddinga, o ceppo di Bramante sull'Adda	2.22	100
Pietra arenaria di Viganò	2.21	140
Pietra di Viggiù	2.23	150
Ceppo gentile, o puddinga a grana fine milanese	2.30	250
Beola sul Lago Maggiore	2.61	510
Pietra argillosa di Firenze	2.56	420
Pietre vulcaniche tenere	da 0.60 a 2.20	da 34 a 230
Pietre vulcaniche mezzane	da 2.20 a 2.60	da 230 a 590
Pietre vulcaniche dure	da 2.60 a 2.95	da 590 a 2000
Pietre pomice	0.60	34
Tufo di Roma	1.22	57
Lava nera di Napoli	1.72	160
Lava grigia di Roma (peperino)	1.97	228
Lava di Napoli (piperno)	2.61	592
Basalti	2.95	2000

Lo stesso Curioni, a riguardo delle resistenza a rottura, puntualizza che *trattasi di resistenza a rottura della sezione retta provini prismatici* e che i dati ottenuti sono da assumersi come valori medi delle prove, ma non fornisce le dimensioni dei prismi né il numero di prove sui cui viene calcolata la media. E' probabile che queste informazioni manchino perché, in assenza di metodi standardizzati di prova, le dimensioni dei provini fossero le più disparate. In genere, i provini utilizzati avevano stessa altezza ma sezioni di dimensioni diverse; per le prove venivano utilizzate *appropriate leve atte a produrre date pressioni ognor crescenti mediante l'applicazione di pesi noti, od anche coll'impiego di convenienti macchine vevoli a dare delle pressioni* per comprimere gradatamente ed uniformemente i provini su una base *essendo immobile e ben appoggiata l'altra* (si tratta delle prime presse a leva o idrauliche). Curioni sottolinea che l'azione doveva essere diretta secondo l'asse del provino senza che il corpo inflettesse e pertanto doveva essere garantita la solidità delle basi fisse: si tratta quindi di prove per compressione centrata. Per evitare l'inflessione laterale, i provini lunghi venivano contenuti da robuste guide preventivamente unte per diminuire l'attrito con il provino; durante la prova venivano *"battute di tanto in tanto onde diminuire l'aderenza"*. Anche in questo caso si osserva la nascita delle moderne prove sperimentali, sebbene con accorgimenti che fanno sorgere qualche perplessità sulla possibilità d'impiegare i valori ottenuti con queste prove nei moderni modelli costitutivi.

Curioni fornisce anche alcuni valori di resistenza a trazione ottenute da prove su corpi prismatici omogenei. Anche questi risultati costituiscono la media di esperienze su prismi aventi stessa altezza ma sezioni di dimensioni differenti, ma quali fossero le dimensioni non è dato sapere. La prova a trazione veniva effettuata appendendo il provino verticalmente ad un'estremità, mentre dall'altra veniva fissato un piatto di bilancia sul quale venivano posti dei pesi. I risultati di queste prove sono riassunti nella tabella 2.

Tabella 2. Resistenza a trazione di pietre naturali (Curioni, 1868).

MATERIALE	Resistenza a trazione [kg/cm²]
Basalto d'Alvernia	77
Calcere di Portland	60
Calcere bianco a grana fina ed omogenea	144
Calcere litografico a tessuto compatto	308
Calcere a tessuto arenaceo	229
Calcere a tessuto dolitoco	137

In merito alle pietre per le pile da ponte, Curioni riporta una prescrizione rivolta alla durabilità dell'opera: per evitare la disgregazione per i cicli di gelo/disgelo si suggerisce l'impiego di pietre non gelive.

Tabella Resistenza a trazione di mattoni (Curioni, 1868).

MATERIALE	Resistenza a trazione [kg/cm²]
Mattoni di Provenza, ben cotti	19.5
Mattoni ordinari, deboli	8.0

Analogamente viene riportata la resistenza a trazione ed a compressione, nonché la densità dei laterizi prodotti alla fine del XIX secolo, tabelle 3 e 4; le prove sperimentali di resistenza seguivano le stesse modalità di quelle per le pietre, ma non è dato sapere se

le stesse modalità si riferissero anche alle medesime dimensioni dei provini. Curioni riporta anche dati essenziali per risalire alla resistenza della muratura dei ponti: le prove ordinate dall'Ispettore del Genio Civile sui mattoni utilizzati per la costruzione del canale Cavour (1863-1866) che vengono riportate nella tabella 5.

Tabella 4. Resistenza a compressione e densità dei mattoni (Curioni, 1868).

MATTONI	Peso specifico [kg/dm³]	Resistenza a compressione [kg/cm²]
Mattoni crudi		33
Mattoni poco cotti (albasì)	2.09	40
Mattoni cotti a giusto grado (mezzanelli)	2.17	60
Mattoni il cui grado di cottura supera di un poco il giusto grado (forti)	2.10	70
Mattoni troppo cotti (ferrioli)	1.56	150

Tabella 5. Resistenza a compressione dei mattoni impiegati per la costruzione del Canale Cavour (Curioni, 1868).

PROVENIENZA DEI MATTONI	Qualità	Resistenza a compressione [kg/cm²]
	Mezzanelli	76
Fornaci della cascina Arizza presso Chivasso	Forti	100
	Mezzanelli per volti	76
	Forti per volti	114
Fornaci di Castelrosso nel territorio di Chivasso	Mattoni per volti	152
	Mezzanelli	96
	Forti	118
Fornaci di Torrazza	Quasi ferrioli	141
	Mezzanelli per volti	143
	Forti per volti	200
Fornaci di San Giacomo	Mattoni per volti	144
Fornaci di Lamporo	Mattoni per volti	154
	Mezzanelli	59
Fornaci di San Giovanni in territorio di Tronzano	Forti	65
	Ferrioli	133
Fornaci della cascina del Cavallo in territorio di Tronzano	Mezzanelli	48
	Forti	62
	Ferrioli	150
Fornaci di Vettignè in territorio di Santhià	Mezzanelli	89
	Forti	112
	Mezzanelli	111
Fornaci di Mirabella in territorio di Casanova	Forti	159
	Ferrioli	191
Fornaci di Villarboit	Forti	99
Fornaci della cascina Carotta in territorio di Biandrate	Mezzanelli	79
	Forti	90
Fornaci di Camiano in territorio di Novara	Mezzanelli	71
	Forti	107
Fornaci del Teroppio in territorio di Novara	Mezzanelli	66
	Forti	80

Nel trattato di Curioni si ritrovano anche le composizioni di malte e cementi. La malta è generalmente un miscuglio di sabbia, legante e acqua, che ha la proprietà di acquisire capacità plastiche e assumere una certa resistenza meccanica. Tali caratteristiche sono funzione della quantità e della qualità degli elementi che la compongono. Il legante può essere calce aerea, calce idraulica o cemento, in quantità tale da riempire la quasi totalità dei vuoti tra i grani di sabbia.

La *malta normale* è composta di calce aerea e sabbia e non può far presa in acqua. Nel XIX secolo, quando vennero costruiti una buona parte dei ponti in muratura oggi

utilizzati, la malta comune veniva confezionata secondo tre composizioni differenti (Curioni, 1864):

A - 1 parte di calce viva in polvere e 3 parti di sabbia

B - 1 parte di calce viva o spenta in pasta e 2 parti di sabbia

C - 2 parti di calce spenta in pasta e 3 parti di sabbia.

La malta confezionata nel primo modo, non essendo in pasta, poteva essere usata solo qualche giorno dopo la sua preparazione, mentre le altre dovevano essere impiegate immediatamente. Secondo Claudel e Laroque (Curioni, 1864) 1 m³ di malta comune era ottenuta da 0.37 m³ di calce e 0.95 m³ di sabbia.

La *malta idraulica*, invece, può essere composta da: a) calce idraulica e sabbia; b) calce debolmente idraulica, sabbia e pozzolana; c) calce comune e pozzolana. La miscela poteva essere di due tipi:

A - 1 parte di calce idraulica viva e 3 parti di sabbia

B - 2 parti di calce idraulica spenta e 5 parti di sabbia

Claudel e Laroque (Curioni, 1864) indicano diverse composizioni della malta a seconda del suo gradi d'idraulicità, tabella 6. Si osserva che nel peggiore tipo di malta era prassi impiegare come inerte del coccio, ovvero rottame di mattone finemente frantumato.

Tabella 6. composizione di 1 m³ di malta idraulica secondo Claudel e Laroque (Curioni, 1864)

Idraulicità	Calce idraulica (m³)	Calce aerea (m³)	Sabbia (m³)	Pozzolana (m³)	Coccio (m³)
Debole	-	0.34	-	-	0.82
	-	0.25	0.94	0.20	-
Normale	0.33	-	1.02	-	-
	0.37	-	0.95	-	-
	0.44	-	1.00	-	-
Forte	0.45	-	0.45	0.45	-
	0.36	-	1.00	0.40	-
	0.40	-	1.00	-	-
	0.48	-	1.00	-	-
	0.65	-	1.00	-	-

Se il legante è costituito da cemento si ottiene una *malta cementizia*, anche se Curioni (1864) indica come malte cementizie anche quelle composte di calce, sabbia e pozzolana. Nel XIX secolo questo tipo di malte era confezionato impiegando il cemento di Vassy, come è indicato negli scritti di Claudel e Laroque, che forniscono anche la composizione in termini volumetrici di una serie di malte, tra le quali le più utilizzate per le murature sono riportate in tabella 7.

Tabella 7. Proporzioni delle malte cementizie secondo Claudel e Laroque (Curioni, 1864)

Tipo	Cemento	Sabbia
I	2 parti	3 parti
II	1 parti	2 parti
III	2 parti	5 parti
IV	1 parti	3 parti
V	2 parti	7 parti

La resistenza a compressione e la densità di malte e cementi prodotti alla fine del XIX secolo sono riportati in tabella 8, mentre la resistenza a trazione può essere trovata in tabella 9 (Curioni, 1868).

Tabella 8. Resistenza a compressione e densità di malte e cementi (Curioni, 1868).

MALTE E CEMENTI	Peso specifico [kg/dm ³]	Resistenza a compressione [kg/cm ²]
Malta comune di calce grassa e sabbia – fresca	1.70	19
Malta di calce mediamente idraulica e sabbia – fresca	1.70	74
Malta di calce eminentemente idraulica e sabbia – fresca	1.70	144
Malta in parti eguali di cemento di Vassy e sabbia a 15 gg.	1.65	136
Malta di calce grassa e sabbia a 18 mesi	1.63	30
La stessa malta ma battuta	1.89	41
Malta di calce grassa e coccio a 18 mesi	1.46	47
La stessa malta ma battuta	1.66	65
Malta di calce grassa e di pozzolana di Roma o di Napoli, a 18 mesi	1.46	37
Gesso impastato con acqua	1.46	50
Gesso impastato con latte di calce	1.57	72
Gesso impastato duro	1.40	90
Calcestruzzo fatto con buona malta idraulica a 18 mesi	2.20	48

Tabella 9. Resistenza a trazione di malte e cementi (Curioni, 1868).

MATERIALE	Resistenza a trazione [kg/cm ²]
Gesso impastato solidamente	120
Gesso impastato col metodo ordinario con un po di sabbia	4
Malta di calce grassa e di sabbia a 14 anni	5
Malta di cattiva qualità di calce grassa e sabbia	0.8
Malta di calce idraulica ordinaria e sabbia a 18 mesi	8
Malta con calce eminentemente idraulica ad 1 anno	14
Malta di parti eguali di cemento di Pouilly e sabbia ad 1 anno	9.6
Malta di parti eguali di cemento di Vassy e sabbia a 6 mesi (in acqua)	9.6
Malta di parti eguali di cemento di Vassy e sabbia ad 1 anno (in acqua)	15.1
Malta di puro cemento di Vassy ad 1 anno (in luogo umido)	20.7
Malta di parti eguali di cemento di Vassy e sabbia ad 1 mese (in acqua di mare)	11.3
Malta di puro cemento di Vassy ad 1 mese (in acqua di mare)	8.5

Nel trattato di Curioni si osserva la mancanza d'indicazioni sulla resistenza delle murature; questa viene invece riportata invece nel “*Manuale dell'architetto*” di Daniele Donghi (1905) per varie qualità di mattoni, tabella 10.

Tabella 10. Resistenza a compressione di mattoni e murature (Donghi, 1905).

TIPO DI MATTONE	Resistenza a compressione [kg/cm ²]	Tensione ammissibile [kg/cm ²]
	MATTONE	MURATURA
Mattoni ordinari	150 - 200	6 - 8
Mattoni scelti	200 - 250	8 - 10
Mattoni durissimi	300 - 350	12 - 14
Mattoni pieni porosi	100 - 150	4 - 6
Mattoni vuoti porosi	50 - 80	2 - 3
Mattoni galleggianti	15 - 25	0,75 - 1
Mattoni forati o vuoti	100 - 150	4

Le disposizioni delle Ferrovie Italiane del 1908 sono riportate da Baggi in *Costruzioni Stradali ed Idrauliche*, parte prima, del 1926. In particolare, le Ferrovie Italiane classificano le rocce in base alla resistenza, suddividendole in cinque classi e

per ciascuna di queste è fissato il limite inferiore di resistenza a compressione che deve avere un campione sia asciutto sia dopo l'imbibizione, tabella 11.

Tabella 11. Classificazione delle Ferrovie Italiane per le rocce (Baggi, 1926)

	DENOMINAZIONE DELLA PIETRA	Resistenza a compressione [kg/cm ²]	Note
A	Graniti compatti ed in genere pietre provenienti da rocce cristalline ad elementi piccoli molto serrati	1000	La pietra sottoposta nello stato di imbibimento ad alterazioni di temperatura da -15° C a +35° C dovrà resistere per 40 esperienze senza dare indizio di alterazioni né di disgregamenti
B	Graniti ed in genere pietre provenienti da rocce cristalline ad elementi e strutture vari Calcarei compatti, marmi ecc. Arenarie forti a grana fina e cemento siliceo Lave compatte, basalti acc.	800	
C	Calcarei in genere, brecciati oolitici Travertini compatti Arenarie compatte a grana fina Lave più o meno spugnose, trachiti, ecc.	400	
D	Calcarei leggermente argillosi Travertini più o meno spugnosi Agglomerati compatti a piccoli elementi (mazzari, carpari compatti) Arenarie, molasse compatte, ecc. Tufi vulcanici compatti	200	
E	Calcarei argillosi teneri Agglomerati a piccoli elementi più o meno spugnosi (carpari comuni, tufi calcarei, ecc.) Tufi vulcanici	100	

Baggi riporta anche, tabella 12, le prescrizioni e le resistenze richieste dalla direzione dei lavori delle ferrovie italiane risalenti al 1908.

Tabella 12. Resistenza e prescrizioni richieste dalle Ferrovie Italiane nel 1908 (Baggi, 1926).

	DENOMINAZIONE	Carico di rottura asciutto e dopo imbibimento [kg/cm ²]	Quantità ammessa di solfati solubili (g. di SO ₃ /kg di mattone)	Resistenza al gelo ed all'azione dei solfati solubili	Requisiti speciali
A	Mattoni comuni sia a mano che a macchina	100	0.5	Sottoposti nello stato di imbibimento ad alterazioni di temperatura da -15° C a +35° C ed all'azione della ricristallizzazione del solfato di soda, dovranno resistere per 40 esperienze senza dar luogo a disgregazioni né ad alterazioni qualsiasi	La superficie delle facce debbono potersi riunire dando luogo a dei giunti di grossezza non superiore al centimetro
B	Mattoni forti sia a mano che a macchina	150	0.2		Le superfici di combaciamento debbono potersi riunire sul contorno esterno con uno strato di malta non più grosso di un millimetro, mentre in rientranza debbono poter contenere uno strato di malta della grossezza di 5 a 10 mm. La tinta di tutti i pezzi deve essere uniforme.
C	Mattoni sagomati e terre cotte ornamentali	150	0.2		
D	Mattoni pressati per paramento	200	0.2		Le superfici di combaciamento debbono essere striate in modo da ottenere una sufficiente aderenza delle malte.
E	Mattoni forati per tramezzi e murature	Sulla superficie totale premuta: 25 Sulla superficie delle costole esclusi i vani: 150	0.2	-	Le superfici di combaciamento debbono essere striate in modo da ottenere una sufficiente aderenza delle malte.

