

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale - DICEA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di laurea magistrale

**ANALISI NUMERICA DI PONTI AD ARCO
IN MURATURA**

Relatore:

Prof. Ing. Roberto Scotta

Correlatore:

Ing. Mario Organte

Laureando: Paolo Bosello

Numero matricola: 1154163

ANNO ACCADEMICO 2018-2019

Indice

RINGRAZIAMENTI.....	7
INTRODUZIONE.....	9
CAPITOLO 1	
ASPETTI STORICI ED ELEMENTI COSTITUTIVI DI UN PONTE AD ARCO IN MURATURA.....	13
1.1. Classificazione dei ponti ad arco in muratura	13
1.2. Elementi costitutivi di un ponte ad arco in muratura	14
1.2.1. Arcate.....	16
1.2.2. Piedritti	24
1.2.2.1. Spalle	24
1.2.2.2. Pile	26
1.2.2.3. Pile-spalle.....	27
1.2.3. Rostri.....	28
1.2.4. Rinfianco	29
1.2.5. Cappa	30
1.2.6. Riempimento	32
1.2.7. Elementi di alleggerimento: occhi di ponte e voltine interne.....	32
1.2.8. Timpani	34
1.2.9. Coronamento.....	34
1.2.10. Muri di risvolto e muri d'ala	35
1.2.11. Fondazioni.....	36
CAPITOLO 2	
MATERIALI E RELATIVE PROPRIETÀ	41
2.1. Introduzione	41
2.2. Tipologie murarie	42
2.2.1. Muratura in pietra da taglio	42
2.2.2. Muratura in pietrame	42
2.2.3. Muratura in laterizio.....	43
2.2.4. Muratura mista in pietrame e mattoni	43
2.2.5. Muratura a sacco	44
2.2.6. Muratura a secco.....	44

2.3. Materiali utilizzati nella realizzazione degli elementi strutturali	45
2.4. Materiali costituenti e relativo comportamento meccanico.....	46
2.4.1. Blocchi di pietra naturale	47
2.4.2. Mattoni in laterizio.....	47
2.4.3. Malta	48
2.5. Comportamento meccanico della muratura	49
2.5.1. Comportamento a compressione uniassiale	49
2.5.2. Comportamento a trazione.....	51
2.5.3. Comportamento a taglio	52
2.6. Raccomandazioni riguardanti le proprietà della muratura da adottare in fase di modellazione numerica.....	53

CAPITOLO 3

MECCANISMI DI COLLASSO, CONTRIBUTI RESISTENTI E COMPORTAMENTO DEI PONTI AD ARCO IN MURATURA..... 59

3.1. Comportamento dei ponti ad arco in muratura soggetti a carichi verticali.....	59
3.1.1. Prime prove sperimentali.....	60
3.1.2. Prove sperimentali su ponti ad arco in muratura mono-campata: la campagna sperimentale della TRRL.....	61
3.1.3. Prove sperimentali su ponti ad arco in muratura multi-campata: modelli in scala reale realizzati al Bolton Institute	72
3.1.4. Meccanismi di collasso.....	75
3.1.5. Contributo del riempimento e del rinfiacco	80
3.1.6. Contributo dei timpani.....	88
3.2. Comportamento dei ponti ad arco in muratura soggetti ad eventi sismici	90
3.2.1. Meccanismi di danneggiamento e/o collasso.....	91

CAPITOLO 4

METODOLOGIE DI MODELLAZIONE ED ANALISI 99

4.1. Introduzione.....	99
4.2. Sviluppo storico.....	100
4.3. Strategie di modellazione	106
4.4. Metodi semi-empirici basati sulla teoria dell'elasticità.....	107
4.5. Analisi limite.....	108
4.6. Approcci di modellazione continui	111
4.6.1. Modellazione con elementi monodimensionali	112
4.6.2. Modellazione con elementi 2D e 3D.....	113
4.7. Approcci di modellazione discreta.....	114
4.8. Approcci di modellazione a macro-elementi.....	116
4.9. Approcci di valutazione sismica	116
4.9.1. Analisi pushover	117

CAPITOLO 5

IL PONTE LUNGO SUL RENO: INQUADRAMENTO STORICO E STRUTTURALE..... 121

5.1. Evoluzione storica	121
5.1.1. Epoca romana	123
5.1.2. Epoca medievale	123
5.1.3. XIX secolo	124

5.1.4.	Prima parte del XX secolo	129
5.1.5.	Secondo dopoguerra	129
5.1.6.	Lavori eseguiti tra il 2015 ed il 2016	139
5.1.7.	Giorni d'oggi.....	142
5.2.	Ricostruzione geometrica e strutturale dello stato di fatto.....	144
5.2.1.	Geometria di pile ed arcate derivante dal rilievo 3D con laser scanner	144
5.2.2.	Caratteristiche del corpo delle pile derivanti da carotaggi	145
5.2.3.	Carotaggi e tomografie elettriche 3D finalizzate alla stima della quota di imposta delle fondazioni	148
5.2.4.	Determinazione dello stato di sollecitazione e delle caratteristiche di deformabilità della muratura mediante l'uso di martinetti piatti	155
5.2.5.	Determinazione della resistenza meccanica di mattoni, pietre e malte.....	161
5.2.6.	Sondaggi tramite pozzetti esplorativi, carotaggi continui ed indagini endoscopiche finalizzate alla determinazione stratigrafica dell'impalcato del ponte.....	164
5.2.7.	Indagini di natura sismica	167
5.2.8.	Caratterizzazione dinamica.....	168

CAPITOLO 6

IL PONTELUNGO SUL RENO: ANALISI NUMERICHE STATICHE E SISMICHE.....	169
6.1. Introduzione	169
6.2. Metodologie di modellazione adottate e relativi legami costitutivi	171
6.2.1. Modellazione a fibre	171
6.2.2. Modello di frattura Total Strain Crack	173
6.2.3. DMEM: Discrete Macro-Element Method.....	176
6.3. Modellazione e relativa calibrazione	181
6.4. Analisi numeriche statiche	185
6.4.1. Modellazione a fibre	185
6.4.1.1. Analisi di sensitività per la calibrazione del numero di fibre.....	187
6.4.1.2. Valutazione del contributo del riempimento	188
6.4.1.3. Valutazione del contributo del rinfianco	191
6.4.1.4. Valutazione dell'influenza del carico uniformemente distribuito da traffico	197
6.4.1.5. Valutazione della posizione critica di applicazione del carico mobile	198
6.4.2. Modellazione a macro-elementi.....	203
6.5. Analisi numeriche sismiche	205
6.5.1. Influenza delle distribuzioni di carico laterale sulla curva di capacità	206
6.5.2. Meccanismi di collasso	209
6.5.3. Valutazione della vulnerabilità sismica attraverso il metodo N2.....	213
CONCLUSIONI	215
BIBLIOGRAFIA	219

Ringraziamenti

Desidero ringraziare il Professor Roberto Scotta e l'Ingegnere Mario Organte per aver accettato di essere rispettivamente il relatore ed il correlatore di questa tesi di laurea ed avermi seguito nel suo sviluppo, dedicandomi il loro tempo e la loro disponibilità per ogni necessità.

Ringrazio tutto il gruppo di CSPFea-Engineering Solutions e di Gruppo Sismica s.r.l. per avermi messo a disposizione le licenze relative ai diversi software utilizzati, avermi supportato nel loro utilizzo rispondendo sempre con grande disponibilità alle mie richieste e concedendomi un corso introduttivo al loro utilizzo.

Un importante ringraziamento va a tutti i docenti che ho avuto la fortuna di incontrare, dalle elementari sino a quest'ultimo periodo universitario, ognuno dei quali mi ha trasmesso qualcosa, permettendomi di giungere al termine di questo percorso.

Un ringraziamento enorme va ai miei genitori ed a mio fratello Marco: vi sono eternamente grato di tutti i sacrifici che avete fatto per me, di tutto l'aiuto che mi avete dato anche se probabilmente non sarò mai in grado di farvi capire quanto siate importanti per me.

Ringrazio Giulia, per avermi sopportato, in particolar modo in quest'ultimo periodo e spero per molto altro tempo ancora.

Ringrazio gli amici che sono stati sempre presenti, con i quali ho potuto confrontarmi, crescere, dai quali ho potuto imparare e con i quali spero di mantenere l'ottimo rapporto creato negli anni.

Non potrò nominare tutti quelli che meritano di essere ringraziati, sostanzialmente perché, per mia immensa fortuna, le persone che mi sono state accanto lungo tutto il percorso sono molte. Tengo in ogni caso a farvi sapere che questo traguardo è stato ottenuto anche e soprattutto per merito vostro.

Paolo

Introduzione

I ponti ad arco in muratura costituiscono una porzione particolarmente rilevante delle infrastrutture europee, ed in particolare italiane, sia stradali che ferroviarie. La percentuale dei ponti ferroviari che ricadono in questa tipologia può essere stimata nell'ordine del 60% [1]; a titolo di esempio, in Gran Bretagna è possibile trovare circa 40 000 ponti ad arco in muratura, i quali rappresentano il 40-50 % dell'intera disponibilità di ponti del paese [2]; in Italia sono circa 11 000 solamente quelli a servizio di infrastrutture ferroviarie di lunghezza superiore a 5 m [3] che diventano circa 56 370 se si considerano anche quelli di sviluppo inferiore [4]; in Spagna sono 3 000 quelli finalizzati al medesimo uso, corrispondenti al 45 % del totale [5]; in Francia sono circa 78 000, in Germania 35 000, in India 21 000 ed in Portogallo 12 000 [6].

I più antichi sono stati realizzati dai Romani, i primi a sfruttare le potenzialità dell'arco per la realizzazione dei ponti, i quali erano di fondamentale importanza per il trasferimento degli eserciti, per i commerci, per le comunicazioni, per il rifornimento d'acqua delle zone residenziali e quindi in generale per lo sviluppo e l'amministrazione dell'impero [7]. Il solo tener conto di come alcuni dei ponti che vengono utilizzati tuttora risalgano a tale epoca permette di comprenderne l'efficienza strutturale.

In ogni caso, la maggior parte di essi è stata realizzata approssimativamente in un periodo che va dal 1840 al 1930 [8] ed ha quindi un'età superiore ai 100 anni tanto che il passare del tempo ha determinato dei fenomeni di degrado associati all'esposizione prolungata ai carichi da traffico, ad importanti vibrazioni, ad assestamenti fondazionali, ad attacchi ambientali associati agli agenti atmosferici e ad eventi naturali estremi come terremoti e piene [1]. L'effetto combinato di questi fattori ha indotto, in alcuni casi, il progressivo deterioramento dei materiali, lo sviluppo di danneggiamenti quali l'apertura dei giunti delle arcate, la formazione di crepe nelle pile, nei muri d'ala e nei parapetti, la perdita di mattoni e deformazioni quali distorsioni nel profilo dell'arco e rotazioni fuori dal piano dei timpani.

Successivamente al periodo indicato, a causa dell'introduzione di nuovi materiali da costruzione come dapprima l'acciaio ed in seguito il calcestruzzo armato normale e precompresso, il loro sviluppo si è ridotto pesantemente. Nonostante questo, come già indicato in precedenza, in tutta Europa è possibile trovare ancora in servizio migliaia di ponti ad arco in muratura o pietra, i quali costituiscono una parte vitale delle strade, delle reti ferroviarie ed acquedottistiche europee. Per questo motivo, eventuali restrizioni associate all'operatività di tali ponti o persino la loro chiusura, anche temporanea, potrebbero determinare delle conseguenze sociali, economiche e politiche molto pesanti.

Essi sono inoltre soggetti a carichi da traffico di molto superiori rispetto a quelli per i quali sono stati progettati, spesso secondo criteri empirici o semplici regole di progetto ed alcuni si trovano

in zona sismicamente attive, quale ad esempio l'Italia, senza che nella loro progettazione fosse tenuto conto di tale aspetto.

Per tutti i motivi elencati, nell'ultimo periodo si è rivelata sempre di maggiore rilevanza la necessità della loro valutazione, sia statica che sismica.

Una prima difficoltà nella valutazione di questa tipologia strutturale risulta associata all'ampia variabilità in termini di particolari esecutivi di natura strutturale i quali dipendono dall'epoca di costruzione, dall'area geografica e dal progettista dell'opera [8]. Per dare un inquadramento al problema che tenga conto di tale aspetto, il *capitolo 1* prenderà in esame appunto gli aspetti storici di maggior rilievo oltre che le tecniche realizzative degli elementi costituenti, strettamente strutturali e non, di un ponte ad arco in muratura.

Altro aspetto di rilievo consiste nella valutazione dei materiali utilizzati per la realizzazione dei diversi elementi costitutivi e nella definizione delle relative proprietà meccaniche. Com'è noto, la muratura è un materiale anisotropo caratterizzato da un comportamento non lineare anche per livelli di carico relativamente ridotti. La definizione di un modello costitutivo che tenga conto degli aspetti maggiormente peculiari senza richiedere oneri computazionali eccessivi nell'esecuzione delle analisi non è un problema di semplice risoluzione. Nel *capitolo 2* è possibile ritrovare delle indicazioni di massima sui materiali generalmente utilizzati, sul comportamento meccanico della muratura e sui parametri caratteristici dei legami costitutivi adottati con maggiore frequenza così come ritrovabili in letteratura o in normative tecniche, riferiti alle tecniche di modellazione effettivamente adottate.

Storicamente le prime ricerche sperimentali sono state finalizzate alla comprensione dei meccanismi di collasso dei ponti ad arco in muratura, in modo tale da poter definire delle teorie strutturali esplicative del loro comportamento. Evidentemente risulta di fondamentale importanza comprendere come essi si comportino sotto azioni statiche e sismiche, in modo tale da adattare i modelli di calcolo a quanto si è osservato dal comportamento effettivo. Per questo motivo le prove sperimentali a collasso su ponti in scala reale forniscono indicazioni particolarmente utili. In particolare elementi costitutivi un ponte ad arco in muratura come riempimento e rinfianco, molto spesso considerati unicamente in termini di peso proprio e non come elementi effettivamente resistenti possono determinare un contributo rilevante. Il *capitolo 3* è volto alla comprensione del comportamento dei ponti ad arco in muratura nel caso di carichi statici e sismici oltre che alla valutazione del contributo resistente determinato da tali elementi.

Come detto in precedenza, i ponti ad arco in muratura sono stati per lo più progettati utilizzando regole empiriche e metodi semplificati basati sulla statica e spesso sviluppati per via grafica, facendo riferimento a carichi da traffico decisamente inferiori rispetto a quelli attuali. La necessità della loro valutazione richiede l'uso di metodologie numeriche che permettano di trovare un compromesso tra affidabilità ed onere computazionale. Nel *capitolo 4* verranno riprese le possibili strategie di modellazione di strutture in muratura ed in particolare gli approcci basati sull'analisi limite, sulla modellazione continua e discreta fino ad arrivare alle metodologie di analisi sismica.

Valutati in questo modo alcuni degli aspetti di maggior peculiarità dei ponti ad arco in muratura e delle strategie di loro valutazione, il presente lavoro si è concentrato sull'applicazione di alcune delle metodologie descritte ad un caso studio reale. In particolare l'oggetto di valutazione consiste nel Pontelungo di Bologna, un ponte ad arco in muratura la cui realizzazione può essere fatta risalire al 1257, il quale è stato allargato nel periodo che va dal 1877 al 1880. Esso, nel suo profilo completo, è costituito da 21 arcate di cui quattro interrate o murate, per un lunghezza complessiva nell'ordine di 300 m ed una larghezza media di 14.30 m. Tenuto conto dei secoli trascorsi dalla sua realizzazione, esso ha subito diversi eventi di rilievo ed ha richiesto interventi di consolidamento. Per questo motivo nella prima parte del *capitolo 5* verrà realizzata un'analisi storica che cercherà di inquadrare l'evoluzione che ha avuto il

ponte, in modo tale da poter trarre delle informazioni necessarie alla successiva fase di valutazione. Inoltre, negli ultimi anni, il ponte è stato oggetto di diverse prove in situ finalizzate alla sua ricostruzione geometrica e strutturale in modo tale da poterne definire le principali caratteristiche e valutarne quindi il suo stato. A tal proposito, nella seconda parte del *capitolo 5* verranno riprese tali prove realizzate attraverso le quali verranno stimate le principali caratteristiche, geometriche e strutturali, del ponte.

Il *capitolo 6* è infine finalizzato alla valutazione statica e sismica del ponte. A tal fine verranno realizzate delle analisi numeriche sfruttando le informazioni reperite dalle prove sperimentali e dalla letteratura tecnica. In particolare, verranno utilizzati diversi metodi di analisi in modo tale da poterne eseguire un confronto. Tali analisi verranno sviluppate utilizzando il metodo degli elementi finiti attraverso i software Midas GEN per una modellazione a fibre e Midas FEA per una al continuo ed un approccio a macro-elementi implementato in HiStrA Bridges.

Attraverso l'approccio a fibre verranno realizzate delle considerazioni iniziali sul comportamento dei ponti ad arco per carichi verticali da traffico, in particolar modo sul contributo determinato dalla diffusione derivante dal riempimento e dall'azione del rinfiacco. Si procederà poi facendo uso di un modello più sofisticato, quale quello a macro-elementi, il quale permetterà di valutare il medesimo comportamento ma tenendo conto in modo esplicito del contributo di riempimento e rinfiacco oltre che di meccanismi di taglio per fessurazione diagonale e scorrimento, particolarmente rilevanti nel caso delle strutture in muratura.

Tale approccio a macro-elementi verrà utilizzato anche per l'analisi sismica del ponte, andando a realizzare delle analisi pushover al variare della distribuzione di carichi laterali mettendo in particolare evidenza il contributo determinato dai meccanismi taglianti, di particolare rilievo per una struttura tozza come quella in esame. Quanto valutato con il modello a macro-elementi verrà messo a confronto con un approccio di modellazione al continuo facendo uso di un legame costitutivo di frattura qual è il '*Total Strain Crack*'.

Il presente lavoro di tesi si prefigge quindi l'obiettivo di dare una ricostruzione generale delle conoscenze attuali riguardanti i ponti ad arco in muratura, valutando diverse metodologie di modellazione al fine di mettere in evidenza il comportamento di tale tipologia strutturale, con tutte le sue peculiarità. Inoltre si vogliono evidenziare i lati positivi e negativi degli approcci di modellazione adottati in modo tale da valutare entro quali termini tali metodologie possano garantire un buon compromesso tra onere computazionale ed affidabilità, garantendone l'uso per scopi pratici.

Capitolo 1

Aspetti storici ed elementi costitutivi di un ponte ad arco in muratura

I ponti in muratura moderni, ed in particolare quelli ferroviari, sono stati costruiti in un periodo che va all'incirca dal 1840 al 1930, nonostante siano identificabili esempi di ponti più datati, rinascimentali o addirittura risalenti all'epoca romana. In ogni caso la maggior parte risale ad un periodo piuttosto ridotto; per questo motivo sono identificabili delle caratteristiche piuttosto comuni [8] che verranno riprese in questo capitolo. Allo stesso tempo è possibile trovare delle peculiarità dipendenti dall'epoca di costruzione, dalla zona e dal progettista dell'opera, le quali devono essere necessariamente approfondite per poter affrontare il problema in modo rigoroso. Oltretutto è ormai assodato che tale tipologia strutturale, in termini di nuove costruzioni, appartiene al passato e non può essere riproposta attualmente a causa degli elevati costi realizzativi. A causa del loro superamento da parte di tipologie strutturali e materiali differenti, nel tempo sono state perse molte delle informazioni pratiche in riferimento alle quali essi venivano progettati e costruiti [8]; questo aspetto determina pesanti difficoltà, tenuto conto che tali ponti rivestono comunque un'importanza fondamentale anche ai giorni d'oggi e richiedono di essere valutati.