Un altro fondamentale trattato di costruzioni è dovuto a Campanella, il *Trattato generale teorico pratico dell'arte dell'ingegnere civile, industriale ed architetto* (1928), in cui si ritrova un'altra informazione che precorre la moderna meccanica delle murature: la rottura a compressione di una muratura con giunti di malta avviene per disgregamento o della pietra o della malta. La resistenza della muratura è determinata dalla resistenza della malta solo se si tratta di malta scadente o debole in confronto con i blocchi della muratura, mentre malte resistenti determinano la rottura dei mattoni per disgregazione, ovvero per trazione trasversale (Hendry, 1986).

Campanella riferisce di un criterio impiegato per assegnare la resistenza a compressione di una muratura, valutata come un decimo della resistenza dell'elemento (malta o pietra, intesa come elemento lapideo o mattone) meno resistente. Questa riduzione tiene conto della possibile presenza di mattoni o pietre di resistenza inferiore a quella media, di malta mal preparata e di giunti non perfettamente riempiti, oltre a tenere conto del fatto che la muratura è sottoposta all'effetto di tutto il peso proprio allo scasso, quindi ben prima di raggiungere la resistenza finale. Il fattore di sicurezza di un decimo può essere ridotto ad un sesto qualora il manufatto sia costruito con particolari cure e con scelta scrupolosa dei materiali da utilizzare; per queste opere *l'esperienza ha dimostrato che il carico di rottura della muratura supera quello della malta presa isolatamente.*

La resistenza a trazione di pietra e malta è inferiore ad un decimo di quella a compressione, mentre per la muratura si ritiene nulla o, se la malta è cementizia, un ventesimo della resistenza a compressione. Campanella fornisce peso specifico e valori di resistenza e di alcuni materiali, tabella 1

Tabella 1 Densità e resistenza a compressione e di materiali da costruzione (Campanella, 1928).

MATERIALE	Peso specifico [kg/m ³]			Resistenza a compressione [kg/cm ²]			Resistenza a trazione [kg/cm ²]
	Min.	Max.	Medio	Min.	Max.	Medio	
Calcari eccezionalmente compatti	2500	2700	2600	650	1050	850	40
Calcari duri compatti	2100	2600	2300	150	800	350	20
Calcari duri conchigliiferi	1800	2450	2150	80	500	280	14
Calcari semiduri	1650	2000	1750	60	160	100	8
Calcari teneri	1380	1750	1600	25	80	60	4
Arenarie	1200	1550	1400	20	80	50	-
Arenaria di Firenze	-	-	-	-	-	420	-
Grès	2100	2300	2200	280	700	400	22
Basalto d' Auvergne	-	-	2950	-	-	200	80
Lava del Vesuvio	2000	2600	2200	230	600	400	70
Porfidi e graniti a grana fina	2600	2900	2700	800	1500	900	60
Graniti a grana grossa	2500	2800	2650	400	1000	700	40
Mattoni			1500÷2000			30÷150	6÷21
Malta con calce grassa e sabbia da 1 a 14 anni			1850÷2000			19÷30	1÷4
Malta con calce mediamente idraulica e sabbia			1850÷2000			30÷50	2÷5
Malta con calce idraulica ordinaria nel rapporto di kg. 300 a 500 per mc. di sabbia da 5 giorni a 6 mesi			1850÷2000			27÷74	1÷12.6
Malta con calce eminentemente idraulica da 3 a 11 mesi			1850÷2000			41÷144	4÷17
Cemento a lenta presa nel rapporto di mc. 033 di cemento per un mc di sabbia, da 1 mese a 2 anni			2200÷2300			60÷150	8÷15

5 Resistenza meccanica delle murature – sperimentazione moderna

5.1 Dai singoli componenti alla muratura

La muratura costituisce il primo materiale composito impiegato nelle costruzioni. Sebbene la sua struttura sia molto semplice, con due soli componenti, la determinazione delle caratteristiche meccaniche è alquanto complessa in quanto la caratterizzazione dei diversi materiali è funzione della direzione di sollecitazione e delle modalità di prova. La risposta complessiva del composito, poi, è funzione anche della tessitura della muratura, ovvero delle modalità di accoppiamento dei due materiali, i blocchi di laterizio o, più raramente, di pietra e la malta.

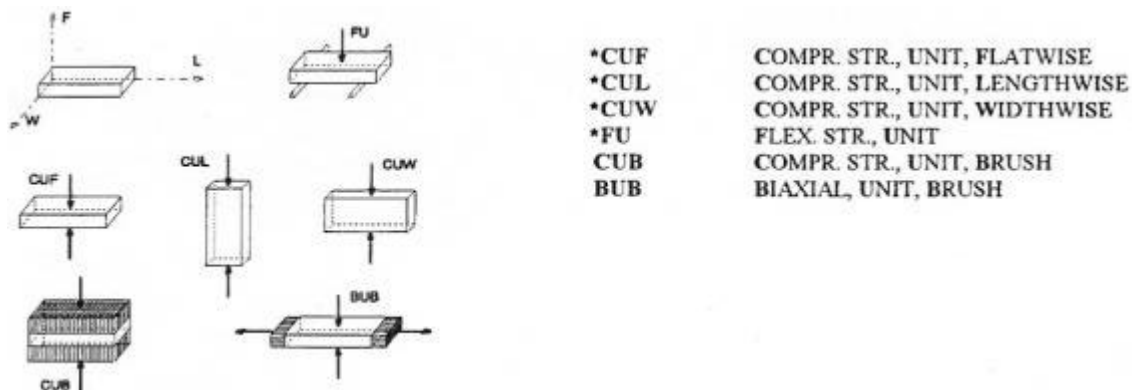


Figura 1. Prove monoassiali e biassiali sui singoli mattoni pieni di laterizio (Binda et al., 1994)

La resistenza a compressione monoassiale di un mattone, ad esempio, di laterizio può essere ricavata mediante una prova di compressione diretta. In figura 1 (Binda et al., 1994) sono indicate le tre direzioni lungo le quali è possibile eseguire la prova (schemi di prova CUF, CUL, CUW) nonché altri schemi con spazzole, per ridurre l'attrito con le piastre della macchina di prova, in condizioni monoassiali (CUB) e biassiali (BUB) e per stati di sollecitazione per trazione indiretta (FU); in tabella 14 sono riportate le caratteristiche meccaniche dedotte da queste tre prove.

Tabella 14. Caratteristiche meccaniche di un mattone in laterizio in funzione delle modalità di prova monoassiale (Binda et al., 1994.).

	CUF	CUW	CUL
n. provini	20	10	10
f_u [MPa]	26.50	11.05	10.70
n. provini	-	10	10
ϵ_u [10^{-3}]	-	6.60	4.32
n. provini	20	10	10
E_s (30-50%) [MPa]	2758	2020	2766

Si può osservare come le modalità di prova possano condurre a determinare valori della resistenza e della deformazione ultima del tutto non confrontabili. In particolare la ridotta resistenza manifestata secondo le modalità CUW e CUL è dovuta a fenomeni d'instabilità che si attivano quando compaiono le fessure verticali nella direzione del carico.

Per ovviare a tale dipendenza dei risultati dalle modalità di prova è prassi eseguire delle prove di caratterizzazione del laterizio mediante prova a compressione e trazione di prismi di dimensioni standardizzate ricavati dai mattoni, figura 2. La riduzione della dimensione del campione consente di caratterizzare il laterizio, piuttosto che il mattone; quest'ultimo, secondo questo tipo di approccio sperimentale, rappresenta già una piccola struttura di laterizio.

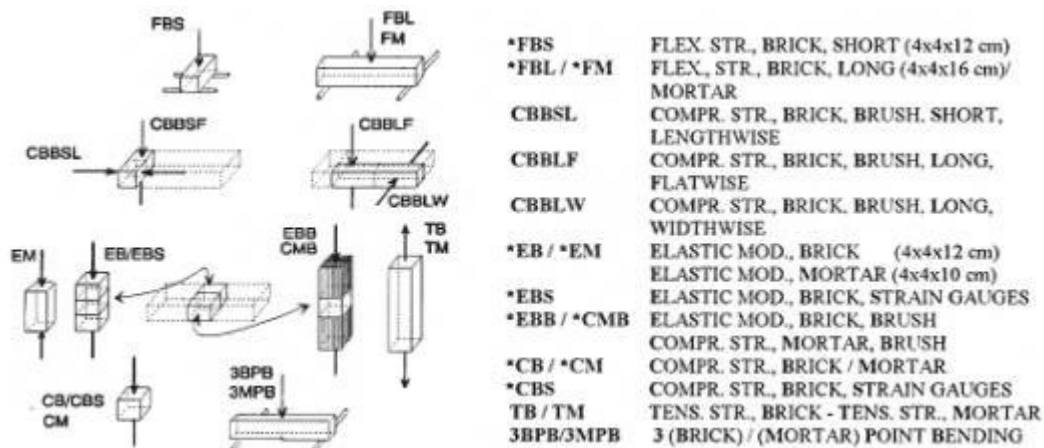


Figura 2. Prove monoassiali su prismi ricavati da mattoni di laterizio e su prismi di laterizio (Binda et al., 1994)

Tabella 15. Resistenza a compressione di singoli prismi 4x4x4 e di terne di prismi 4x4x4 di laterizio (Binda et al., 1994). Il modulo elastico è calcolato nell'intervallo 0.3-0.5 f_u .

	CB	EB
n. provini	25	23
f_u [MPa]	14.25	10.52
n. provini	17	13
ϵ_u [10^{-3}]	9.01	5.66
n. provini	18	23
E_s (30-50%) [MPa]	2171	2156

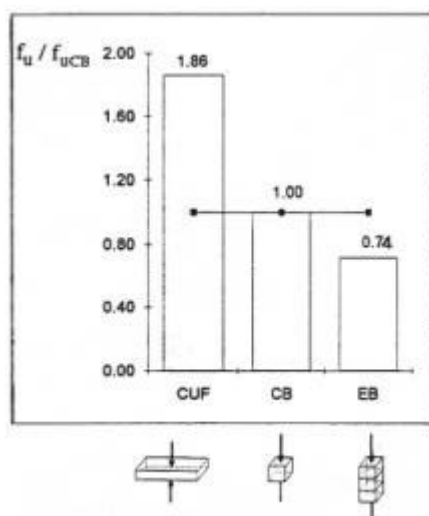


Figura Confronto tra la resistenza a compressione del laterizio misurata 1) su mattone integro; b) su prisma 4x4x4; c) su assemblaggio di 3 prismi 4x4x4 (Binda,et al., 1994).

La riduzione delle dimensioni del prisma consente di ridurre, seppure non di eliminare, la dispersione dei risultati sperimentali, in particolare sul parametro meccanico più importante, la resistenza a compressione, figura 3 e tabella 15, ma consente di eliminare del tutto le differenze dovute alle diverse modalità di prova.

Tabella 16. Composizione delle malte sottoposte a prova, rapporti in peso (Binda et al., 1994).

	legante	Aggregati	rapporto acqua/legante
MIX 1	1	4.4	1.1
MIX 2	1	3	0.6

Analoghe condizioni di prova vengono impiegate per la caratterizzazione sperimentale delle malte. Sottoponendo a prova CM ed EM, figura 2, un cubo 4x4x4 ed un prisma allungato 4x4x10 di due diverse miscele di malta piuttosto tipiche della muratura di mattoni di laterizio, tabella 16, si possono individuare i valori delle caratteristiche meccaniche indicati in tabella 17. Nel confronto tra i risultati della prova su cubo e di quella su prisma (a 360 gg. di stagionatura) si osserva come la dispersione dei risultati sperimentali sia di assoluto rilievo.

Tabella 17. Caratteristiche meccaniche delle malte di Tabella 16 (Binda et al., 1994.).

	MIX 1				MIX 2			
	CM		EM		CM		EM	
Stagionatura [gg.]	28	90	180	360	360	28	60	90
n. provini	12	8	8	10	10	20	20	20
f_u [MPa]	2.61	2.46	1.79	1.78	1.07	25	4.28	4.69
ϵ_u [10^{-3}]	-	-	-	-	63	-	-	-
E_s (30-50%) [MPa]	-	-	-	-	533	-	-	-

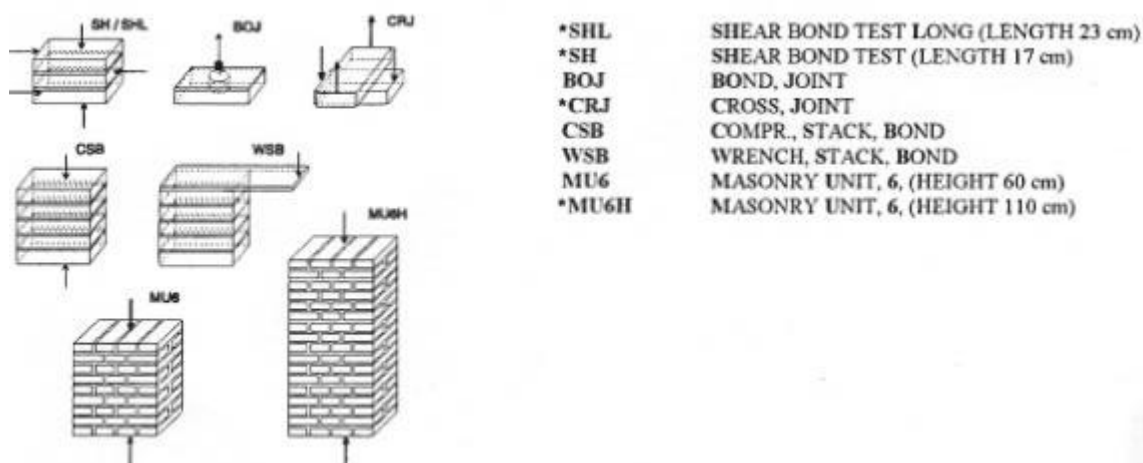


Figura 4. Prove monoassiali su prismi di muratura (Binda et al., 1994)

Le prove su prismi di muratura coinvolgono campioni di dimensioni maggiori, e tipicamente sono schematizzabili come riportato in figura 4. Poiché con il termine muratura s'indica un materiale composito costituito da due fasi distinte, gli estensimetri posti in opera per dedurre la risposta carico-spostamento (ovvero tensione deformazione) devono essere disposti in numero sovrabbondante in modo da poter

assumere come misura dello spostamento la media degli spostamenti di mattoni diversi, figura 5.

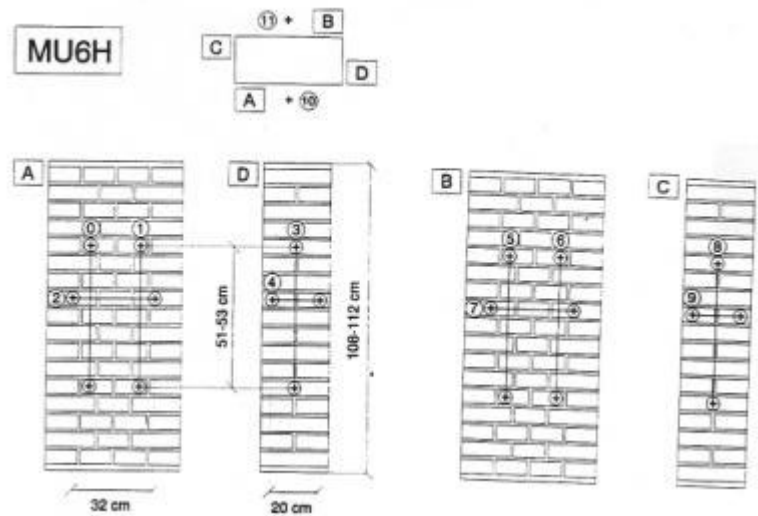


Figura 5. Disposizione degli estensimetri sui prismi di muratura (Binda et al., 1994)

In tabella 18 sono indicati i valori di resistenza, deformazione a rottura e modulo secante della muratura; con ϵ_v e con ϵ_h sono indicate rispettivamente le deformazioni verticali ed orizzontali registrate nelle due direzioni ortogonali alle facce del prisma. I valori numerici, ottenuti da prismi diversi della medesima muratura, evidenziano l'estrema difficoltà a definire le caratteristiche meccaniche della muratura come un unico valore tipico del materiale.