Per reperire informazioni è necessario fare riferimento ai manuali tecnici dell'epoca, anche se essi possono dare unicamente indicazioni di massima, tenuto conto che una serie di ponti risale oltretutto ad un periodo precedente al 1900, per i quali è necessario valutare le condizioni di volta in volta.

Come detto quindi, in questo capitolo si riprenderanno le informazioni fondamentali riguardanti gli aspetti storici dei ponti ad arco in muratura, con particolare riguardo agli elementi che li costituiscono; tali nozioni deriveranno sostanzialmente da quanto indicato nei trattati storici.

1.1. Classificazione dei ponti ad arco in muratura

Prima di iniziare con la rassegna degli elementi che costituiscono un ponte ad arco in muratura, si ritiene necessario riprendere una possibile classificazione degli stessi in funzione dell'ostacolo sovrappassato: nel caso si debbano superare ad esempio fiumi, canali o bracci di mare si parla di *ponti* propriamente detti mentre quando l'opera è necessaria a causa della morfologia del terreno (ad esempio nel caso di superamento di una valle) si parla di *viadotti* [9]. Più nello specifico, parlando generalmente di ponti, essi possono essere classificati in

funzione del loro sviluppo riferito al piano orizzontale e verticale; secondo tali criteri è possibile identificare [10]:

- *Ponti retti*: in essi la generatrice delle arcate è parallela ai piedritti con la via portata che si sviluppa in rettilineo, perpendicolarmente ad essa;
- *Ponti inclinati*: in essi la generatrice delle arcate è parallela ai piedritti con la via portata che si sviluppa in rettilineo ma inclinata sul piano orizzontale;
- *Ponti obliqui*: in essi la generatrice delle arcate è ruotata di un angolo α rispetto ai piedritti con la via portata che si sviluppa in rettilineo, potenzialmente inclinata sul piano orizzontale;
- *Ponti curvi*: in essi le generatrici delle arcate non sono parallele tra loro e la via portata si sviluppa secondo una linea curva nel piano orizzontale;
- *Ponti sghembi*: in essi la via portata si sviluppa secondo una linea curva sghemba.

Nei casi in cui l'andamento in pianta non sia rettilineo (il quale si ha per i ponti curvi e sghembi), la curvatura, sia nel piano orizzontale che verticale, si realizza attraverso arcate multiple, le quali possono essere ricondotte ad una delle prime tre tipologie (retto, inclinato o obliquo).

Un'ulteriore tipologia di classificazione è legata al numero di campate che essi possiedono: nel caso in cui essa sia unica si parlerà di ponti *mono-campata* mentre se essi ne possiedono un numero maggiore si parlerà di ponti *multi-campata*.

1.2. Elementi costitutivi di un ponte ad arco in muratura

Nel presente paragrafo verranno messe in mostra le parti principali costituenti un ponte ad arco in muratura, facendo diretto riferimento, salvo diverse indicazioni, a quanto riportato in [8]. Verranno inoltre utilizzate le informazioni reperite nei trattati storici ([11], [12], [13], [14] [15] e [16]). Altre precisazioni si sono ottenute poi facendo uso delle indicazioni contenute nella norma [10] specificamente rivolta ai ponti ad arco in muratura.

Gli elementi costitutivi principali di un ponte ad arco in muratura sono [8] [10] (Figura 1.1, Figura 1.2):

- *Arcata*: detta anche *volta*, è la struttura portante il piano viabile e poggia su elementi verticali detti *piedritti*;
- *Piedritti (spalle, pile e pile-spalle)*: sono le strutture di sostegno verticale delle arcate, comprese tra il piano di imposta di quest'ultime ed il piano superiore della fondazione (il quale generalmente viene posto, nei ponti con piedritti in alveo, poco al di sopra del livello di massima magra).

Le *spalle* sono i piedritti estremi del ponte e quindi sono realizzate in corrispondenza delle sponde; esse hanno la funzione di equilibrare la spinta proveniente dalle arcate terminali senza che vi sia una contospinta, se non per il contributo fornito dal terrapieno.

Le *pile* sono i piedritti intermedi tra due arcate consecutive; esse trasmettono alla fondazione le azioni provenienti dalle arcate. Nel caso in cui le arcate adiacenti siano uguali (o comunque poco dissimili), le pile sono soggette sostanzialmente a sola compressione (con momento e taglio quasi trascurabili, a meno che le arcate abbiano luce particolarmente diversa), derivante dal peso proprio della pila stessa e dalla risultante delle azioni trasmesse dalle arcate.

Le *pile-spalle* sono piedritti dimensionati per resistere all'azione derivante da due volte adiacenti asimmetriche o nel caso di assenza di una delle due, ad esempio conseguente ad un collasso della stessa, evitando in questo modo il crollo complessivo della struttura. Tenuto conto che in questi casi la risultante delle azioni provenienti dalle arcate è inclinata, esse sono soggette a pressoflessione e taglio.

- *Rostr* (detti anche *tagliacque*): sono degli elementi aggettanti disposti in corrispondenza dei piedritti in alveo, finalizzati alla modifica graduale della sezione dell'alveo stesso. Essi consentono di ridurre il rischio di erosione del fondo e deviano il materiale galleggiante trasportato dalla corrente.
- *Rinfianco, riempimento e cappa*: svolgono la funzione di colmare lo spazio tra arcata e piano stradale/ferroviario. Per questo motivo essi sono generalmente trattati come elementi privi di funzione strutturale mentre, nella realtà, svolgono una funzione spesso non del tutto trascurabile anche a tale fine.

Il *rinfianco* viene disposto in adiacenza alla volta e con spessore maggiore in corrispondenza di imposte e pile; esso è compreso tra la superficie di estradosso della volta, i timpani ed un piano tangente all'estradosso in prossimità della chiave. Inoltre è costituito in genere da un conglomerato dotato di discrete caratteristiche meccaniche, inferiori rispetto a quelle delle murature delle arcate e di peso maggiore rispetto a quello della volta.

Al di sopra viene collocato il *riempimento*, il quale è costituito da materiale sciolto o conglomerato molto povero.

Tra rinfianco e riempimento viene disposta la *cappa*, la quale svolge la funzione di impermeabilizzazione del ponte.

- *Timpani*: detti anche *muri frontali* o *andatori*, sono appunto i muri laterali che hanno la funzione di contenere lateralmente il rinfianco, il riempimento o le spinte orizzontali derivanti dalle voltine di alleggerimento longitudinale. Essi si sviluppano superiormente alle arcate ed alle pile fino all'altezza del suolo stradale.
- *Coronamento*: costituisce la parte superiore ai timpani ed è composto dal *plinto* e dal *parapetto*;
- *Muri di risvolto e muri d'ala*: sono i muri disposti in corrispondenza delle spalle con la funzione principale di sostenimento del rilevato; quando disposti parallelamente all'asse del ponte essi possono fungere anche da irrigidimenti per le spalle stesse.
- *Fondazioni*: costituiscono l'elemento di connessione tra la struttura ed il terreno; possono essere *profonde* (su pali), *semiprofonde* (a pozzo) oppure *superficiali* (a plinto o a platea).

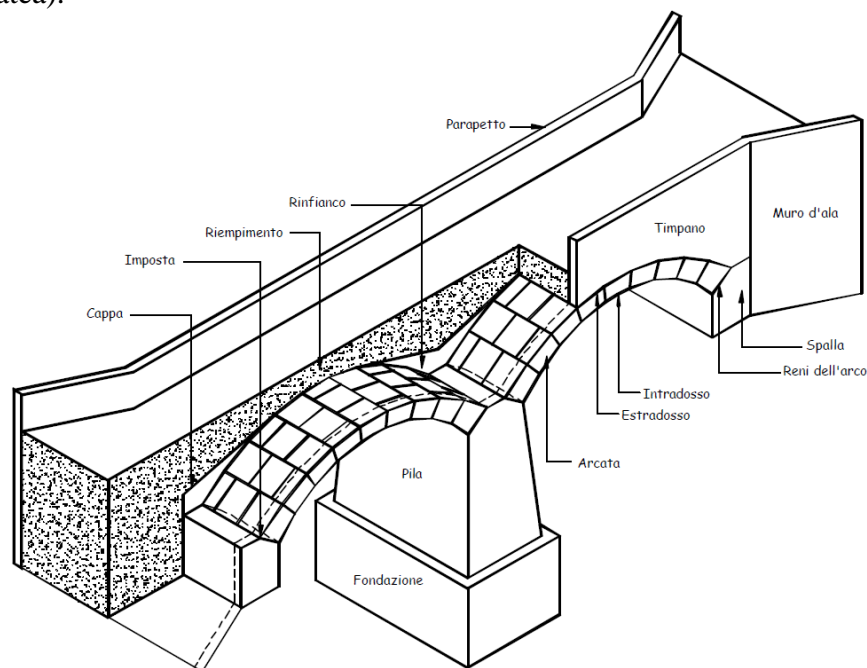


Figura 1.1 Spaccato assonometrico di un ponte in muratura a due campate uguali in corrispondenza di una spalla (immagine ripresa da [2] e modificata da [8]).

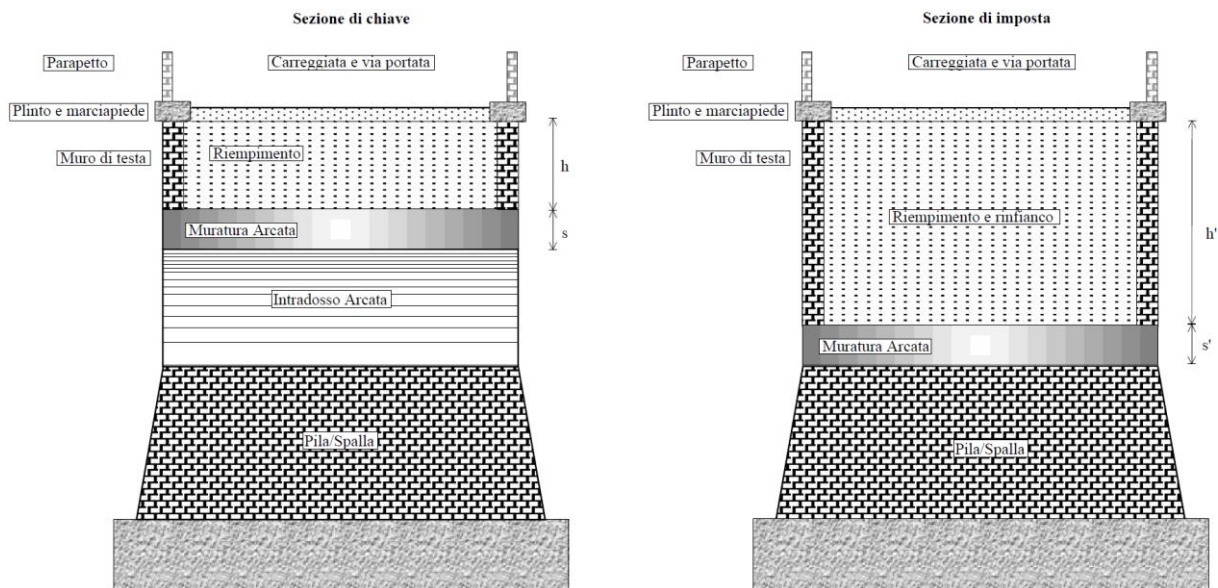


Figura 1.2 Sezioni trasversali tipo, in chiave (a sinistra) e all'imposta (a destra) di un ponte ad arco in muratura. [10]

1.2.1. Arcate

L'*arcata* è la struttura che sostiene il piano viabile e poggia sui *piedritti*. Essa si sviluppa a partire dal *piano di imposta*, il quale corrisponde alla demarcazione tra arcata stessa e piedritti ed è composta dalle *armille* (dette anche *archi di testa*) e dal *corpo*. Le *armille* corrispondono agli archi di monte e valle (cioè agli archi terminali dell'arcata) mentre il corpo costituisce la parte centrale, compresa tra le armille stesse. Tenuto conto che il corpo non risultava direttamente a vista, esso veniva generalmente realizzato con un materiale meno pregiato e con inferiore precisione esecutiva.

Una delle parti più importanti costituenti un'arcata è la *testa*, composta a sua volta dal *concio di chiave* (detto anche semplicemente *chiave* o *serraglia*), il quale è il cuneo disposto in sommità all'arcata stessa e dalle *controchiavi*, le quali sono i due cunei subito adiacenti alla chiave.

Un'altra parte particolarmente importante è quella in corrispondenza del piano di imposta dell'arcata, dove si trova il *concio alle reni* (detto anche *giunto di rottura*), il quale è l'ultimo concio costituente la volta, subito sopra al piedritto, disposto spesso ad angolo tra i 50° ed i 60° rispetto alla direzione del piano verticale passante per il centro dell'arco.

La superficie inferiore della volta è generata dalla *curva di intradosso* mentre quella superiore (corrispondente alla superficie limite di separazione tra volta e timpani) dalla *curva di estradosso*. Tali curve possono presentare differenti *raggi di curvatura*, non necessariamente costanti (si possono infatti trovare curve anche non circolari).

Una classificazione essenziale degli archi può essere realizzata in funzione del loro *ribassamento*, cioè del rapporto tra *freccia netta* f (massima distanza tra curva di intradosso e la corda che la sottende) e *luce netta* L (lunghezza della corda che sottende la curva di intradosso) (Figura 1.3):

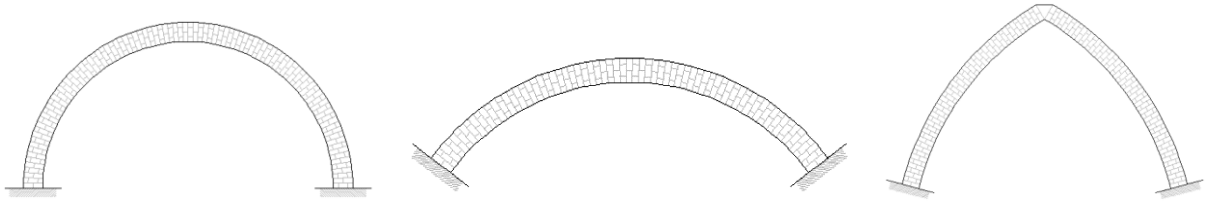


Figura 1.3 Tipologia di archi in funzione della forma e del ribassamento: a sinistra un arco a tutto sesto, al centro un arco a sesto ribassato e a destra un arco a sesto acuto. [17]

- *Archi a tutto sesto* (di forma semicircolare) quando $0.4 < f/L < 0.5$ (è possibile ritrovare anche semplicemente la condizione $f/L = 0.5$). La maggior parte delle arcate ricadono in questa tipologia; la motivazione è probabilmente da ricercarsi nella facilità esecutiva; infatti esse venivano realizzate per avanzamenti successivi e quindi una delle fasi avrebbe dovuto prevedere la realizzazione di una di esse senza che vi potesse essere il contrasto di quelle successive, le quali avrebbero limitato l'azione spingente sulla pila. Essendo l'arco a tutto sesto la forma che risulta meno spingente tra quelle disponibili, le sollecitazioni flessionali sulla pila vengono minimizzate (Figura 1.4).

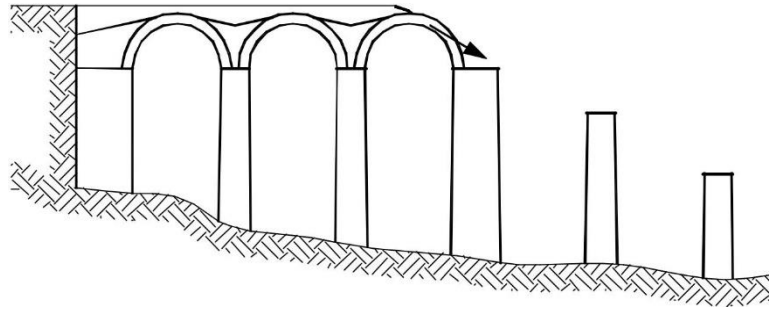


Figura 1.4 Fasi successive di costruzione delle arcate e conseguenti spinte sulle pile. [8]

- *Archi a sesto ribassato* (di forma circolare, policentrici oppure, molto raramente, semiellittici) quando $0.11 < f/L < 0.4$ (si ritrova spesso anche la condizione $f/L < 0.5$);
- *Archi a sesto acuto* (o *ogivale* o *rialzato*) quando $f/L > 0.5$. Questa forma veniva adottata in genere se si avevano forti carichi concentrati in chiave. Nei ponti ad arco essa è molto rara in quanto richiede monte elevate e quindi un numero maggiore di campate al fine di rispettare la livelletta stradale.

Nel caso di *archi a tutto sesto* (Figura 1.5 a) l'intradosso dell'arco viene raccordato con i paramenti delle pile mentre in quelli *ribassati* esso forma uno spigolo che generalmente permette di identificare con precisione la separazione tra arcata e pila (Figura 1.5 b).



Figura 1.5 Viadotto Pesio – linea Fossano-Ceva, progressiva 14+200 (a); Ponte Meletta – linea Trofarello-Cuneo, progressiva 19+256 (b). [8]

In ogni caso, per quanto riguarda gli *archi a tutto sesto*, molto spesso essi vengono valutati come se siano *a sesto ribassato*, con le *reni* rialzate di 30° rispetto all'orizzontale e di conseguenza angolo al centro pari a 120° . In questo modo l'arco, definibile a tutto sesto architettonicamente, viene trattato strutturalmente come ribassato, in particolare con $f/L \cong 0.29$. Tale modo di procedere deriva da considerazioni di tipo empirico: l'esperienza ha mostrato infatti che i ponti ad arco in muratura giunti a collasso conservano una parte dell'arcata in adiacenza della pila, qualitativamente corrispondente appunto ad un sollevamento delle reni di 30° (Figura 1.6). Come si vedrà nel seguito, tale comportamento è generalmente derivante dal contributo dato dal *rinfianco* disposto in corrispondenza delle pile ed a lato delle arcate (maggiori considerazioni riguardanti il contributo derivante dal rinfianco possono essere ritrovate nel capitolo 3).



Figura 1.6 Ponte di S. Agata – Genova: stato di fatto a seguito delle alluvioni del 1970 e 2011 che hanno determinato il collasso di parte delle arcate che lo formavano. La freccia rossa indica la parte dell'arcata conservata, come se le reni fossero rialzate di un angolo prossimo a 30° . [8]

Come già detto, generalmente nei ponti sono adottate le *volte a botte*, determinate dalla traslazione della curva *generatrice* (l'arco) lungo una retta detta *direttrice*, a pianta retta. Come visto in precedenza, essa può essere *a tutto sesto* (la maggiormente diffusa), *ribassata* o

rialzata. I casi in cui si trovino arcate con geometria non cilindrica sono molto rari mentre più frequentemente è possibile individuare piante non rette in quanto l'asse di tracciamento dell'infrastruttura può risultare non ortogonale all'asse della valle.

L'intradosso ha un profilo determinato da una superficie cilindrica con generatrice costituita da un arco di circonferenza a raggio costante nelle *arcate monocentriche* mentre 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 tra loro. Quest'ultima tipologia si trova raramente nei ponti ad arco in muratura mentre è più frequente in quelli in calcestruzzo.