Tabella 18. Caratteristiche meccaniche dei prismi di muratura MU6H di figura 4 (Binda et al., 1994).

	f_u [MPa]	ϵ_u [10^{-3}]	E_s (30-50%) [MPa]	ϵ_h/ϵ_v (AB) (30-60%)	ϵ_h/ϵ_v (CD) (30-60%)	ϵ_h/ϵ_v (ABCD) (30-60%)
MU6H-1	5.75	6.4	1281	-0.26	-0.24	-0.25
MU6H-2	5.66	5.4	2411	-0.14	0.15	-0.14
MU6H-3	6.06	5.81	1255	-0.19	-0.10	-0.14
MU6H-4	6.01	6.22	1389	-0.15	-0.21	-0.18
MU6H-5	7.52	5.06	2040	-0.14	-0.14	-0.14
MEDIA	6.2	5.79	1491	-0.18	-0.17	-0.18

In particolare, dal confronto con le tabelle 14, 15 e 17 si evince come la resistenza della muratura sia inferiore a quella del laterizio, elemento forte del composito, ma inaspettatamente superiore a quella dell'elemento debole, la malta. La risposta tensione-deformazione medie di un assemblaggio a secco di cubetti 4x4x4 di laterizio, di un prisma 4x4x10 di malta e di un prisma in muratura è riportata in figura 6, dove questa circostanza risulta in piena evidenza.

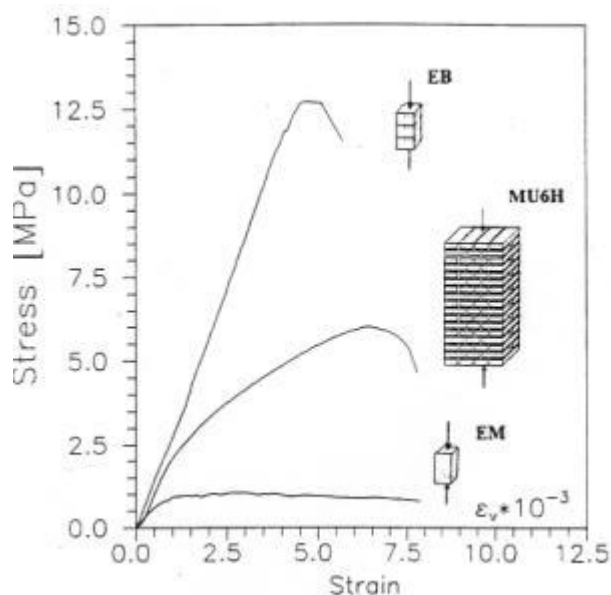


Figura 6. Risposta tensione-deformazione di laterizio (EB), muratura (MU6H) e malta (EM) (Binda et al., 1994)

5.2 Effetto della tessitura sulla resistenza

Se lo stato di compressione nella muratura non agisce in direzione normale ai letti di malta, ovvero se lo stato di tensione non è monoassiale, la tessitura della muratura diviene un ulteriore elemento nella valutazione della resistenza a compressione del materiale. In figura 7 sono indicati i diversi meccanismi di collasso al variare dell'angolo θ tra la direzione del carico ed i letti di malta (Page, 1981) come dedotti da prove sperimentali su campioni in scala 1:2. La muratura con angolo θ non nullo, ai fini della ricerca sui ponti in muratura, assume rilievo per valutare la resistenza della muratura con tessitura elicoidale.

Per stati di tensione monoassiale o per stati di tensione biassiali in cui una componente di tensione è prevalente sull'altra, il collasso avviene per scorrimento lungo i giunti di malta; quando lo stato di tensione biassiale è pressoché isotropo il collasso avviene lungo un piano parallelo al piano del pannello, ovvero con una separazione del campione in due parti di spessore approssimativamente dimezzato. È necessario rilevare che uno stato di tensione biassiale approssimativamente isotropo è piuttosto raro, mentre la muratura delle arcate di un ponte è tipicamente sollecitata da uno stato di tensione monoassiale o biassiale con una componente prevalente.

Dalle prove sperimentali, Page ha dedotto i domini di rottura di figura 8 per valori dell'orientazione θ pari a 0° , 22.5° , 45° , 67.5° , 90° . Ponendosi sulle linee $\sigma_1=0$ o $\sigma_2=0$ è possibile individuare e quantificare l'effetto dell'orientazione del letto di malta rispetto alla direzione principale di carico, con variazioni della resistenza, rispetto a quella di una muratura a tessitura retta ($\theta=0^\circ$), di $-58\% \div +15\%$ in funzione dell'angolo θ . Si osserva che il dominio limite ritrovato sperimentalmente presenta le stesse caratteristiche principali dei domini per materiali fragili, in particolare quelli per il CLS.

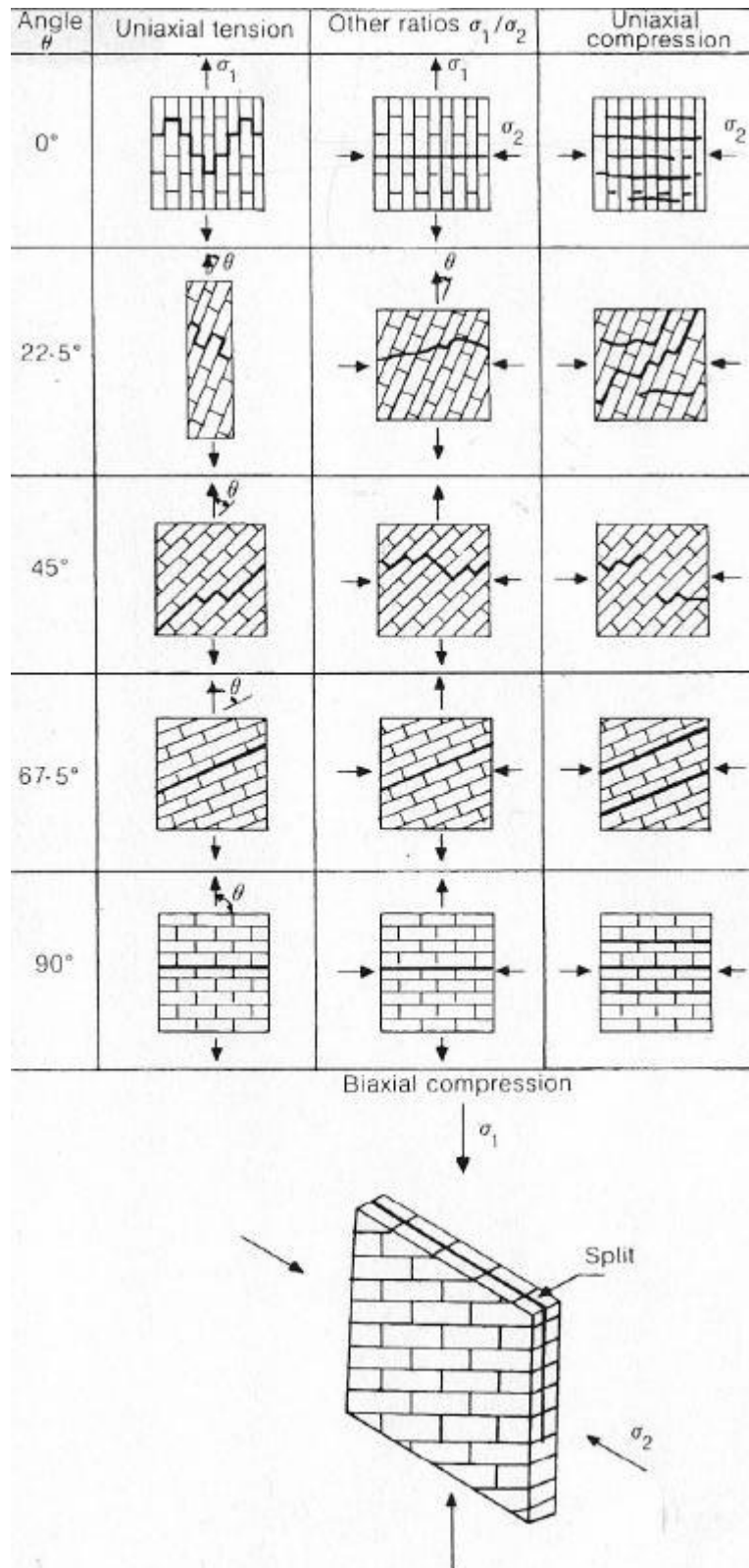


Figura 7. Meccanismi di collasso della muratura di mattoni pieni sottoposta a generici stati di tensione (Page, 1981)

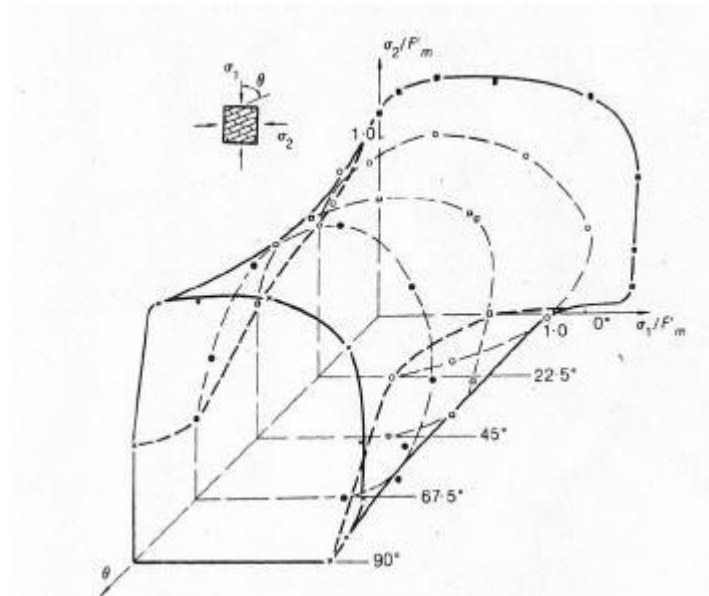


Figura 8. Dominio di rottura di muratura soggetta a stato di compressione biassiale in funzione dell'inclinazione θ dei letti di malta (Page, 1981).

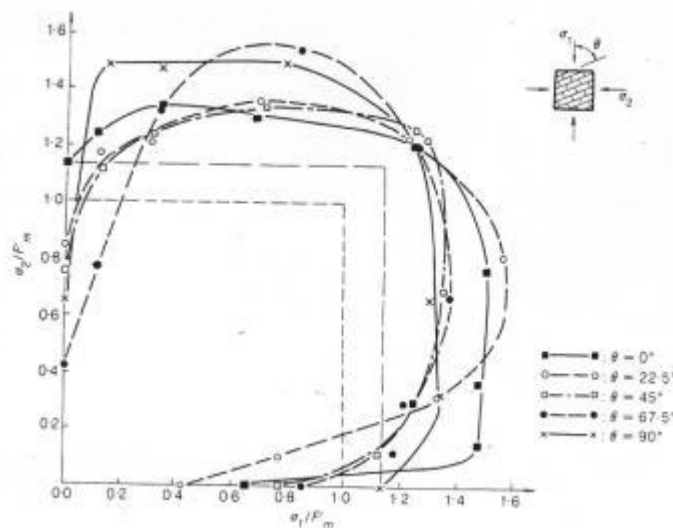


Figura 9. Dominio di rottura di muratura soggetta a stato di compressione biassiale in funzione dell'inclinazione θ dei letti di malta, intersezione del dominio limite con il piano $\sigma_3=0$ (Page, 1981).

Il dominio limite che se ne ricava, funzione periodica dell'anomalia θ , è efficacemente espresso in funzione delle componenti speciali di tensione σ_x , σ_y e τ_{xy} , dove x - y è il riferimento parallelo ai letti di malta e ai giunti di testa:

$$(1.a) \quad \sigma_x = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\theta,$$

$$(1.b) \quad \sigma_y = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\theta,$$

$$(1.c) \quad \tau_{xy} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\theta.$$

Nello spazio σ_x , σ_y e τ_{xy} , la superficie di rottura è approssimata dall'equazione:

$$(2) \quad \left[c - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right]^2 = \pm \left[\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2 \right],$$

dove c è un parametro di resistenza dedotto dai punti della superficie limite ricavati sperimentalmente, in genere da prove monoassiali. La traccia della superficie per $\tau_{xy}=0$, quindi nel piano delle componenti di tensione parallele ai letti ed ai giunti di malta, è approssimabile con una poligonale, figura 10, rendendo il dominio limite particolarmente flessibile per applicazioni ed implementazioni in programmi di calcolo numerico.

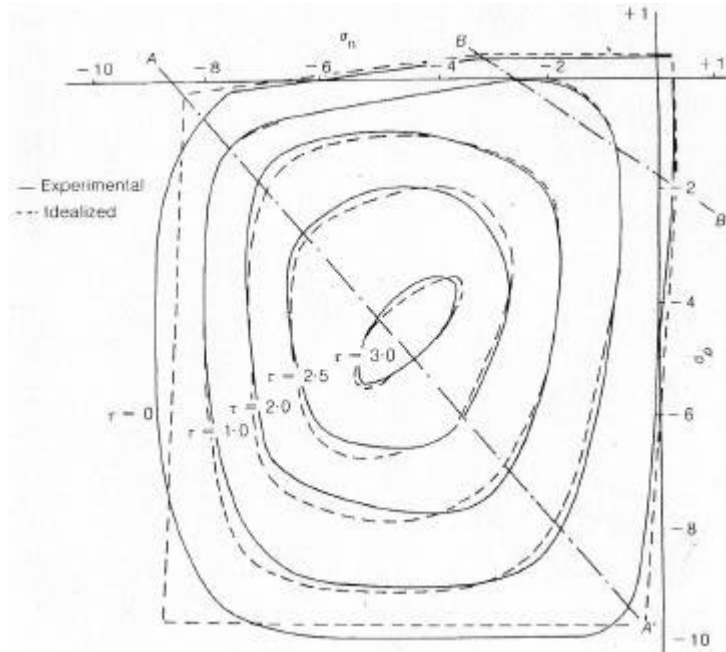


Figura 10. Dominio di rottura biassiale per la muratura nel riferimento dei letti e dei giunti di malta (Page, 1981).

Nello spazio delle tensioni il dominio di rottura è esprimibile dall'equazione:

$$(3) \quad A\sigma_n^2 + B\sigma_p^2 + C\tau^2 + D\sigma_n\sigma_p + E\sigma_n + F\sigma_p + 1 = 0,$$

in cui i coefficienti A , B , C , D , E ed F , sulla base delle prove sperimentali di Page (1981) assumono i valori riportati in tabella 19.

Tabella 19. Valori dei parametri del dominio limite (3), (Page, 1981).

Cono	A	B	C	D	E	F
1	0.00006	-0.00064	-0.0243	0.012	0.119	0.0958
2	-0.262	-0.327	-26	2.72	-1.86	-1.11
3	-0.0294	-0.034	-6.15	5.96	-2.66	-2.08

5.3 Il meccanismo di collasso della muratura di mattoni

E' noto che la resistenza della muratura dipende sia dalle caratteristiche dei materiali, variabili anche in modo significativo con l'epoca ed i luoghi di costruzione e le modalità di posa realizzative. Allo stato attuale delle conoscenze non sembra ancora possibile individuare una teoria consolidata che consenta di dedurre la resistenza della muratura di mattoni dalla resistenza dei singoli componenti.

RESISTENZA A COMPRESSIONE

In questo paragrafo vengono discusse metodologie approssimate per descrivere il meccanismo di collasso della muratura di mattoni che considerano in modo approssimato l'interazione tra il giunto di malta ed il mattone. Teorie più recenti derivano da un approccio analogo a quello presentato ed in genere considerano la risposta non lineare dei diversi componenti.

Approccio basato su un'analisi elastica

Si consideri un prisma di muratura, formato da un assemblaggio di malta e mattoni, uniformemente compresso sulle basi mediante vincoli lisci e soggetto ad una tensione verticale uniforme σ_y , figura 11.

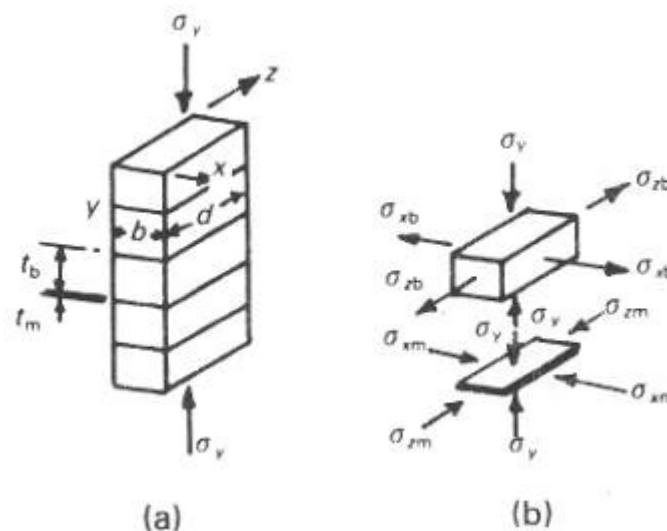


Figura 11. Tensioni nella muratura e nei suoi componenti in fase elastica (Hendry, 1986).

Si consideri un mattone non di estremità ed il giunto di malta adiacente, figura 11.b; entrambe sono sollecitate alla stessa componente di tensione verticale σ_y . La malta è il materiale più deformabile e quindi tenderebbe a dilatarsi trasversalmente in misura maggiore rispetto al mattone, dotato di maggiore rigidità e minore coefficiente di Poisson. Tuttavia il giunto di malta ed il mattone sono connessi per cui, fino alla perdita di aderenza tra la malta ed il mattone, gli spostamenti relativi all'interfaccia devono essere nulli. Come conseguenza, se si assimila il campione ad un mezzo stratificato illimitato, il mattone risulta soggetto ad una componente di trazione sul piano orizzontale σ_{zb} e σ_{xb} mentre la malta risulta sottoposta ad una componente di compressione σ_{zm} e σ_{xm} . In definitiva, il costituente più debole, la malta, è soggetto ad uno stato di compressione triassiale in cui la resistenza è superiore rispetto a quella

monoassiale, mentre nel mattone lo stato di tensione è di compressione-trazione biassiale, stato tensionale nel quale la resistenza a compressione è inferiore rispetto alla resistenza monoassiale. Questi stati triassiali di tensione nei singoli componenti giustificano l'osservazione sperimentale che la resistenza della muratura è superiore a quella della malta ed inferiore a quella del mattone.

Le deformazioni trasversali indotte nel mattone dallo stato di compressione verticale sono fornite dalle equazioni di legame elastico isotropo:

$$\varepsilon_{xb} = \frac{1}{E_b} \left[\sigma_{xb} + \nu_b (\sigma_y - \sigma_{zb}) \right], \quad \varepsilon_{zb} = \frac{1}{E_b} \left[\sigma_{zb} + \nu_b (\sigma_y - \sigma_{xb}) \right]; \quad (4.a,b)$$

analogamente nella malta risultano essere:

$$\varepsilon_{xm} = \frac{1}{E_m} \left[\sigma_{xm} + \nu_m (\sigma_y - \sigma_{zm}) \right], \quad \varepsilon_{zm} = \frac{1}{E_m} \left[\sigma_{zm} + \nu_m (\sigma_y - \sigma_{xm}) \right]. \quad (5.a,b)$$

E_b e E_m sono rispettivamente i moduli di elasticità e del mattone e della malta (pedice b per *brick* -mattone- m per *mortar* -malta) e ν_b e ν_m i rispettivi coefficienti di Poisson.

Per l'equilibrio della struttura mattone/malta, la risultante delle tensioni trasversali di trazione nel mattone deve uguagliare la risultante delle tensioni di compressione nella malta:

$$\sigma_{xm} = \alpha \sigma_{xb}, \quad \sigma_{zm} = \alpha \sigma_{zb}, \quad (6.a,b)$$

dove α rappresenta il rapporto t_b/t_m fra tra altezza del mattone e spessore del giunto di malta. Per congruenza le deformazioni trasversali del mattone e della malta devono essere uguali:

$$\varepsilon_{xm} = \varepsilon_{xb}, \quad \varepsilon_{zm} = \varepsilon_{zb}, \quad (7.a,b)$$

per cui le componenti di tensione σ_{xb} e σ_{zb} risultano uguali e fornite dalla relazione:

$$\sigma_{xb} = \sigma_{zb} = \frac{\sigma_y (\beta \nu_m - \nu_b)}{(1 - \nu_b) - \alpha \beta (1 - \nu_m)} \quad (8)$$

dove si è posto $\beta = E_b/E_m$.

Per il laterizio si assume un criterio di rottura alla Coulomb, il che implica un legame lineare alla rottura tra la tensione verticale ultima di compressione f_M e la tensione orizzontale di trazione σ_{xb} della muratura, come illustrato nel diagramma di figura 12:

$$\sigma_{xb} = \frac{f_b^t}{f_b^c} (f_b^c - f_M) \quad (9)$$

dove f_b e f_b^t rappresentano rispettivamente la resistenza media a compressione e a trazione del mattone; la sostituzione della (9) nella (8) fornisce il valore della resistenza della muratura in funzione dello stato verticale di compressione.

$$\frac{f_M}{f_b^c} = \frac{1}{1 + \frac{\frac{f_b^c}{f_b^t} (\beta v_m - v_b)}{(1-v_b) - \alpha \beta (1-v_m)}}. \quad (10)$$

Secondo questo approccio è possibile definire le caratteristiche elastiche di un materiale elastico isotropo equivalente:

$$E = \frac{1}{\left[\frac{\eta_b}{E_b} + \frac{\eta_m}{E_m} + 2\eta_m \eta_b \frac{v_b E_m - v_m E_b}{\eta_m (1-v_b) E_m + \eta_b (1-v_m) E_b} \left(\frac{v_m}{E_m^2} - \frac{v_b}{E_b^2} \right) \right]}, \quad (11)$$

$$v = \eta_m v_m + \eta_b v_b, \quad (12)$$

dove i termini η_m e η_b rappresentano le frazioni volumetriche delle due fasi (malta e mattoni):

$$\eta_m = \frac{t_m}{t_m + t_b}, \quad \eta_b = \frac{t_b}{t_m + t_b}. \quad (13)$$

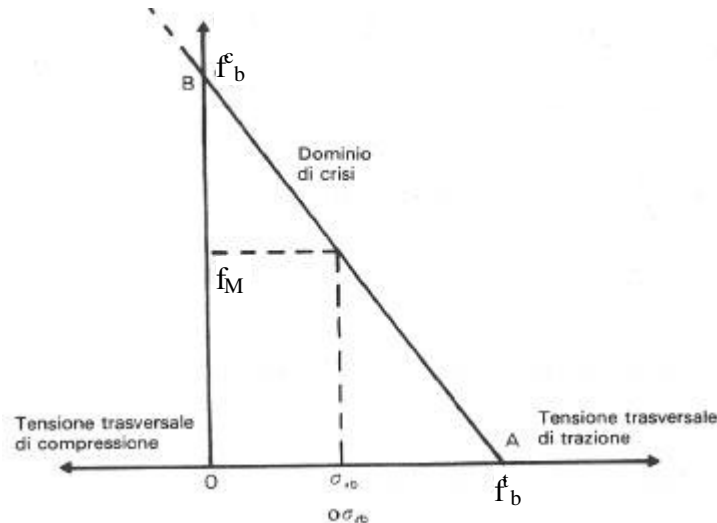


Figura 12. Dominio di resistenza del laterizio in stato di compressione-trazione (Hendry, 1986).

I valori della resistenza della muratura determinati secondo questo approccio sono qualitativamente in accordo con i risultati sperimentali, figura 13, sebbene l'errore quantitativo non sia soddisfacente. Questa differenza è attribuibile alla stima del coefficiente di Poisson e delle resistenze dei singoli componenti, all'ipotesi di risposta lineare di malta e mattone fino a rottura ma anche all'approssimazione di considerare la muratura come mezzo stratificato che ignora la presenza dei campi di tensione variabili sul piano orizzontale, conseguenti alla presenza dei giunti di malta verticali. Questo

modello di resistenza, basato su un approccio elasto-fragile, è tuttavia un primo approccio per spiegare il meccanismo fondamentale di collasso della muratura, che si verifica per trazione trasversale (*splitting*) dei blocchi di laterizio.

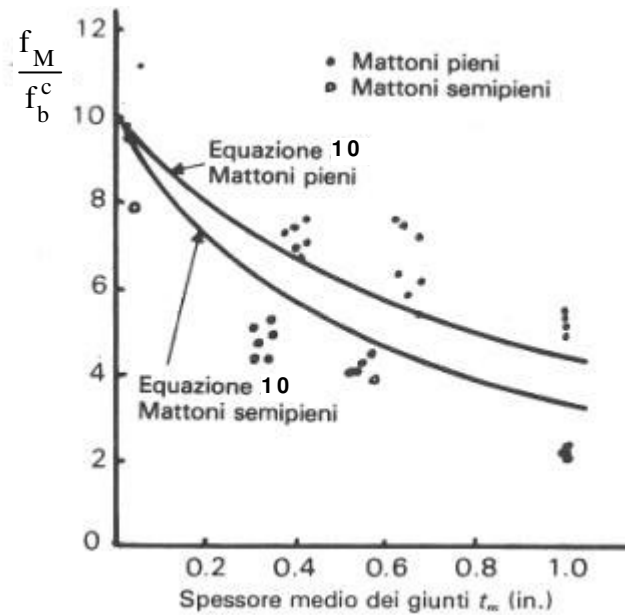


Figura 1 Confronto delle previsioni della formula (10) con i valori sperimentali al variare dello spessore del giunto di malta. (Hendry, 1986).

Approccio basato sull'analisi limite

Se il modello elasto-fragile è accettabile per il laterizio, esso diviene discutibile per una malta sottoposta ad uno stato triassiale di compressione; per questo motivo i modelli meccanici sviluppati successivamente hanno cercato di superare questa ipotesi senza, per altro, giungere ancora a teorie consolidate.

Hilsdorf nel 1969 e Biolzi nel 1989 (Hendry, 1986) proposero un approccio alternativo alla valutazione della resistenza della muratura di mattoni basato sull'analisi limite.

Le equazioni di equilibrio (6) vengono scritte in condizioni limite (al collasso della muratura), assumendo per malta e mattone due condizioni limite alla Coulomb:

$$\frac{f_m^c}{f_m^t} + \frac{f_M}{f_m^c} = 1, \quad \frac{f_b^c}{f_b^t} + \frac{f_M}{f_b^c} = 1. \quad (14.a, b)$$

Il sistema di equazioni (6) e (14) può essere risolto rispetto alla resistenza a compressione della muratura f_M ottenendone una relazione tra le resistenze dei singoli componenti indipendente dalle loro caratteristiche elastiche:

$$f_M = \frac{\alpha \frac{f_b^t + f_m^t}{f_b^c} + \frac{f_m^t}{f_m^c}}{\alpha \frac{f_b^t}{f_b^c} + \frac{f_m^t}{f_m^c}}. \quad (15)$$

Storicamente, Hilsdorf estese alla malta le proprie esperienze sulla resistenza del calcestruzzo sotto stati triassiali di tensione, imponendo un dominio di crisi sotto compressione triassiale definito da una relazione diversa rispetto alla (14.a):

$$f_{cm}^{c-c} = f_m^c + 0.41\sigma_2, \quad (16)$$

dove f_m^{c-c} rappresenta la resistenza a compressione di un cilindro di malta confinato lateralmente da una tensione di confinamento σ_2 , e f_m^c la resistenza monoassiale della malta. La condizione limite (16) rappresenta una condizione di crisi triassiale in cui si pongono uguali due delle tre componenti di tensione.

In condizioni limite il termine f_{cm}^{c-c} coincide con la resistenza del prisma di muratura f_M , il che consente di determinare, in condizioni limite, il valore della tensione laterale di confinamento dello strato di malta:

$$\sigma_2 = \sigma_x^m = \sigma_z^m = \frac{\tilde{f}_M - f_m^c}{4.1}. \quad (17)$$

Risolvendo il sistema di equazioni (6), (14.b) e (17) si perviene ad una diversa formula della resistenza del prisma murario sempre indipendente dalle caratteristiche elastiche dei diversi componenti:

$$\tilde{f}_M = f_b^c \frac{f_b^t + \frac{f_m^c}{4.1\alpha}}{f_b^t + \frac{f_b^c}{4.1\alpha}}. \quad (18)$$

I valori forniti dalla relazione (18) sovrastimano la reale resistenza della muratura, pertanto Hilsdorf introdusse un fattore correttivo U_u , detto fattore di disomogeneità della muratura, definito sperimentalmente, per determinare la resistenza effettiva dell'apparecchio murario:

$$f_M = \frac{\tilde{f}_M}{U_u}. \quad (19)$$

Il fattore di disomogeneità assume un valore generalmente prossimo ad 1.

Approccio basato su campagne di prove sperimentali

I successivi lavori sperimentali e teorici di Khoo e Hendry consentirono di determinare domini di rottura del mattone di laterizio e della malta meno approssimati, ed in particolare:

per la malta:

$$\frac{\sigma_1}{f_m^c} = 1 + 2.91 \left(\frac{\sigma_2}{f_m^c} \right)^{0.805} \quad (20)$$

per i mattoni:

$$\frac{f_b^{c-t}}{f_b^c} = 1 - \left(\frac{f_b^{t-c}}{f_b^t} \right)^{0.546} \quad (21)$$

dove:

σ_1 e σ_2 rappresentano rispettivamente la massima e la minima tensione principale;

f_m^c rappresenta la resistenza monoassiale in compressione della malta;

f_b^c e f_b^t rappresentano rispettivamente le resistenze a compressione e trazione monoassiale del laterizio;

e f_b^{c-t} , f_b^{t-c} rappresentano le coordinate del punto limite in condizioni di compressione-trazione-trazione per il laterizio.

Sviluppando in serie le relazioni (20) e (21), la resistenza del prisma di muratura è fornita dalla soluzione della seguente equazione di terzo grado:

$$\begin{aligned} & (0.997\sigma_t + 0.162\alpha\sigma_c) - \left[2.026\frac{\sigma_t}{\sigma_c} + 0.113\alpha \right] f_M + \\ & + \left[1.278\sigma_t \left(\frac{1}{\sigma_c} \right)^2 - 0.053\alpha \left(\frac{1}{\sigma_c} \right) \right] f_M^2 - \left[0.249\sigma_t \left(\frac{1}{\sigma_c} \right)^3 - 0.002\alpha \left(\frac{1}{\sigma_c} \right)^2 \right] f_M^3 = 0 \quad (22) \end{aligned}$$

L'approssimazione dei dati sperimentali forniti dalla relazione (22) è soddisfacente, come si può osservare in figura 14.

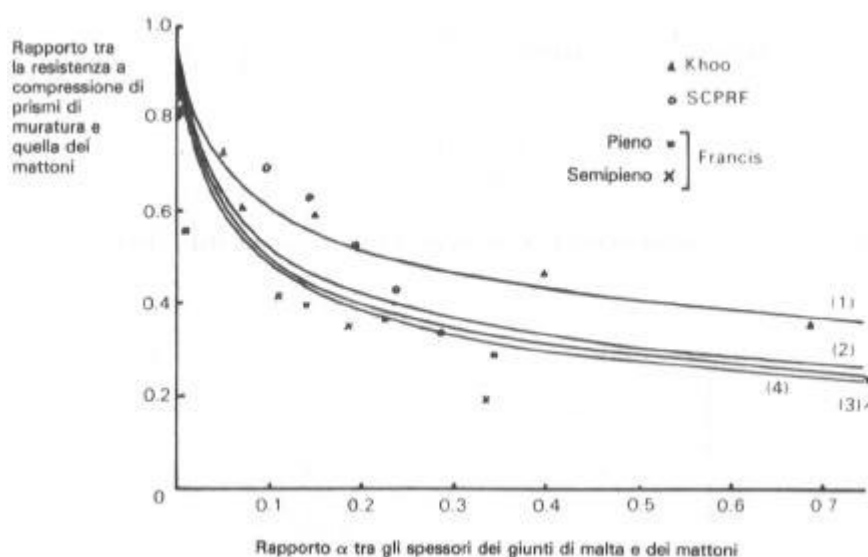


Figura 14. Resistenza della muratura in funzione della resistenza dei blocchi di laterizio al variare dello spessore dei giunti di malta (Hendry, 1997).