Una motivazione dell'uso della circonferenza, e non di altre forme (quale ad esempio l'ellisse) può ritrovarsi nella praticità della stessa per quanto riguarda la semplicità costruttiva nel tracciamento ed esecuzione delle *centine*, utilizzate nella fase realizzativa delle arcate.

È possibile individuare anche viadotti in cui sono presenti più *ordini* di arcate, con le inferiori che non sono vere e proprie volte in quanto hanno generalmente larghezza inferiore a quella delle pile. La loro funzione strutturale è quella di ridurre gli effetti flessionali sulle pile, nei casi in cui quest'ultime siano particolarmente alte (Figura 1.7). Tale presenza di ordini superiori di arcate si ritrova nel caso di pile di altezza superiore ai 20-30 m.



Figura 1.7 Viadotto Stura – Linea Fossano-Ceva, progressiva 2+606. [8]

La muratura utilizzata per l'arcata principale era generalmente in *pietra da taglio*, *pietra concia* (cioè pietra ricavata da rocce tenere, preparate a forma di cuneo o di parallelepipedo, poste in opera con malta) oppure in *mattoni di laterizio*. Solitamente, per motivi economici e decorativi, l'uso della pietra da taglio era limitata agli archi frontali (cioè alle *armille*) ed ai *conci di imposta*, mentre la rimanente parte della struttura era realizzata in laterizio. Solamente se la struttura doveva avere una capacità portante particolarmente elevata l'arcata viene realizzata completamente in pietra da taglio ma generalmente era sufficiente l'utilizzo del laterizio, il quale può dirsi essere quindi il materiale maggiormente utilizzato, a causa della sua leggerezza, facilità di posa ed economicità. Inoltre, utilizzando laterizi e malte a lenta presa era possibile raggiungere resistenze piuttosto prossime a quelle derivanti dalla disposizione di pietre da taglio.

Per il corretto comportamento complessivo della struttura era inoltre particolarmente importante la *tessitura* della muratura, cioè la disposizione dei singoli elementi che la costituivano. Per quanto riguarda l'arcata, i conci dovevano presentare angoli retti con i giunti che si intersecavano perpendicolarmente; per soddisfare tale condizione, nelle volte a pianta rettangolare, i conci venivano disposti secondo la *tessitura retta* (o *ordinaria*), cioè con file parallele alle generatrici, facendo in modo che in chiave si trovasse sempre un concio e non un giunto. Per questo motivo, mentre le dimensioni dei conci erano dipendenti dagli elementi a disposizione del costruttore, il loro numero era sempre dispari, proprio per fare in modo che vi

fosse un concio centrale in corrispondenza della chiave. Inoltre ogni fila veniva disposta sfalsando i giunti rispetto alla precedente, in modo tale da evitare la possibile formazione di superfici di rottura preferenziali.

Non sempre le arcate presentano superfici comprese tra due curve parallele; spesso infatti lo spessore dell'arcata aumenta procedendo dalla chiave verso le imposte. In alcune occasioni l'estradosso dell'arcata veniva realizzato *scalettato* (Figura 1.8) per evitare di dover disporre angoli acuti dove si sarebbero ottenute concentrazioni tensionali e per ottenere un collegamento migliore dei cunei delle arcate con quelli dei *timpani* frontali.

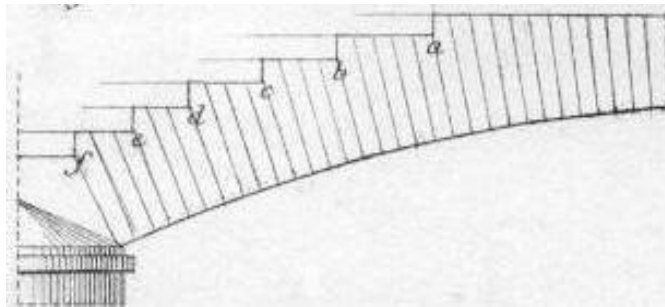


Figura 1.8 Estradosso di un'arcata scalettata. [13]

Nel caso in cui la volta fosse *obliqua*, cioè dotata di pianta a forma di parallelogramma, non era possibile utilizzare semplicemente la tessitura *retta*, in quanto essa avrebbe determinato la formazione di due porzioni di volta appoggiate su una sola imposta (si veda la Figura 1.9 a, dove le due porzioni grigie, di estremi ABC e A'B'C' poggiano rispettivamente unicamente in corrispondenza dell'imposta di sinistra oppure destra se realizzati in modo *ordinario*).

Se l'obliquità è ridotta oppure l'arcata è particolarmente larga e di piccola luce, generalmente veniva utilizzata la tessitura ordinaria per la parte interna mentre per le corone frontali dei conci a spessore variabile (Figura 1.9 b).

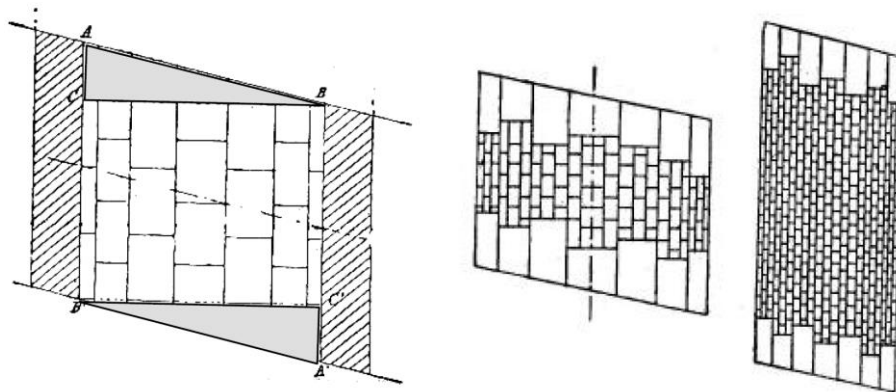


Figura 1.9 Tessitura retta su arcata obliqua: è possibile vedere le unghie triangolari ABC e A'B'C' prive di appoggio su uno dei due lati (a); tessitura utilizzata per strutture di ridotta obliquità o larghi e di ridotta luce: la parte estrema è realizzata con conci di dimensione variabile mentre quella centrale con la tessitura ordinaria (b). [14]

Se l'obliquità era particolarmente elevata si utilizzava allora la *tessitura elicoidale* (o *inglese*). In essa i conci erano tutti uguali e formavano angoli diedri circa retti, tranne quelli che con le corone frontali (Figura 1.10). I giunti risultavano disposti secondo due superfici elicoidali ed erano perpendicolari tra loro e rispetto alla superficie di intradosso. Il giunto in corrispondenza dell'imposta era inclinato rispetto l'orizzontale di una quantità dipendente dall'obliquità dell'arcata.

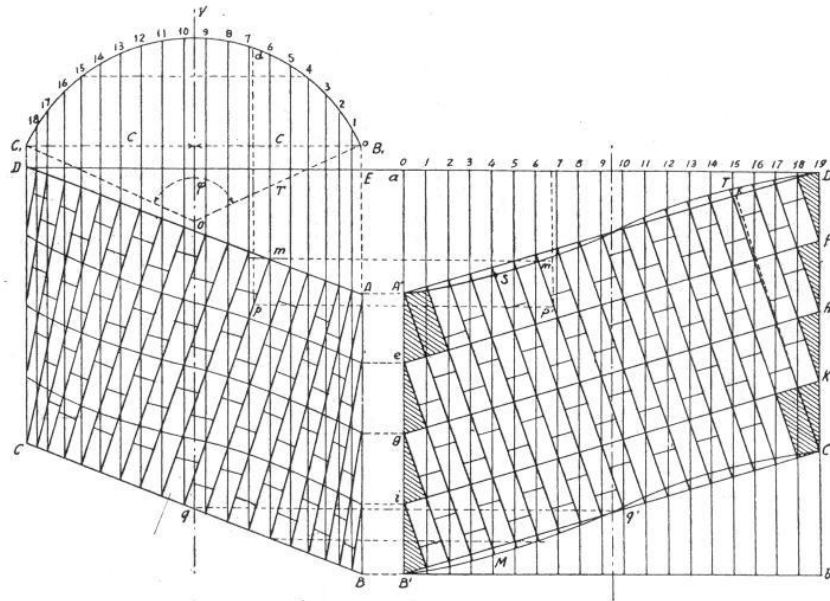


Figura 1.10 Tessitura elicoidale. [15]

Nel caso l'obliquità fosse particolarmente pronunciata, tanto da superare i 45° , alla tessitura elicoidale era generalmente preferita la disposizione di più archi paralleli di minore larghezza (Figura 1.11), la quale risultava più semplice ed economica. Essa aveva però lo svantaggio di determinare delle strutture parallele sostanzialmente indipendenti una dall'altra, per cui era necessaria una solidarizzazione delle stesse con tirantature di ferro o conci doppi che interessassero due anelli consecutivi.

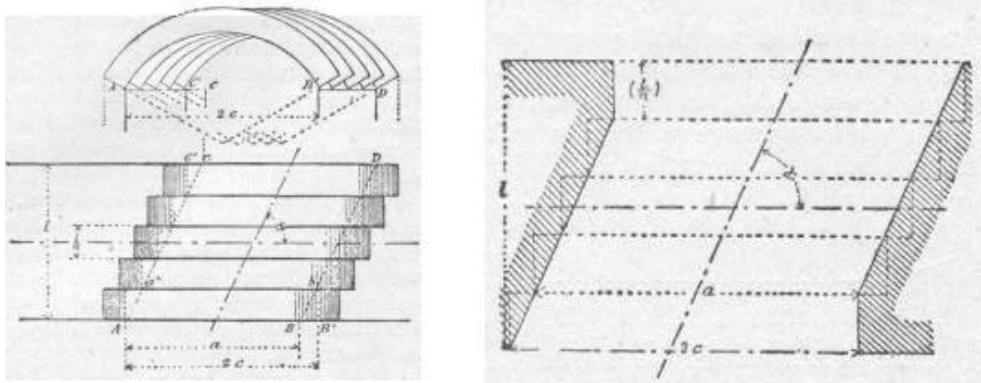


Figura 1.11 Arcate oblique realizzate con volte parallele adiacenti. [14]

La realizzazione pratica della volta veniva eseguita con due possibili metodi: il *metodo ordinario* oppure quello *delle zone concentriche*.