Parallelamente è stata sviluppata un'ampia campagna di prove sperimentali su prismi di muratura in diversi paesi, principalmente in Svizzera, negli Stati Uniti, in Germania, Belgio, Australia e Jugoslavia. La resistenza a compressione del prisma di muratura può essere anche valutata da una formula di interpolazione dei risultati sperimentali, la più affidabile delle quali è dovuta a Grimm (Hendry, 1986):

$$f_M = 9.9837 \times 10^{-11} \zeta \eta f_{bm}^c \frac{f_c^2 + 6.6441 \times 10^4}{1 + \epsilon}, \quad (23)$$

in cui:

f_M rappresenta la resistenza media del prisma di muratura (in MPa);

f_{bm}^c rappresenta la resistenza media del mattone (in MPa), comunque non superiore a 84.4 MPa;

f_c rappresenta la resistenza cubica a compressione della malta (in MPa);

ζ è il fattore di snellezza della muratura, definito dalla relazione:

$$\zeta = 0.0178 \left[57.3 - \left(\frac{h}{t} - 6 \right)^2 \right], \quad 2 < \frac{h}{t} < 6, \quad (24)$$

essendo h e t rispettivamente l'altezza e la dimensione di base del prisma di muratura sottoposto a verifica sperimentale;

η è il fattore dei materiali, definito dalla relazione:

$$\eta = 0.0048 \left[273 - \left(\frac{h_b}{t_m} - 14 \right)^2 \right], \quad 2.5 < \frac{h_b}{t_m} < 10, \quad (25)$$

essendo h_b e t_m rispettivamente l'altezza del mattone e lo spessore del giunto di malta;

ε è il fattore di esecuzione, Assunto pari a:

$$\varepsilon = 8 \times 10^{-5} (84.4 - f_{bm}^c), \quad (26)$$

se la lavorazione non è sottoposta a controllo di qualità (come nel caso delle murature storiche), ovvero posto pari a 0 in presenza di un controllo di qualità.

La resistenza a compressione dei prismi di muratura valutata teoricamente, eq. (22), e per interpolazione di dati sperimentali, eq. (23), consentono di determinare con buona precisione la resistenza dei prismi di muratura. La resistenza di calcolo di cui tenere conto nell'analisi di una struttura muraria risulta essere inferiore del 10% rispetto alla resistenza del singolo prisma.

RESISTENZA A TAGLIO

Le prove sperimentali su pareti di muratura in scala reale o in scala ridotta hanno condotto a due tipi di relazioni per definire resistenza a taglio τ_{lim} della muratura. In prima approssimazione può essere assunta una legge di attrito lineare alla Coulomb del tipo:

$$\tau_{lim} = \tau_{c0} + \mu \sigma_n, \quad (27)$$

in cui τ_{c0} rappresenta la resistenza in assenza di compressione (coesione del giunto malta/mattone), μ è il coefficiente di attrito dell'interfaccia malta/mattone, e σ_n definisce il valore medio della tensione normale di compressione. I parametri della relazione (27) dipendono dalla natura dell'interfaccia tra il giunto di malta ed il mattone, quindi dai materiali che compongono la muratura, tabella 20.

Tabella 20. Valori della coesione e del coefficiente di attrito da risultati sperimentali (Hendry, 1986).

Tipo di mattone	Composizione della malta sabbia : cemento : calce	τ_{c0}	μ
di argilla segato (scala ridotta)	1 : 0.25 : 3	0.3	0.5
di argilla segato (scala ridotta)	1 : 0.25 : 3	0.25	0.34
pieno siliceo-calcareo	1 : 2 : 8	0.2	0.84
pieno siliceo-calcareo	1 : 0 : 4	0.7	1.04
di malta di calce e sabbia	1 : 1 : 6	0.14	0.3

In genere la rottura a taglio nelle pareti murarie avviene per fessurazione diagonale, raramente lungo i giunti di malta. In questo caso la resistenza a taglio si è dimostrato essere funzione della tensione media di compressione σ_c nella muratura precedente all'applicazione dell'azione tagliante e della tensione principale di trazione σ_t secondo una relazione del tipo:

$$\tau_{lim} = \sigma_t \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_t}} \quad (28)$$

Altre relazioni sono state formulate per definire la resistenza a taglio della muratura per rottura diagonale, come quella classica di Turnsek e Cacovic del 1970, eq. (29), in cui la tensione tangenziale limite è funzione anche del valore della coesione, o la più recente formula di Magenes e Calvi del 1996, eq. (30), in cui la tensione tangenziale limite dipende anche dalle dimensioni del pannello murario (larghezza b e altezza i) e, quindi, introduce una sorta di effetto di scala sulla resistenza a taglio della muratura.

$$t_{lim} = \tau_{c0} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1.5\tau_{c0}}} \quad (29)$$

$$t_{lim} = \frac{1.5\tau_{c0} + \mu\sigma_n}{1 + \frac{3\tau_{c0}}{\sigma_n} \frac{b}{l}} \quad (30)$$

6 Valori indicativi di massima dei parametri meccanici delle murature

Non sempre si dispone di prove sperimentali sufficienti a calibrare adeguatamente un modello costitutivo, anzi, alle volte non è disponibile alcuna prova sperimentale; in questi casi è necessario attribuire ai materiali dei valori dei parametri meccanici mediamente attendibili. Per diversi tipi di muratura, sulla base delle notizie storiche e della sperimentazione moderna, si possono definire le caratteristiche meccaniche principali delle tipologie murarie più comuni.

RESISTENZA A COMPRESSIONE

In quanto segue si fa riferimento alla letteratura tecnica storica, alla Normativa Italiana vigente sulle murature (D.M. 20 novembre 1987 *Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro*

consolidamento) e all'Eurocodice 6 (UNI-ENV 1996-1-1 marzo 1998 *Progettazione delle strutture di muratura, Parte 1-1: Regole generali per gli edifici – Regole per la muratura armata e non armata*). In particolare le tabelle 21 e 22 riportano i valori medi di resistenza dei blocchi e delle murature ritrovati nelle fonti bibliografiche di riferimento, le tabelle 24 e 25 elencano i valori medi dei parametri meccanici delle murature così come definiti dalla normativa vigente, mentre le successive tabelle 26 e 27 riportano i valori dedotti dall'Eurocodice 6. E' necessario sottolineare come i valori ritrovati nella letteratura tecnica del passato forniscano resistenze maggiori rispetto a quelle della Normativa Italiana; questo fatto è ascrivibile all'approccio semi-probabilistico delle normative moderne che individuano i valori caratteristici della resistenza nei frattili inferiori del 5% e non nei valori medi delle prove sperimentali, come invece era usuale nel passato. I coefficienti di sicurezza dei carichi ammissibili rispetto ai valori caratteristici di rottura sono stati assunti pari a 5.

Tabella 21. Valori medi della resistenza di pietra per muratura dedotti dalla letteratura tecnica storica.

Materiale	Resistenza media del blocco [MPa]	Materiale	Resistenza media del blocco [MPa]	Materiale	Resistenza media del blocco [MPa]
Calcere tenero	≥ 6	Pietra silicea tenera	≥ 4	Pietra vulcanica tenera	≥ 5
Calcere medio	≥ 13	Pietra silicea media	≥ 9	Pietra vulcanica media	≥ 20
Calcere duro	≥ 30	Pietra silicea dura	≥ 40	Pietra vulcanica dura	≥ 55
Marmo bianco di Carrara	≥ 30	Marmo bianco venato	≥ 60	Tufo	≥ 5.5
Granito	≥ 65	Basalto	≥ 200	Arenaria	≥ 14

Tabella 22. Valori di densità e resistenza a compressione della muratura dedotti dalla letteratura tecnico-scientifica. I moduli di elasticità ed i valori di resistenza a taglio, non reperibili nella letteratura tecnica storica, sono stati dedotti mediante l'applicazione cautelativa delle relazioni dell'Eurocodice 6.

MURATURA DI MATTONI	Densità [N/m ³]	Modulo elastico* E [MPa]	Modulo elastico* G [MPa]	Resistenza a compressione f _k [MPa]	Resistenza a taglio [♠] f _{vk} [MPa]
Ordinari con resistenza ≥ 10 MPa	18000-21000	3000	1200	≥ 5	≥ 0.8
Ordinari con resistenza ≥ 15 MPa	18000-21000	3600	1440	≥ 6	≥ 0.8
Scelti con resistenza ≥ 20 MPa	18000-21000	4800	1920	≥ 8	≥ 0.8
Duri con resistenza ≥ 30 MPa	18000-21000	7200	2880	≥ 12	≥ 0.8
MURATURA DI PIETRA	Densità [N/m ³]	Modulo elastico* E [MPa]	Modulo elastico* G [MPa]	Resistenza a compressione f _k [MPa]	Resistenza a taglio [♠] f _{vk} [MPa]
Tenera con resistenza ≥ 5 MPa	15000-19000	1800	720	≥ 3	≥ 0.7
Media con resistenza ≥ 10 MPa	19000-22000	3000	1200	≥ 5	≥ 0.7
Dura con resistenza ≥ 30 MPa	22000-29000	7200	2880	≥ 12	≥ 0.7

* Valore minimo dedotto da Eurocodice 6 UNI-ENV 1996-1-1, § 8.2 punti (2) e (3) e § 8.

♠ Valore minimo dedotto da Eurocodice 6 UNI-ENV 1996-1-1, § 6.3 punto (4)

Tabella 2 Classificazione delle **malte** secondo la vigente normativa italiana – D.M. 20.11.1987

Classe	Tipo di malta	Composizione				Resistenza a compressione [MPa]
		Cemento	Calce Aerea	Calce idraulica	Sabbia	
M4	Idraulica	-	-	1	3	≥ 2.5
M4	Pozzolonica	-	1	-	-	≥ 2.5
M4	Bastarda	1	-	2	9	≥ 2.5
M3	Bastarda	1	-	1	5	≥ 5
M2	Cementizia	1	-	0.5	4	≥ 8
M1	Cementizia	1	-	-	3	≥ 12

Tabella 24. Valore della resistenza caratteristica a compressione f_k per murature in **elementi artificiali pieni e semipieni** secondo la normativa italiana, D.M. 20.11.1987, valida per giunti di malta compresi tra 5 e 15 mm. I valori dei carichi ammissibili si ottengono assumendo un coefficiente di sicurezza pari a 5 (a dividere i valori della resistenza).

Resistenza del mattone [MPa]	Classe della malta			
	M1 ($f_k \geq 12$ MPa)	M2 ($f_k \geq 8$ MPa)	M3 ($f_k \geq 5$ MPa)	M4 ($f_k \geq 2.5$ MPa)
2.0	1.2	1.2	1.2	1.2
0	2.2	2.2	2.2	2.0
5.0	5	4	3	0
7.5	5.0	4.5	4.1	5
10.0	6.2	5.3	4.7	4.1
15.0	8.2	6.7	6.0	5.1
20.0	9.7	8.0	7.0	6.1
30.0	12.0	10.	8.6	7.2
40.0	14.3	12.0	10.4	-

Tabella 25. Valore della resistenza caratteristica a compressione f_k per murature in elementi naturali di **pietra squadrata** secondo la normativa italiana, D.M. 20.11.1987, valida per giunti di malta compresi tra 5 e 15 mm - I valori dei carichi ammissibili si ottengono assumendo un coefficiente di sicurezza pari a 5 (a dividere i valori della resistenza).

Resistenza della pietra [MPa]	Classe della malta			
	M1 ($f_k \geq 12$ MPa)	M2 ($f_k \geq 8$ MPa)	M3 ($f_k \geq 5$ MPa)	M4 ($f_k \geq 2.5$ MPa)
2.0	1.2	1.2	1.2	1.2
0	2.2	2.2	2.2	2.0
5.0	5	4	3	0
7.5	5.0	4.5	4.1	5
10.0	6.2	5.3	4.7	4.1
15.0	8.2	6.7	6.0	5.1
20.0	9.7	8.0	7.0	6.1
30.0	12.0	10.	8.6	7.2
40.0	14.3	12.0	10.4	-

La Normativa italiana fa riferimento ai valori minimi trovati sperimentalmente su murature costituite dai singoli componenti elencati. Per murature storiche la classificazione delle malte in classi deve essere intesa come un riferimento alla resistenza della malta in opera. Naturalmente non è facile determinare la resistenza di una malta degradata e, per di più, su cui non possono eseguire poche prove sperimentali in sito; nell'assegnazione di valori ai parametri meccanici della muratura dovrà, quindi,

essere sempre seguito il criterio della cautela; in particolare pare opportuno non supporre mai che la malta in sito possa essere di classe M1 né di classe M2 a meno di prove sperimentali specifiche; in generale quella che veniva indicata come *malta normale* e *malta idraulica* s'inquadra nella classe M3/M4.

Le relazioni delle normative rappresentano la codificazione delle ricerche sperimentali citate nel paragrafo precedente; in taluni casi le normative conservano la forma delle relazioni proposte dai diversi ricercatori, in altre forniscono relazioni semplificate per agevolarne l'applicazione.

In alternativa all'approccio tabellare, che fornisce valori della resistenza della muratura in funzione di una suddivisione in classi di malta e mattoni, è possibile utilizzare relazioni analitiche empiriche come quelle fornite dall'Eurocodice 6.

- Muratura di mattoni pieni con malta ordinaria¹ di calce e cemento e giunti di malta con spessori compresi tra 8 e 15 mm:

$$f_k = 0.56 f_{bk}^{0.65} f_{mk}^{0.25}, \quad (31)$$

in cui f_{bk} individua la resistenza caratteristica a compressione del mattone in MPa ed f_{mk}^2 individua la resistenza caratteristica a compressione della malta, sempre in MPa, con un limite per f_{bk} di 20 MPa e comunque non superiore a $2 f_b^c$.

Tabella 26. Valore della resistenza caratteristica a compressione f_k per murature in **elementi artificiali pieni e in blocchi di pietra (non silicato di calcio)** secondo Eurocodice 6 UNI-ENV 1996-1-1, valida per giunti di malta compresi tra 8 e 15 mm. I valori dei carichi ammissibili si ottengono assumendo un coefficiente di sicurezza pari a 5 (a dividere i valori della resistenza).

Resistenza del mattone [MPa]	Classe della malta			
	M1 ($f_k \geq 12$ MPa)	M2 ($f_k \geq 8$ MPa)	M3 ($f_k \geq 5$ MPa)	M4 ($f_k \geq 2.5$ MPa)
2.0	1.6	1.5	1.3	1.1
0	2.1	1.9	1.7	1.4
5.0	0	2.7	2.4	2.0
7.5	9	5	1	2.6
10.0	4.6	4.2	7	1
15.0	6.0	5.5	4.9	4.1
20.0	7.3	6.6	5.9	4.9
30.0	9.5	8.6	7.6	6.4
40.0	11.5	10.4	9.2	7.7

¹ Si rileva che la nomenclatura delle malte impiegata dall'Eurocodice è essenzialmente diversa da quella impiegata dalla Normativa Italiana: nell'Eurocodice il numero che segue la sigla M indica la resistenza caratteristica a compressione in MPa, mentre nel D.M. 20.11.1987 il numero che segue la lettera M indica una categoria. A questo modo la malta che il D.M. 20.11.1987 classifica come M1 è la malta con le migliori caratteristiche meccaniche, mentre per l'Eurocodice sarebbe quella con le peggiori caratteristiche meccaniche in quanto avrebbe resistenza caratteristica a compressione di solo 1 MPa. In questo rapporto si fa riferimento alla nomenclatura impiegata dalla Normativa Italiana vigente, ma si indica a lato la resistenza a compressione della malta per poter effettuare una comparazione diretta con la nomenclatura dell'Eurocodice 6.

² I pedici b ed m individuano i mattoni e la malta secondo la nomenclatura anglofona internazionale di *Brick* (mattone) e *Mortar* (malta).

- Muratura in blocchi di silicato di calcio con malta di resistenza superiore a 5 MPa e giunti di malta con spessori non superiori a 3 mm:

$$f_k = 0.9 f_{bk}^{0.85}, \quad (32)$$

in cui f_{bk} individua la resistenza caratteristica a compressione del blocco in MPa, comunque non superiore a 50 MPa.

- Muratura in blocchi di pietra, diversi da silicato di calcio, con malta di resistenza superiore a 5 MPa e giunti di malta con spessori non superiori a 3 mm: relazione 26.

L'applicazione delle espressioni dell'Eurocodice 6 conduce a riformulare le tabelle 24 e 25 come riportato nelle tabelle 26 e 27, che si riportano per consentire un confronto con le indicazioni della vigente normativa nazionale.

Tabella 27. Valore della resistenza caratteristica a compressione f_k per murature in **blocchi di silicato di calcio** secondo Eurocodice 6 UNI-ENV 1996-1-1, valida per giunti di malta compresi tra 1 e 3 mm. I valori dei carichi ammissibili si ottengono assumendo un coefficiente di sicurezza pari a 5 (a dividere i valori della resistenza). La resistenza non dipende dal tipo di malta per il ridotto spessore dei giunti.

Resistenza del blocco [MPa]	2.0	0	5.0	7.5	10.0	15.0	20.0	30.0	40.0
Resistenza della muratura [MPa]	1.6	2.3	5	5.0	6.4	9.0	11.5	16.2	20.7

Si può osservare come i valori di resistenza forniti dalle relazioni dell'Eurocodice siano, generalmente, inferiori rispetto a quelli del D.M. 20.11.1987.

La normativa Fiche-UIC 778-3E, redatta dagli enti ferroviari europei ed inerente i ponti in muratura, riporta una formula, probabilmente di origine sperimentale, per la resistenza a compressione dei mattoni analoga a quella proposta da Grimm, eq. (23), in quanto definisce la resistenza della muratura indipendentemente dalle caratteristiche elastiche dei componenti:

$$f_M = \frac{f_{mk}^c}{2} + \frac{af_{bk}^c - f_{mk}^c}{2 + \frac{f_{mk}^c}{f_{bk}^t} \frac{b}{2\alpha}}, \quad (33)$$

in cui i coefficienti a e b sono forniti in funzione del tipo di blocco che costituisce la muratura, tabella 28.

Tabella 28. Valore dei parametri a e b dell'eq. (27) secondo Fiche-UIC 778-3E.

	Mattoni	Pietra $h_b > 30$ cm	Pietra: 20 cm $< h_b < 30$ cm	Pietra non squadrata
Parametro a	0.6	1.0	0.8	0.1
Parametro b	0.6	2.2	1.0	0.4

La stessa normativa, ed è l'unico esempio di cui gli autori sono a conoscenza, fornisce una stima della resistenza a compressione della muratura in condizioni di pressoflessione:

$$f_M^{pf} = \frac{f_M}{2} \left(1.8 - 2.4 \frac{c}{d} \right), \quad (34)$$

in cui il rapporto c/d rappresenta il rapporto tra la distanza dello sforzo normale dall'estremo maggiormente compresso dell'arcata e lo spessore della stessa arcata; vige il limite $c/d \in [1/3, 1/12]$.

RESISTENZA A TAGLIO

Anche la resistenza caratteristica a taglio della muratura di mattoni pieni può essere valutata dalle relazioni fornite dall'Eurocodice 6:

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_d, \quad (35)$$

in cui f_{vko} individua la resistenza a taglio in assenza di compressione sul giunto di malta, riportato nella tabella 29, mentre σ_d rappresenta la tensione di compressione media sulla parte compressa del giunto di malta (quindi non sulla sezione nominale del giunto, che deve essere depurata della parte eventualmente parzializzata).

Tabella 29. Valore della resistenza caratteristica a taglio f_{vko} in assenza di compressione dedotti da Eurocodice 6 UNI-ENV 1196-1-1 per le malte classificate da D.M. 20.11.1987.

Resistenza a taglio f_{vko} [MPa]	Classe della malta			
	M1 ($f_k \geq 12$ MPa)	M2 ($f_k \geq 8$ MPa)	M3 ($f_k \geq 5$ MPa)	M4 ($f_k \geq 2.5$ MPa)
Mattoni	0.3	0.2	0.2	0.2
Pietra Naturale	non previsto	0.15	0.15	0.15

MODULI ELASTICI

I moduli di elasticità normale e tangenziale possono essere assunti, conformemente all'Eurocodice 6, dalle relazioni:

$$E = 600 f_k \text{ [MPa]}, \quad G = 0.4 E = 240 f_k \text{ [MPa]}. \quad (36)$$

La Normativa italiana definisce la resistenza caratteristica a taglio secondo la stessa relazione dell'Eurocodice 6, ovvero secondo la (35); i valori di f_{vko} sono riportati nella tabella 30, mentre per la sola muratura di mattoni viene posto come limite superiore alla resistenza per attrito 1.4 volte il valore della resistenza caratteristica a compressione dei mattoni, ovvero $1.4 f_{bk}$. Si osserva che la Normativa italiana considera elementi resistenti artificiali di elevata resistenza, oltre 15 MPa, in quanto è una normativa essenzialmente orientata verso murature moderne in blocchi forati con fori verticali. Per murature storiche queste indicazioni non devono essere assunte acriticamente ma considerate con cautela.

La Normativa italiana considera delle relazioni per stimare i moduli elastici della muratura in condizioni di esercizio (con tensioni di compressione tra il 10% ed il 40% del valore caratteristico di rottura f_k) simili a quelle dell'Eurocodice, assumendo che il modulo elastico normale E sia pari a 1000 volte la resistenza f_k . A differenza dell'Eurocodice 6, il D.M. 20.11.1987 non considera la possibilità di ridurre a $600 f_k$ il modulo elastico E , come invece ammette l'Eurocodice 6 per verifiche in condizioni di

esercizio. In questo documento si è deciso di seguire le indicazioni dell'Eurocodice 6 in quanto, per murature antiche, i valori del modulo elastico normale fornito dalla vigente Normativa italiana appare non giustificabile anche alla luce delle prove sperimentali disponibili in letteratura. I valori indicati dalla Normativa italiana appaiono più consoni a murature moderne, realizzate con malte e, soprattutto, con mattoni affatto diversi da quelli delle murature antiche.

La normativa Fiche-UIC 778-3E propone una valutazione del modulo elastico della muratura a partire dalle caratteristiche elastiche dei componenti come media opportunamente pesata dalle frazioni volumetriche:

$$E = E_m \frac{1 + \alpha \beta}{\alpha + \beta}, \quad (37)$$

in cui i simboli hanno lo stesso significato definito nelle pagine precedenti.

Tabella 30. Valore della resistenza caratteristica a taglio f_{vk0} in assenza di compressione secondo il D.M. 20.11.1987.

	Muratura in mattoni pieni		Muratura di pietrame		
	$f_{bk} \leq 15$ MPa	$f_{bk} > 15$ MPa	$f_{bk} \leq 3$ MPa	$f_{bk} > 3$ MPa	
Resistenza a taglio f_{vk0} [MPa]	0.2	0.3	0.1	0.2	0.1
Tipo di malta	M3 – M4	M3 – M4	M3 – M4	M3	M4

A completamento dell'indagine bibliografica, si riportano in figura 15 le curve che riassumono i risultati sperimentali disponibili in letteratura relativamente alla muratura di mattoni (Hendry, 1997). Queste curve, riferite a malte di composizione e di tradizione anglosassone, stimano la resistenza della muratura su valori leggermente inferiori a quelli forniti nella tabella 22 dall'indagine bibliografica condotta.

RINFIANCO E RIEMPIMENTO

Per il materiale del rinfianco e del riempimento risulta difficile fornire valori caratteristici dei parametri meccanici in quanto il materiale che costituisce rinfianco e riempimento può variare da un materiale sciolto ad un conglomerato povero fino a muratura dello stesso tipo di quella della volta. Per rinfianco e riempimento è necessario rimandare ad una caratterizzazione diretta ovvero definirne solo il peso specifico, tabella 30, trascurandone gli effetti strutturali a favore di sicurezza.

Tabella 30. Densità di rinfianco e riempimento

Materiale	Densità [N/m ³]	Materiale	Densità [N/m ³]
RINFIANCO	muratura 18000-21000	RIEMPIMENTO	materiale sciolto 14500-19000
	conglomerato 19000-22000		conglomerato magro 19000-21000

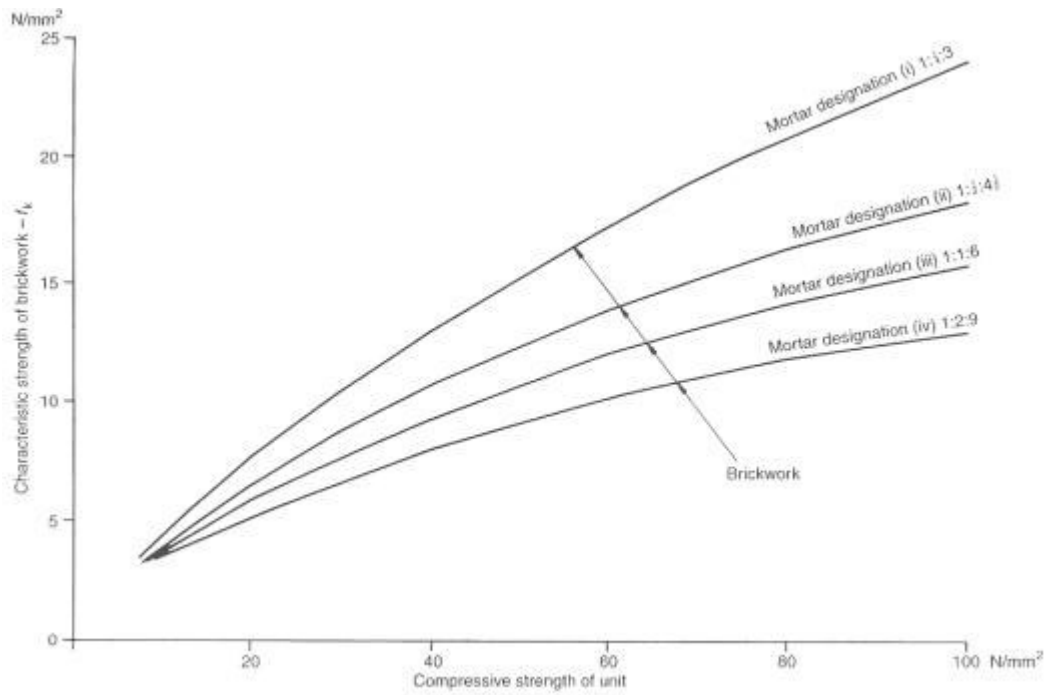


Figura 15. Resistenza della muratura (in ascissa) in funzione della resistenza dei blocchi di laterizio (in ordinata) al variare della composizione della malta (Hendry, 1997).

LE TIPOLOGIE COSTRUTTIVE

1 Introduzione

Una caratteristica del sistema ferroviario italiano è che è stato in gran parte costruito nell'arco di un secolo, approssimativamente dal 1830 al 1930. Questa circostanza consente di ritrovare tipologie costruttive e, soprattutto, geometrie di ponti piuttosto ricorrenti. Se si escludono quei ponti in muratura che rappresentano degli esempi unici per specifiche esigenze costruttive o per la particolare orografia della vallata, è possibile individuare un limitato numero di tipologie di ponti, differenti per numero di arcate, per conformazione delle arcate e delle pile e per numero di ordini di arcate.

All'interno di ciascuna tipologia i valori dei parametri geometrici che la definiscono (luce delle arcate, altezza delle pile, spessori degli elementi strutturali e così via) variano in un determinato intervallo, ma non con continuità, nel senso che si ritrovano valori dei rapporti geometrici tra elementi strutturali e delle loro dimensioni assolute piuttosto ricorrenti.

Per individuare le tipologie ricorrenti è stata eseguita un'indagine archivistica nei compartimenti del nord-ovest, precisamente il compartimento di Genova ed il compartimento di Torino, sulle cui linee si ritrovano molti ponti in muratura. Dall'analisi dei ponti censiti è stato possibile ricavare le tipologie di ponti che vengono discusse nel prossimo paragrafo e la frequenza delle diverse tipologie nonché dei valori e dei rapporti tra i parametri geometrici.

2. Tipologie di ponti sulla rete ferroviaria italiana

In figura 1 è rappresentata la rete ferroviaria del nord-ovest con indicate in blu le linee di cui sono stati censiti i ponti, mentre in nero sono indicate altre linee che, per minore rilevanza o per assenza di ponti in muratura, non sono state prese in considerazione. La tabella 1 rappresenta sinteticamente i risultati della ricerca d'archivio.

Il censimento dei diversi ponti è stato eseguito dapprima sui profili longitudinali delle diverse linee, da cui è stato dedotto il numero di ponti e le loro dimensioni principali; successivamente una dettagliata indagine negli archivi dei compartimenti di Genova e di Torino ha consentito di ricavare le dimensioni geometriche esatte solo di una parte dei ponti presenti sulle linee in quanto la documentazione di molti ponti è andata persa.

In particolare, sulle linee ferroviarie indagate sono stati censiti 364 ponti in muratura ad arcata singola o ad arcata multipla con luce non inferiore a 8 m per arcata; solo per 151 (~41%) di questi ponti è stata reperita documentazione negli archivi dei compartimenti. I risultati sintetici dell'indagine d'archivio sono riportati nell'Appendice 1, in cui è riassunto il censimento eseguito su ciascuna linea dei due compartimenti, mentre un prospetto riepilogativo è riportato in tabella 1. Come si può osservare, i ponti ad arcata singola rappresentano il 36% dei ponti censiti, quelli a doppia arcata costituiscono l'8% circa del totale, mentre i ponti a tre e più arcate costituiscono il 19% ed il 37% rispettivamente del patrimonio di ponti in muratura dei compartimenti

dell'Italia nord-occidentale. Le luci dei ponti ad arcata singola sono quasi esclusivamente contenute entro i 15 m, mentre i ponti a più arcate presentano circa 2/3 delle strutture con campate di luce entro i 15 m e il rimanente 1/3 con luce tra 15 e 30 m. Seppur raramente, si ritrovano ponti ad arcata singola con luce anche superiore ai 30 m, nei ponti a più arcate, invece, queste luci non vengono mai riscontrate. Con lo scopo di eseguire un censimento statistico del patrimonio di ponti in muratura delle ferrovie nazionali, è possibile concludere che li esempi di ponti con luce superiore ai 30m rappresentano casi isolati, mentre la tecnologia esecutiva preferiva, in genere, arcate attorno ai 15 m.

I ponti con luce compresa fra 1 e 8 metri non sono stati inclusi nell'indagine statistica in quanto riconducibili a semplici e ricorrenti schemi geometrici; di queste strutture si terrà conto nelle procedure di verifica.