Nel *metodo ordinario* ogni filare veniva completato prima di eseguire il successivo, con giunti estesi per tutto lo spessore dell'arcata (Figura 1.12 a); in questo modo però lo spessore del giunto di malta non poteva essere costante ma aumentava verso l'esterno, arrivando potenzialmente a dimensioni eccessive, che non consentivano all'arcata di deformarsi in modo omogeneo (Figura 1.12 b). Esso richiedeva inoltre la disposizione di centine particolarmente robuste, in quanto l'arco veniva realizzato concio per concio in tutto il suo spessore.

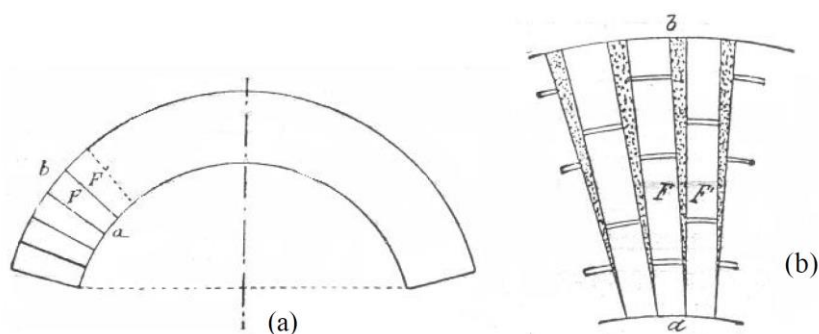


Figura 1.12 Realizzazione dell'arcata con il metodo *ordinario* (a); allargamento dei giunti di malta nella realizzazione seguente dei diversi filari (b). [14]

Nel metodo delle *zone concentriche* la volta veniva realizzata a strati sovrapposti, con l'inferiore che costituiva parte della struttura ma che fungeva già da sostegno al successivo (Figura 1.13).



Figura 1.13 Arcata a due strati realizzata con il metodo delle zone concentriche presente in un ponte ferroviario della linea Savona-Carmagnola, progressiva chilometrica 44+477. [8]

Si aveva quindi il vantaggio di poter disporre una centina meno robusta in quanto essa doveva sostenere unicamente il primo strato; d'altro canto il comportamento dei diversi strati non era omogeneo in quanto il primo, dovendo sostenere tutti i successivi, era certamente più sollecitato. Per fare in modo di ottenere una redistribuzione tensionale che riducesse tale problematica, venivano utilizzate malte a presa lenta, con i vari strati dell'arcata che venivano realizzati rapidamente; in questo modo i giunti venivano caricati prima che la malta fosse maturata potendo innescare dei fenomeni di scorrimento differito che conducevano ad esaurimento i fenomeni di redistribuzione tensionale già durante la fase di realizzazione.

Se l'arcata veniva realizzata in pietra si utilizzava quasi esclusivamente il metodo *ordinario*, in quanto il concio poteva essere sagomato per fare in modo di realizzarne a spessore costante. Per questo motivo il metodo delle *zone concentriche* veniva utilizzato solo per arcate di spessore particolarmente importante.

Come si vedrà meglio nel capitolo 4, la stabilità di un'arcata dipende dalla posizione della *curva delle pressioni*¹. Secondo quanto indicato in [14], nelle arcate realizzate per strati successivi si determina un abbassamento della curva delle pressioni rispetto a quella che si otterrebbe, a parità di spessore, in un'arcata eseguita con il metodo ordinario. Tenuto conto che generalmente

¹ La *curva delle pressioni*, detta anche *linea di spinta*, corrisponde alla congiungente dei punti di applicazione delle spinte associabili ai diversi conci di cui è costituita un'arcata. Perché quest'ultima si possa trovare in equilibrio è necessario che tale curva sia, in ogni sezione, contenuta all'interno dello spessore, in modo tale che la distribuzione delle tensioni sia ovunque di compressione.

tale curva si trova in prossimità dell'intradosso alle imposte ed all'estradosso in chiave, un suo abbassamento determina una maggiore sicurezza nei confronti dello schiacciamento del materiale della sezione in chiave ed una minore in corrispondenza delle imposte. Per questo motivo capita di trovare anche l'utilizzo di un *metodo misto*, con l'applicazione di quello ordinario in prossimità delle imposte e quello per zone concentriche (a strati) nella parte centrale (Figura 1.14). Con tale tecnica la centina poteva essere alleggerita anche nel caso in cui l'arcata fosse poco ribassata, non disponendo opere provvisorie fino ad una inclinazione di 15° [14].

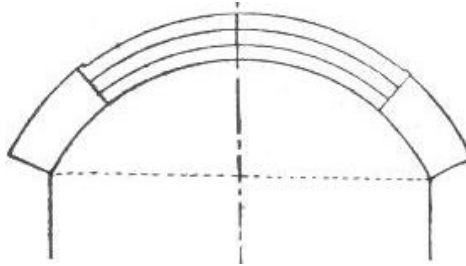


Figura 1.14 Applicazione del metodo misto per la realizzazione di un'arcata. [14]

Il metodo delle zone concentriche subì poi un'evoluzione con il *metodo a punti multipli di chiusura* (Figura 1.15 a sinistra), sviluppato al fine di contenere la fessurazione dell'arcata derivante dalla deformabilità della centina che la sosteneva in fase provvisoria. Infatti si poteva determinare l'apertura dei giunti dove si aveva il passaggio da un appoggio rigido (quale quello in corrispondenza della pila) ad uno deformabile (sui puntelli intermedi). In questo metodo la costruzione avveniva per settori separati da spazi vuoti, disposti dove si poteva presentare la fessurazione (Figura 1.15 a destra), tale da consentire il cedimento differenziale delle centine quando la struttura non era stata ancora completata, senza che si determinassero stati di coazione interna nell'arcata. Tali zone lasciate libere venivano poi riempite in un secondo momento con malta di cemento.

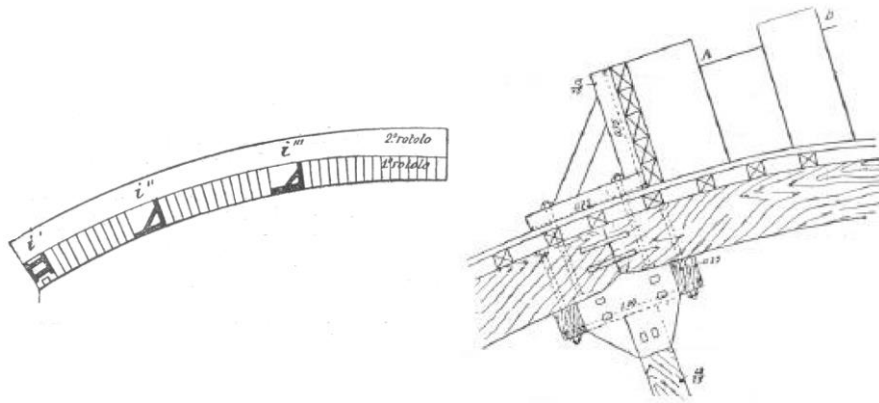


Figura 1.15 Metodo a punti multipli di chiusura (a sinistra); particolare della centinatura (a destra). [14]

1.2.2. Piedritti

I *piedritti* possono essere classificati in *spalle*, *pile* e *pile/spalle*.

Secondo quanto indicato in [10], essi hanno la funzione di riportare in fondazione le azioni trasmesse dalle arcate. Le azioni agenti consistono nelle azioni verticali derivanti da quest'ultime oltre che a quelle orizzontali (longitudinali e trasversali).

Nei casi in cui essi dovessero essere realizzati in alveo, era necessario fossero sufficientemente ampi per assorbire il carico ma allo stesso tempo la parte sommersa non doveva essere troppo estesa, per non favorire fenomeni di rigurgito. Allo stesso tempo nel calcolo venivano considerate ininfluenti eventuali asimmetrie derivanti dall'applicazione di carichi accidentali, così come anche la spinta della corrente sulle parti sommerse in condizioni di piena, in quanto agente nella direzione di maggiore rigidità. Particolarmente importante è invece tenere in conto dell'effetto di erosione derivante dalla corrente sulla base del piedritto.

1.2.2.1. Spalle

Le *spalle* hanno la funzione di sostenere il terreno e dare appoggio alle arcate terminali; tenuto conto che quest'ultime trasmettono alla spalla una rilevante spinta orizzontale senza che vi sia un'azione di contrasto, come avviene invece nelle pile, esse sono fortemente pressoinflesse e per questo devono essere generalmente ben più ampie delle pile. Generalmente, nel loro calcolo, non veniva tenuto in conto la spinta del terrapieno sulla faccia posteriore, avendo essa effetto stabilizzante.

In buona parte consistono in muri di muratura particolarmente massicci di dimensione spesso più ampia della loro parte visibile, con sezione verticale generalmente trapezia (oppure rettangolare o ancora dotata di riseghe) ed orizzontale rettangolare, dotata di muri d'irrigidimento (*muri di accompagnamento*) nella direzione longitudinale del ponte (Figura 1.16). Quest'ultimi hanno funzione di contenimento del rilevato oltre che di contrafforti viste le loro dimensioni rilevanti in rapporto alla geometria della spalla.