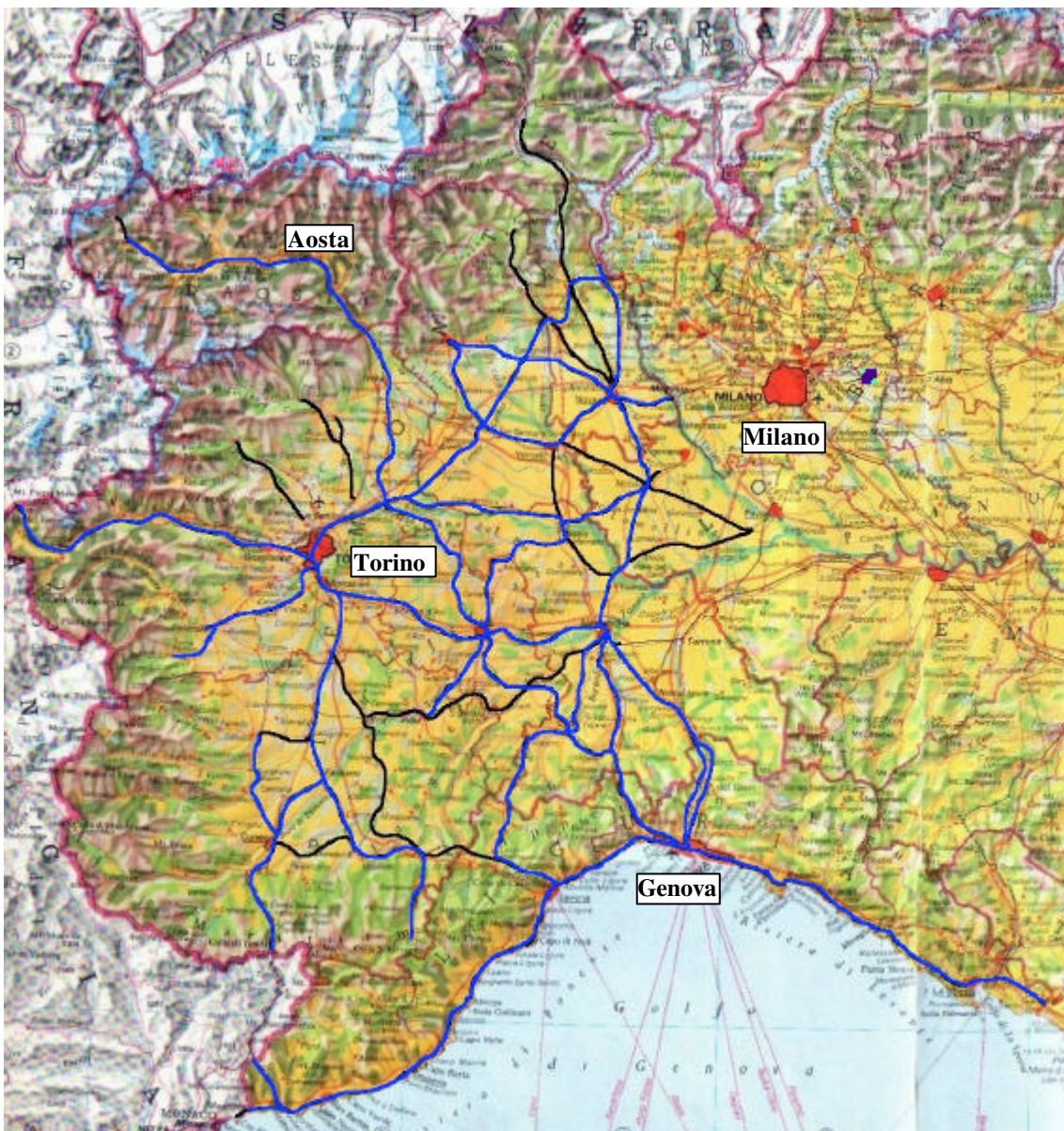


Figura 1 Distribuzione delle linee ferroviarie nei compartimenti del nord-ovest: in blu le linee oggetto del censimento; in nero le linee dei compartimenti non sottoposte ad indagine.

Tabella 1 Statistica dei ponti in muratura da indagare d'archivio dei compartimenti di Genova e di Torino

PONTI A PIÙ DI TRE ARCATE	Luce [m]		% sul totale parziale	n°	%	n°	%	n°	%	n°	%	
	8-15	15-30										> 30
Totale parziale	Luce [m]		% sul totale generale		n°		%		n°		%	
	8-15	15-30	> 30	% sul totale parziale	n°	% sul totale parziale	n°	% sul totale parziale	n°	% sul totale generale	n°	% sul totale generale
			-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			22.2(28.6)	33.3(35.3)	16.7(10)	42.9(61.1)	17.4(40)	100(100)				
			6(4)	12(6)	2(1)	12(11)	4(4)	7(2)				
			77.8(71.4)	66.7(64.7)	83.3(90)	57.1(38.9)	82.6(60)	-				
			21(10)	24(11)	10(9)	16(7)	19(6)	-				
	Totale parziale		14.6(17.3)	19.5(21)	6.5(12.3)	15.6(25.7)	12.8(14.3)	3.9(2.9)				
	Totale parziale		27(14)	36(17)	12(10)	28(18)	23(10)	7(2)				
			-	-	-	-	-	-				
			36.4(28.6)	23.1(-)	-	15.8(9.1)	33.3(54.6)	50(100)				
			4(2)	3(-)	-	3(1)	6(6)	2(2)				
			63.6(71.4)	76.9(100)	100(100)	84.2(90.9)	66.7(45.5)	50(-)				
			7(5)	10(5)	6(4)	16(10)	12(5)	2(-)				
	Totale parziale		5.9(8.6)	7(6.2)	3.2(4.9)	10.6(15.7)	10.1(15.7)	2.2(2.9)				
	Totale parziale		11(7)	13(5)	6(4)	19(11)	18(11)	4(2)				
			-	-	-	-	-	-				
			20(33.3)	11.1(100)	50(-)	-	-	-				
			1(1)	2(1)	1(-)	-	-	-				
			80(66.7)	88.9(-)	50(-)	100(100)	100(-)	100(100)				
			4(2)	7(-)	1(-)	7(3)	3(-)	2(1)				
	Totale parziale		2.7(3.7)	4.9(1.2)	1.1(-)	3.9(4.3)	1.7(-)	1.1(1.4)				
	Totale parziale		5(3)	9(1)	2(-)	7(3)	3(-)	2(1)				
			-	18.2(14.3)	-	-	-	-				
			-	4(1)	-	-	-	-				
			16(28.6)	31.8(28.6)	17.6(-)	9.7(14.3)	27.8(40)	10.5(-)				
			4(2)	7(2)	3(-)	3(1)	5(2)	2(-)				
			84(71.4)	50(57.1)	82.4(100)	90.3(85.7)	72.2(60)	89.5(-)				
			21(5)	11(4)	14(6)	28(6)	13(3)	17(-)				
	Totale parziale		13.5(8.6)	11.9(8.6)	9.2(7.4)	17.3(10)	10.1(7.1)	10.6(-)				
	Totale parziale		25(7)	22(7)	17(6)	31(7)	18(5)	19(-)				
Sviluppo planimetrico				Retto	Curva	Obliquo	Retto	Curva	Obliquo			
n° totale generale di ponti ad arco				185(81)			179(70)					
Lunghezza complessiva [m]				491306.35			1261595.73					
Linea				COMPARTIMENTO DI GENOVA			COMPARTIMENTO DI TORINO					

Nota: i dati sono desunti dai profili longitudinali delle linee; fra parentesi sono riportati i dati dei ponti di cui esiste documentazione

PONTI A PIÙ DI TRE ARCATE		Luce [m]					
		8-15	15-30	> 30	% sul totale parziale	n°	
Totale parziale		% sul totale generale			15.6(21.2)	55(32)	
					16.1(17.9)	59(27)	
					5.2(7.9)	19(12)	
PONTI A TRE ARCATE		Luce [m]					
		8-15	15-30	> 30	% sul totale parziale	n°	
Totale parziale		% sul totale generale			8.2(11.9)	30(18)	
					8.5(10.6)	31(16)	
					2.7(4)	10(6)	
PONTI A DUE ARCATE		Luce [m]					
		8-15	15-30	> 30	% sul totale parziale	n°	
Totale parziale		% sul totale generale			3.3(4)	12(6)	
					3.3(0.7)	12(1)	
					1.1(0.7)	4(1)	
PONTI AD ARCATA SINGOLA		Luce [m]					
		8-15	15-30	> 30	% sul totale parziale	n°	
Totale parziale		% sul totale generale			15.3(9.3)	56(14)	
					10.9(7.9)	40(12)	
					9.8(4)	36(6)	
Sviluppo planimetrico					Retto	Curva	Obliquo
n° totale generale di ponti ad arco					364(151)		
Lunghezza complessiva [m]					1752902.08		
Linea					TOTALE		

Nota: i dati sono desunti dai profili longitudinali delle linee; fra parentesi sono riportati i dati dei ponti di cui esiste documentazione

Dall'analisi dettagliata dei dati raccolti sono state dedotte alcune tipologie ricorrenti dei ponti in muratura che sono riportate nelle figure 2 – 6. In particolare le prime due tipologie sono riferite a ponti ad arcata singola mentre quelli successivi sono riferiti a ponti/viadotti ad arcata multipla, l'ultima d un viadotto a due ordini di arcate.

I ponti a più campate ed i viadotti si trovano spesso in tratti del tracciato in curva o parzialmente in curva, figure 7 e 8; poiché la risposta di un ponte ad azioni orizzontali, forza centrifuga dei convogli ed azioni sismiche, è funzione dello sviluppo planimetrico dell'opera, è necessario definire anche questa caratteristica geometrica della struttura.

In ogni tipologia di ponte sono stati individuati i parametri geometrici di maggior rilievo sia ai fini una classificazione tipologica sia a quelli di un'analisi strutturale. In particolare, tra i parametri geometrici che descrivono sinteticamente il ponte, oltre alla luce, vi è il rapporto monta/freccia m/l che fornisce un'indicazione sull'entità del ribassamento dell'arcata. Archi a tutto sesto presentano un rapporto $m/l \in [0.4, 0.5]$, mentre per gli archi ribassati tale rapporto scende nell'intervallo $[0.15, 0.3]$.

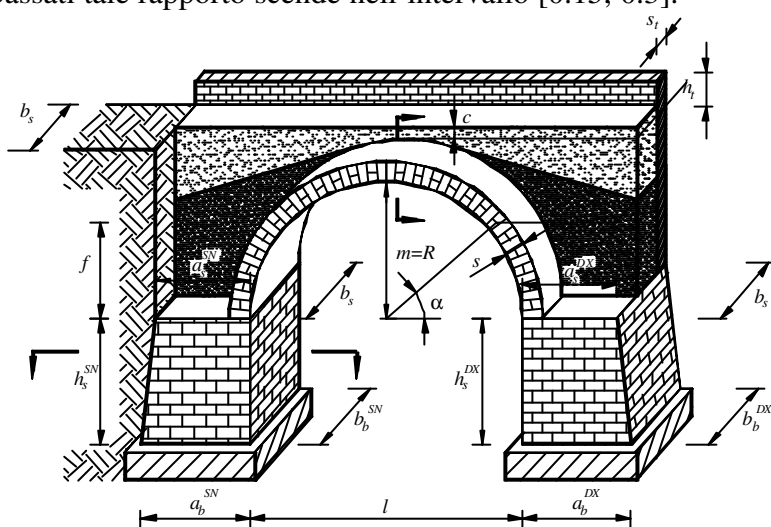


Figura 2. Tipologia di ponte ad arcata singola a tutto sesto.

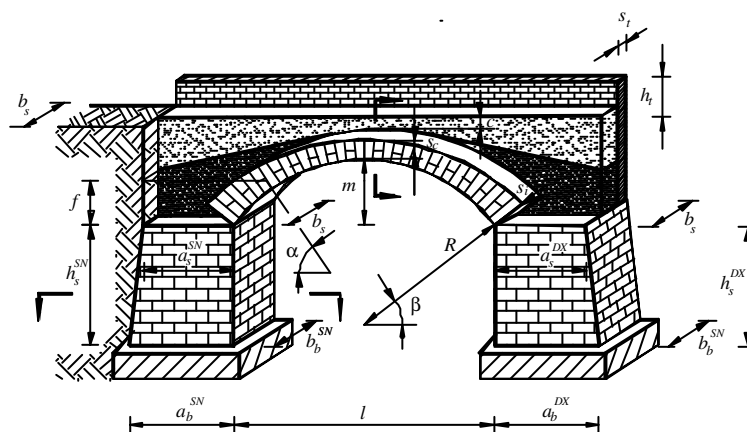


Figura 3. Tipologia di ponte ad arcata singola ribassata

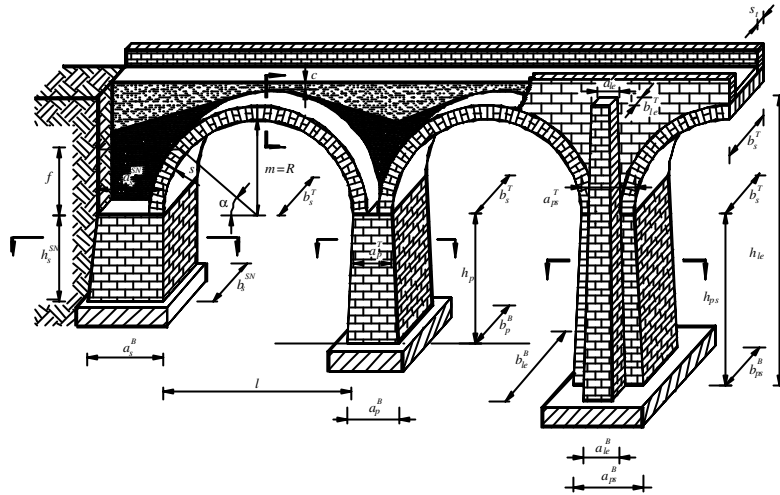


Figura 4. Tipologia di ponte/viadotto ad arcata multipla a tutto sesto

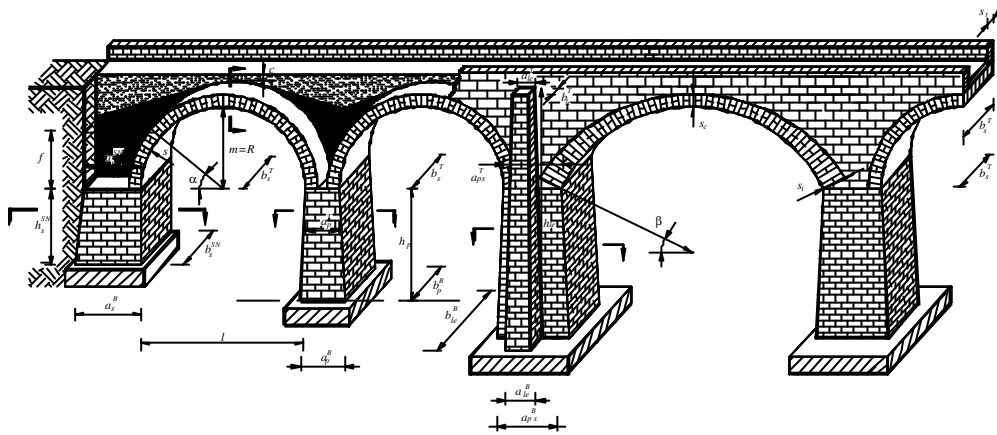


Figura Tipologia di ponte/viadotto ad arcata multipla con arcate a sesto ribassato.

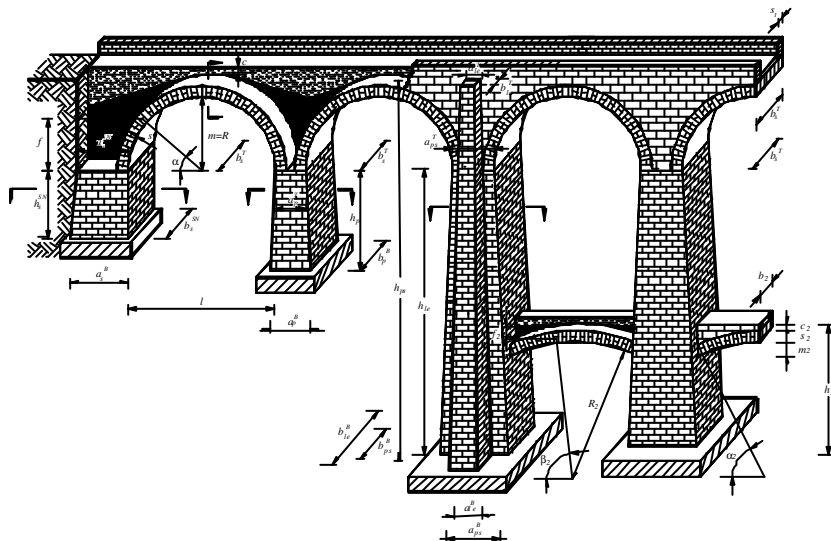


Figura 6. Tipologia di viadotto a due ordini di arcate (arcate a tutto sesto).

Nei ponti a più arcate compare pressoché sempre una pila-spalla, ovvero una pila di maggiore larghezza irrigidita da lesene esterne, figure 4-6. Sebbene la finalità originaria

di questo elemento strutturale fosse orientata ad impedire il crollo progressivo di tutta la struttura quando una pila o un'arcata giungessero a collasso, la pila-spalla rappresenta un elemento essenziale nella definizione della risposta trasversale del ponte.