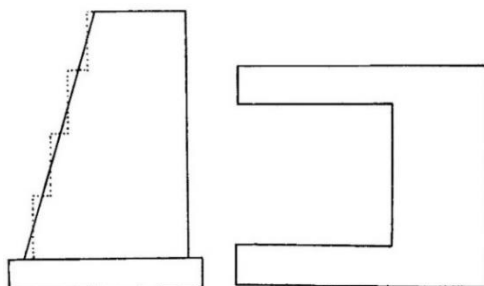


Figura 1.16 Sezione longitudinale (a sinistra) e pianta (a destra) di una spalla da ponte. [11]

La tessitura di spalle e pile veniva realizzata a *corsi orizzontali*, salvo nelle zone d'imposta dove vi era la necessità di resistere alle elevate spinte orizzontali trasmesse dall'arcata. Per questo motivo quest'ultima veniva impostata su una muratura con tessitura differente o su blocchi di pietra sagomati per consentire la maggior possibile distribuzione degli sforzi.

La causa principale di dissesto delle spalle è associata allo scorrimento dei giunti di malta derivante dalle importanti spinte orizzontali trasmesse dall'arcata. Per questo motivo, le reni degli archi, sia in corrispondenza della spalla che della pila, non presentano giunti di malta orizzontali ma una tessitura di mattoni dotati di giunti di malta disposti perpendicolarmente alla direzione di spinta (Figura 1.17) oppure, per strutture particolarmente rilevanti, da blocchi di pietra sagomati.

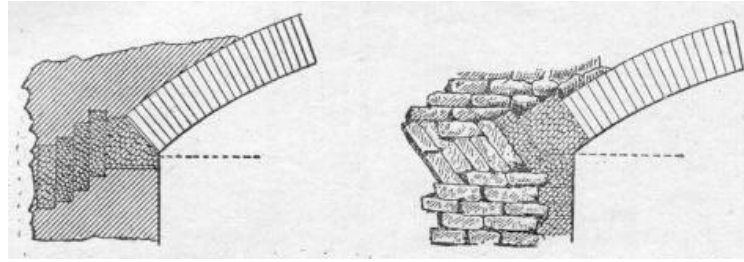


Figura 1.17 Disposizione dei blocchi in muratura di mattoni in prossimità dell'imposta. [14]

Nei ponti di grande luce, la spalla poteva raggiungere dimensioni particolarmente rilevanti; in questi casi veniva spesso realizzato un vano interno sostenuto da una grossa arcata a sesto ribassato (Figura 1.18 a). In questo modo la spinta dell'arco compensava parzialmente quella dell'arcata del ponte. I vani nascosti all'interno delle spalle venivano realizzati anche con l'obiettivo di alleggerire la struttura e di ridurre l'utilizzo di materiale, alcune volte realizzando anche un arco rovescio di fondazione (Figura 1.18 b), il quale consentiva di ottenere una ripartizione uniforme dei carichi riducendo le azioni in fondazione. Tali vani interni risultano visibili nei casi in cui dovessero fungere anche da sottopassaggio pedonale.

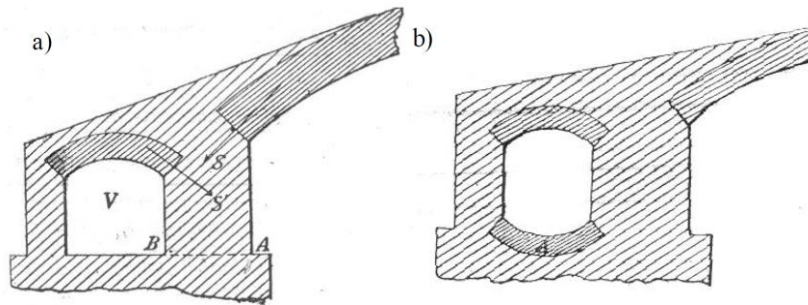


Figura 1.18 Vani disposti all'interno delle spalle per diminuire il volume e ridurre la spinta (a); il carico in fondazione (b). [14]

Spesso questi vani praticati nella spalla venivano lasciati aperti per permettere il passaggio di strade e per consentire, durante la piena del corso d'acqua, un miglior deflusso della stessa. Era di conseguenza complicato impostare l'arco superiore del vano a quota sufficientemente bassa in modo che, posizionandolo circa in prosecuzione dell'arcata principale, rinforzasse la spalla; per ovviare a tale difficoltà, l'alleggerimento della spalla veniva realizzato eseguendo dei vani a sezione circolare a quota elevata, al di sopra dell'arcata. Altrimenti, sempre con il fine di alleggerire le spalle, venivano disposti dei contrafforti in direzione parallela al ponte; le arcate potevano essere poi estese fino all'interno delle spalle e confinate con muratura piena o lasciando dei vani laterali (Figura 1.19).

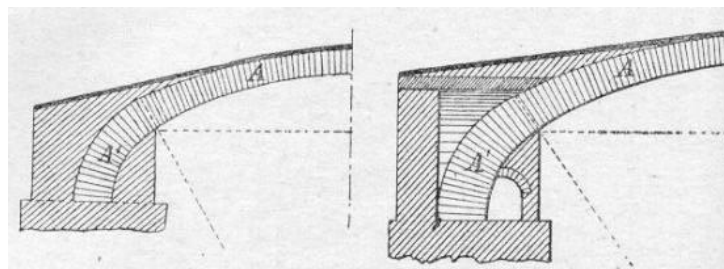


Figura 1.19 Possibile disposizione delle arcate in corrispondenza delle spalle. [14]

Nel caso dei ponti propriamente detti, cioè dotati della funzione di superare un corso d'acqua, al fine di deviare il corso della corrente, sono stati previsti *rostri* a monte e a valle delle spalle,

allargando quindi quest'ultime ben più di quanto non lo fosse l'arcata: per questo motivo è possibile individuare spalle di larghezza maggiore a quella della sede stradale (Figura 1.20).

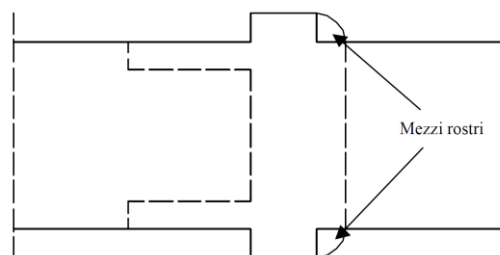


Figura 1.20 Spalla dotata di mezzi rostri. [8]

Non sempre le spalle risultano essere visibili dall'esterno. Un caso tipico si presenta quando l'obiettivo era la realizzazione più superficiale possibile delle fondazioni; per ottenere questo scopo esse venivano interrato nel terreno (Figura 1.21).

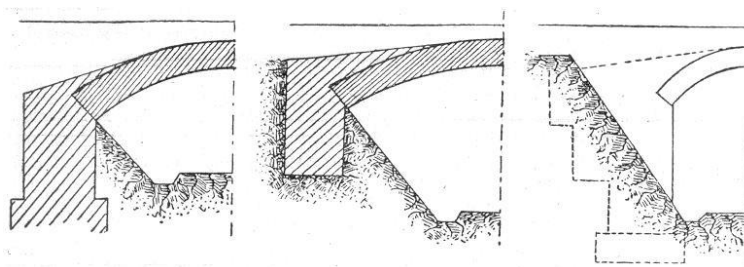


Figura 1.21 Esempi di spalle non visibili dall'esterno. [14]

1.2.2.2. Pile

Le *pile* venivano realizzate con forme decisamente più svariate rispetto alle spalle a causa delle loro esigenze estetiche oltre che strutturali. La loro sezione orizzontale era rettangolare (eventualmente trapezia nel caso di ponti con sviluppo planimetrico curvilineo) e dotata anch'essa, come per le spalle, di *rostri* finalizzati alla modifica graduale della sezione dell'alveo.

Nel caso dei *ponti* (cioè quando esse si trovano in alveo e sono piuttosto basse e tozze), i paramenti delle pile risultano generalmente verticali mentre nei *viadotti* sono a scarpa, con inclinazione dei lati corti minore di quella dei lati maggiori e legge di variazione del profilo lineare oppure curvilinea (generalmente logaritmica). Infatti una possibile distinzione tra ponti e viadotti è individuabile proprio nella configurazione delle pile: generalmente nei ponti esse sono piuttosto corte mentre nei viadotti sono molto più alte e snelle.

Le *pile da ponte* hanno altezza inferiore di circa 15 m a partire dallo spiccatto di fondazione (per cui la parte effettivamente visibile è generalmente ben più inferiore) e, come detto, hanno quasi sempre paramenti verticali. Nei pochi casi in cui le altezze dovessero essere maggiormente rilevanti allora si disponeva una scarpa, con pendenza 1/10 o 1/20. Tale scarpa veniva differenziata tra paramento interno ed esterno nel caso in cui si avesse a che fare con un ponte ferroviario in curva: dalla parte esterna alla curva si disponeva una pendenza circa doppia (1/5 – 1/8) rispetto a quella interna indicata in precedenza (1/10 – 1/20). In questo modo era possibile almeno parzialmente equilibrare la forza centrifuga derivante dal passaggio dei convogli ferroviari.

Ancor più di quanto non avvenisse nelle spalle, anche le pile avevano la necessità di limitare la pressione applicata dalla fondazione al suolo; per fare ciò venivano inseriti dei vani vuoti che consentivano un alleggerimento della struttura.

Lo spessore della parete esterna della pila non è sempre facilmente valutabile senza l'esecuzione di opportune prove (quali ad esempio sondaggi). Come considerazione di carattere generale, è possibile affermare che nei ponti più antichi si trovano paramenti di spessore importante, anche superiori a quelli strettamente necessari per garantire stabilità alla struttura.

Le *pile da viadotto* sono generalmente molto più alte e snelle per cui spesso veniva ridotta la loro altezza libera attraverso la disposizione di un secondo ordine di arcate (soprattutto quando la loro altezza superava i 40 m). Disposte le pile nella direzione della corrente, la pendenza delle facce frontali (perpendicolari al corso del fiume) era nell'ordine di $1/16 - 1/10$ mentre quella delle facce laterali (parallele al corso del fiume) compresa tra $1/25$ e $1/20$.