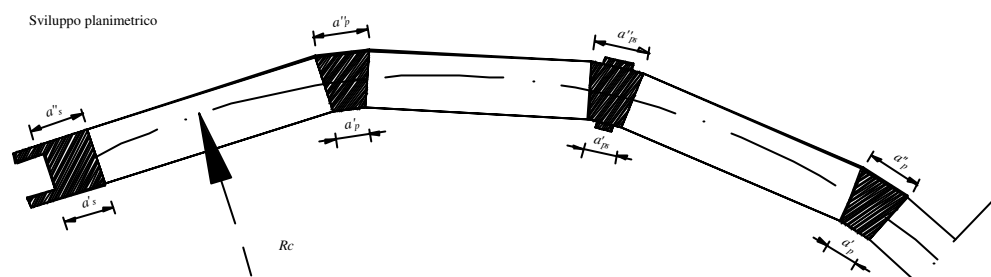


Figura 7. Tracciato planimetrico di un ponte/viadotto interamente in curva.

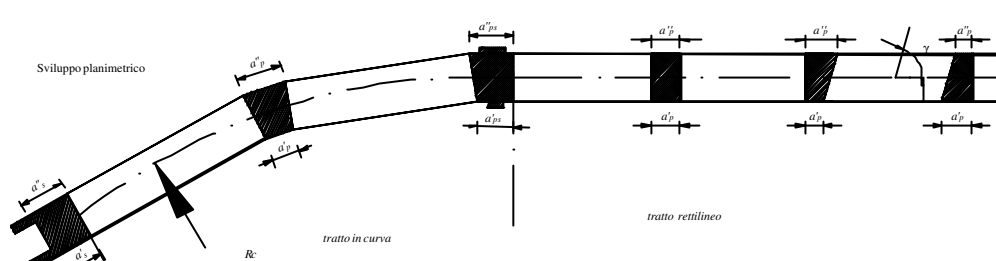


Figura 8. Tracciato planimetrico di un ponte/viadotto solo parzialmente in curva.

Nella determinazione della capacità portante della struttura è rilevante lo spessore dell'arcata che, talvolta, è costante mentre, in altri esempi, aumenta in corrispondenza delle imposte dell'arcata, dove gli sforzi di compressione sono più elevati. Per questo motivo è stata determinata anche la frequenza con cui i diversi parametri geometrici assumono determinati valori, piuttosto che individuare solamente l'intervallo di variabilità dei diversi parametri. Le distribuzioni statistiche dei diversi parametri geometrici sono stati rappresentate sotto forma di diagrammi a basse, figure 9-24

In particolare, la distribuzione statistica dei valori dei parametri geometrici del ponte consente d'individuare alcune caratteristiche comuni ai ponti ferroviari della rete italiana:

- le arcate hanno luce compresa tra gli 8 metri (limite inferiore dell'indagine) ed i 26 metri, salvo alcuni esempi sporadici, con una prevalenza di luci nell'intervallo 8-15m, figura 9;
- i raggi di curvatura delle arcate sono prevalentemente contenute negli intervalli 5-16m, con prevalenza degli esempi nell'intervallo 5-8m, figura 10;
- circa un terzo delle arcate dei ponti è a tutto sesto (monta/luce=0.5), mentre circa la metà dei ponti è costituita da arcate ribassate, il 20-25% a forte ribassamento ($m/l = 0.15-0.20$); mentre ribassamenti minori ($m/l = 0.20-0.30$) presentano un'incidenza media di circa equivalente, figura 11.
- lo spessore in chiave delle arcate è essenzialmente contenuto nell'intervallo 50-110cm, ovvero, rapportato alla luce, nel 5-9% della luce dell'arcata, figure 12 e 13;
- i 3 / 4 dei ponti italiani è stato realizzato con arcate a spessore costante, figura 14;

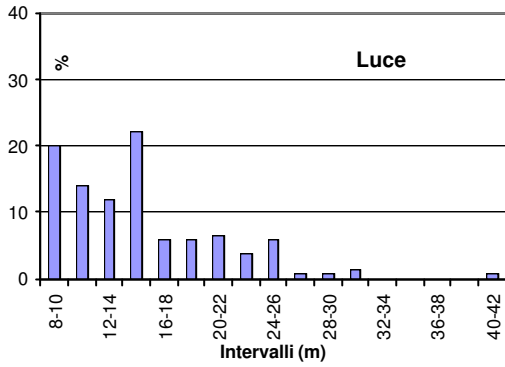


Figura 9. Distribuzione statistica della luce delle arcate.

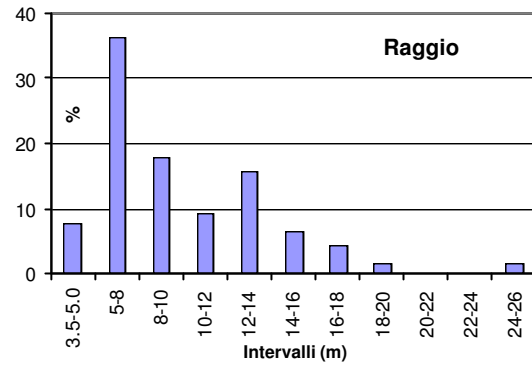


Figura 10. Distribuzione statistica del raggio di curvatura delle arcate.

- il riempimento in chiave è in genere contenuto nel 3-10% della luce dell'arcata, con spessori di 30-110 cm, figure 15-16, ed è in genere uguale o molto prossimo allo spessore in chiave dell'arcata, figura 17;
- l'altezza del rinfiamento sulle pile è in genere pari alla monta dell'arcata, figura 19;

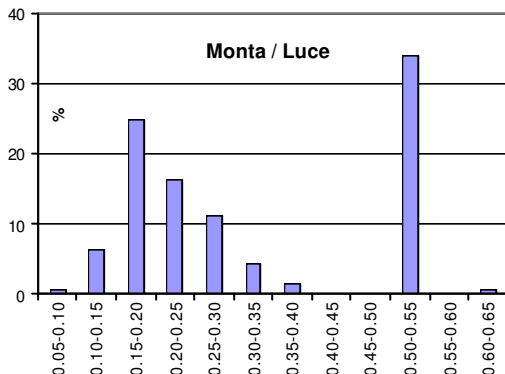


Figura 11. Distribuzione statistica dello spessore in chiave delle arcate.

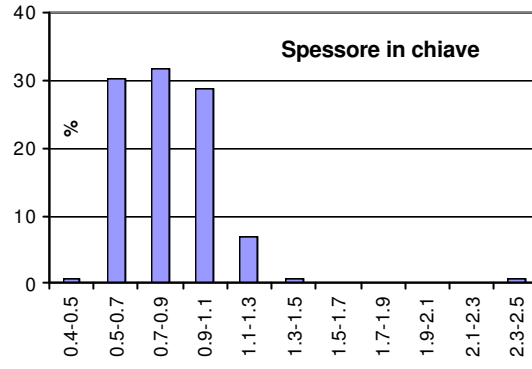


Figura 12. Distribuzione statistica del rapporto monta/luce delle arcate.

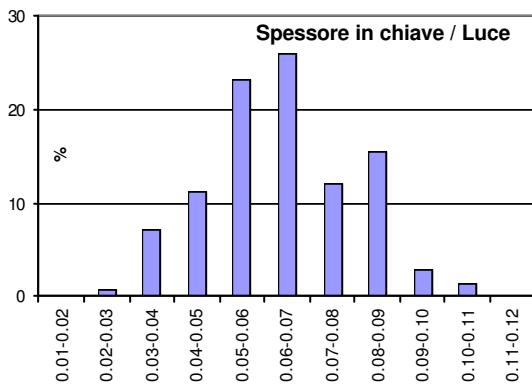


Figura 13. Distribuzione statistica del rapporto spessore in chiave/luce delle arcate.

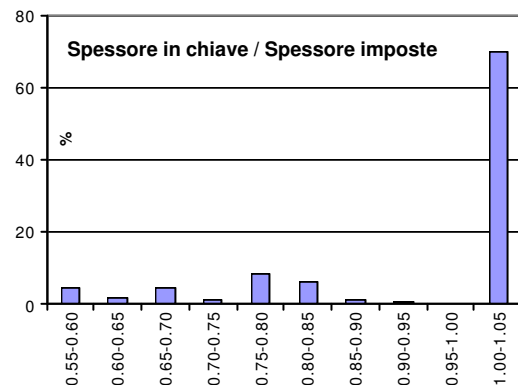


Figura 14. Distribuzione statistica del rapporto spessore in chiave/spessore alle imposte.

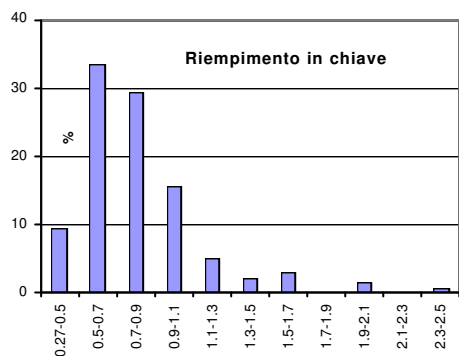


Figura 1 Distribuzione statistica dello spessore del riempimento in chiave.

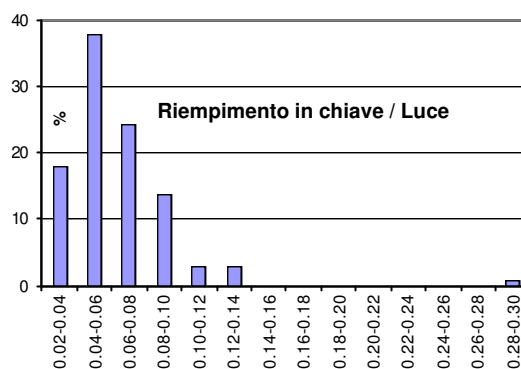


Figura 16. Distribuzione statistica del rapporto riempimento in chiave/luce delle arcate.

- la larghezza delle spalle del ponte è in genere compresa tra 0.10-0.40 volte la luce tipo delle arcate, figura 21;
- la larghezza delle pile varia in un intervallo piuttosto ampio, con larghezze minime di circa il 5% dell'altezza della pila e fino al 65% della sua altezza, figura 22;

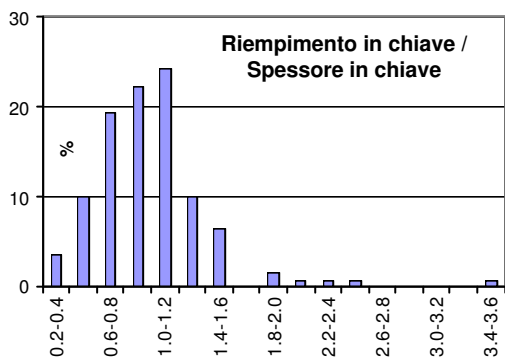


Figura 17. Distribuzione statistica del rapporto riempimento/spessore in chiave delle arcate.

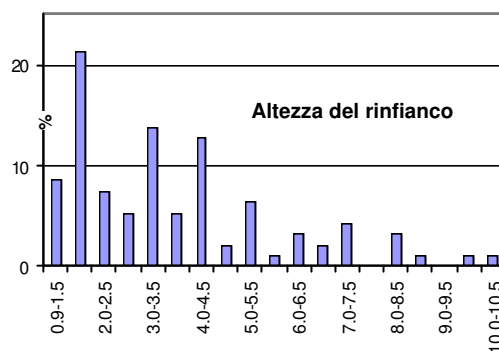


Figura 18. Distribuzione statistica dell'altezza del rinfiacco sulle reni delle arcate.

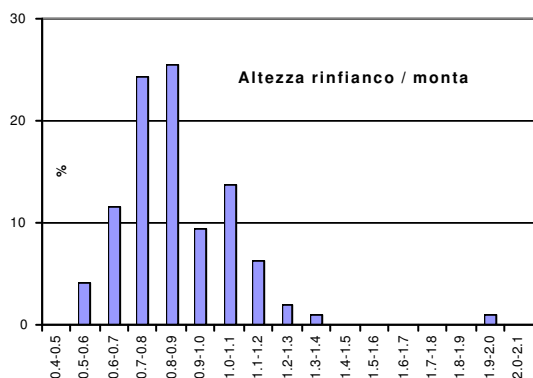


Figura 19. Distribuzione statistica del rapporto rinfiacco/monta delle arcate.

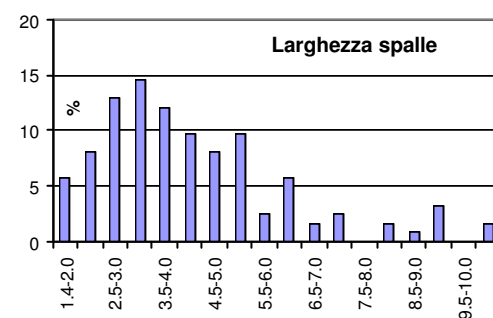


Figura 20. Distribuzione statistica della larghezza delle spalle del ponte.

- per le pile-spalle si riscontra una maggiore variabilità nelle dimensioni che non consente di definire intervalli caratteristici per i valori dei parametri geometrici, figure 23 e 24.

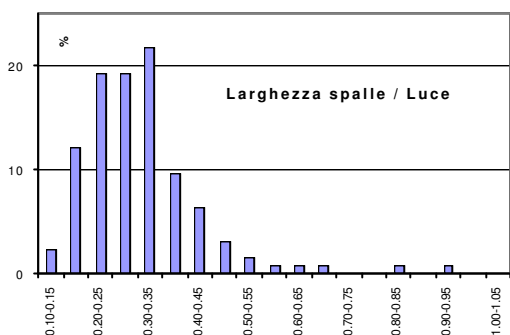


Figura 21. Distribuzione statistica del rapporto larghezza spalle del ponte/luce delle arcate.

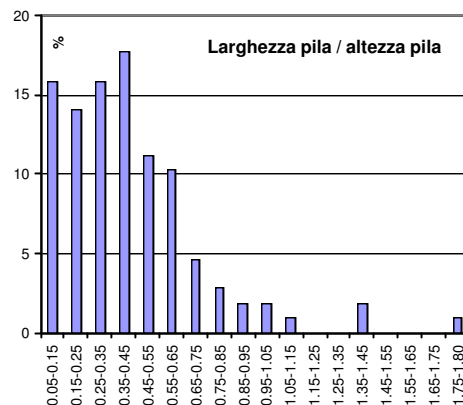


Figura 22. Distribuzione statistica del rapporto larghezza/altezza delle pile.

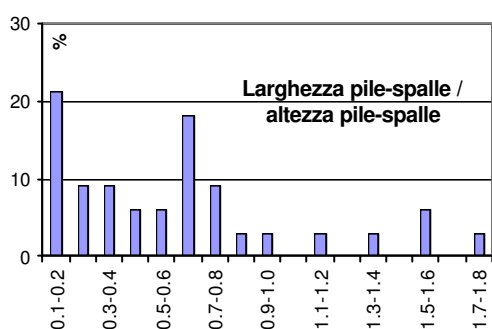


Figura 23. Distribuzione statistica del rapporto larghezza/altezza delle pile-spalle.

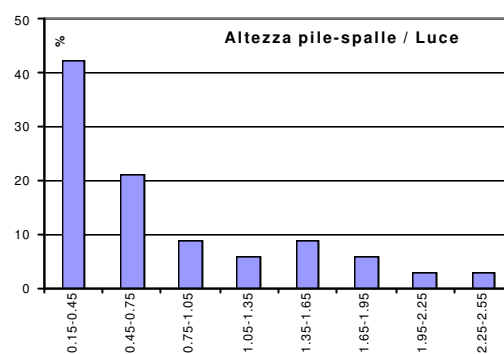


Figura 24. Distribuzione statistica del rapporto altezza delle pile-spalle /luce delle arcate.

L'abaco delle tipologie dei ponti, allegato in Appendice 2 nella sua forma integrale, è stato formulato con l'obiettivo di dedurre una scheda per la raccolta dei dati necessari alla valutazione della capacità portante dei ponti in muratura secondo le procedure che verranno formulate in seguito.

I parametri geometrici introdotti consentono una dettagliata descrizione della struttura; tuttavia non è sempre possibile ricavare tutti i dati elencati nelle schede allegate, specie se non si dispone di elaborati progettuali.

Tabella 2. Definizione delle diverse tipologie murarie per l'esecuzione del rilievo materico del ponte.

MATERIALI	
M1	muratura di pietra squadrata
M2	muratura di pietra sbazzata
M3	muratura di mattoni con malta M3
M4	muratura di mattoni con malta M4
M5	conglomerato
M6	materiale sciolto
M7	altro, specificare