Il paramento esterno delle pile poteva essere dotato di contrafforti, generalmente in corrispondenza delle pareti di testa (Figura 1.22 a sinistra). Anche le pile dei viadotti, nonostante fossero particolarmente snelle, venivano alleggerite ma generalmente con vani chiusi o, poco spesso, con vani accessibili su tutta l'altezza o suddivisi in più camere (Figura 1.22 a destra).

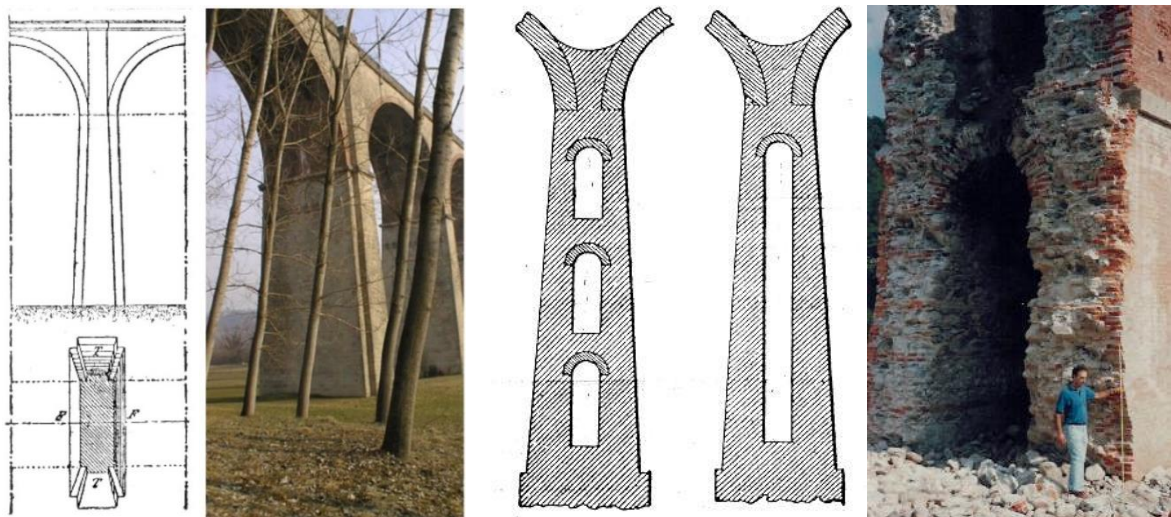


Figura 1.22 Pila dotata di contrafforti di testa (T) e di fronte (F) [13] a confronto con quella del viadotto ferroviario Pesio – linea Fossano-Ceva, progressiva chilometrica 14+200 [8] (a sinistra); Pile da viadotto cave [14] a confronto con quella del viadotto ferroviario della linea Savona-Carmagnola, progressiva chilometrica 52+133 [8] (a destra).

1.2.2.3. Pile-spalle

Oltre alle pile ed alle spalle propriamente dette, è possibile identificare anche degli elementi di sostegno verticale intermedi tra le due, detti *pile-spalle*. Esse venivano disposte nei ponti multi-campata ogni determinato numero di pile essenzialmente per due scopi: il primo era legato all'esigenza di garantire che nel caso di collasso di un'arcata almeno parte del ponte potesse sopravvivere (infatti, soprattutto nei viadotti, il collasso di un'arcata determina l'insorgere di importanti spinte sulla pila adiacente, non contrastata dall'arcata crollata, per le quali essa non è stata dimensionata; in questo modo, generalmente essa crolla portando con sé l'arcata successiva e determinando lo sviluppo di un fenomeno a catena che si risolve quando una pila è in grado di sostenere le spinte aggiuntive a cui è soggetta). La pila-spalla veniva quindi realizzata come una pila di dimensioni aumentate (maggiormente tozza quindi) in modo tale che essa fosse in grado di frenare tale fenomeno a catena, interrompendolo in sua corrispondenza ed evitando il collasso complessivo del ponte. Il secondo scopo era invece legato alla fase realizzativa: essa consentiva di eseguire il ponte per gruppi di arcate, con l'ultima di queste che poggiava su di una pila in grado di sostenere la spinta derivante.

Il numero di pile-spalle e conseguentemente il numero di arcate tra due di esse derivava da considerazioni di natura economica [14], al fine di rendere minima la spesa di ricostruzione della parte di ponte crollata tra le due pile-spalle successive e quella associata a quest'ultime. Secondo quanto indicato in [13], visti i costi di costruzione dell'epoca, le pile-spalle venivano realizzate ogni 5 arcate ma è possibile trovare ponti in cui esse sono state realizzate ogni 3, 4 o addirittura 9 arcate. Tali pile-spalle si ritrovano molto frequentemente nei viadotti e vengono realizzate attraverso una lesena affiancata da due mezze pile.

Le nervature di rinforzo di cui è dotata una pila-spalla hanno anche funzione estetica, con un profilo piatto nella direzione della corrente, tranne quando è possibile la disposizione dei rostri, che assumono dimensioni particolarmente importanti (Figura 1.23).

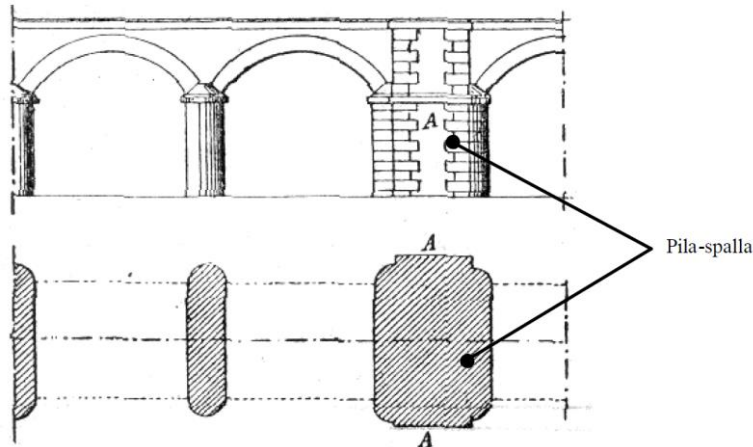


Figura 1.23 Sezione di una pila-spalla dotata di rostri. [14]

1.2.3. Rostri

I *rostri* possono essere suddivisi in due tipologie: quelli disposti a monte sono sempre presenti e sono detti *retrobecchi* mentre quelli a valle, che talvolta sono stati omessi, sono detti *avambeccchi* (o *antibecchi*) [10].

La funzione principale del rostro a monte (*retrobecco*) era quella di ridurre il rigurgito derivante dalla presenza della pila in alveo. Per questo motivo, non sempre esso veniva realizzato a tutta altezza ma spesso veniva interrotto in corrispondenza della quota di massima piena (la quale era più o meno prossima all'imposta dell'arcata); in alcuni casi comunque veniva fatto proseguire al fine di creare delle piazzole per il rifugio del personale addetto alla manutenzione della linea ferroviaria, per disporre oggetti ornamentali in ponti stradali o ancora come appoggio di strutture esterne alla sede stradale. Oltre a tale funzione idrodinamica, esso riduceva gli effetti di eventuali impatti derivanti dal trascinarsi di tronchi d'albero o di detriti trasportati dal fiume incanalando il corso del fiume e garantendo quindi una maggiore sicurezza all'eventuale navigazione. Generalmente, perché fosse efficace, veniva rivestito con grossi blocchi di pietra tagliata, decisamente più resistenti dei mattoni in laterizio, con superficie liscia e pochi giunti, in modo tale che non si avessero scompaginamenti dovuti al dilavamento della calce e all'alterazione conseguente delle malte.

Esso determinava anche un contributo strutturale non del tutto trascurabile: costituendo infatti un unico corpo murario insieme al piedritto, aumentava la sezione resistente di quest'ultimo, sia per la trasmissione alle fondazioni del carico proveniente dalle arcate, sia in opposizione all'azione ribaltante derivante dalle correnti di piena.

Il rostro a valle (l'*avambecco*) aveva la funzione sostanziale di regolarizzare la corrente in modo tale che la pressione sul piedritto fosse ridotta.

Generalmente la sommità dei rostri erano dotate di cappucci conici, piramidali o comunque di una forma tale da consentire un facile scolo delle acque verso i pluviali, senza provocare danneggiamento dei muri [13].

Essi presentavano generalmente una sezione orizzontale di forma semicircolare con diametro pari alla larghezza della pila oppure a triangolo isoscele con base data dalla larghezza della pila, o ancora costituita da due archi di cerchio con ampiezza pari a 60° (Figura 1.24).

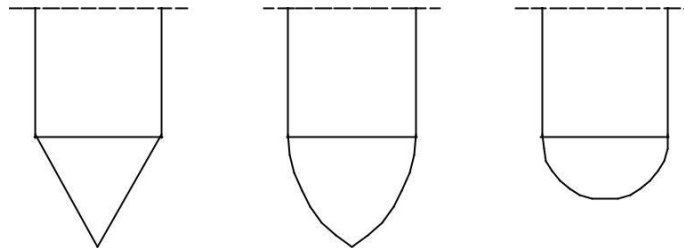


Figura 1.24 Tipologie possibili di rostri: a triangolo isoscele con base data dalla larghezza della pila (a sinistra); a doppio cerchio di ampiezza 60° (al centro); semicircolare di diametro pari alla larghezza della pila (a destra). [8]

1.2.4. Rinfianco

Il *rinfianco* veniva disposto in adiacenza alla volta e con spessore maggiore in corrispondenza di imposte e pile (Figura 1.25), costituito in genere da un conglomerato dotato di discrete caratteristiche meccaniche, inferiori rispetto a quelle delle murature delle arcate e di peso maggiore rispetto a quello della volta, al di sopra del quale veniva collocato il *riempimento*, il quale era costituito da materiale sciolto o conglomerato molto povero. Tra rinfianco e riempimento veniva disposta la cappa, la quale svolgeva la funzione di impermeabilizzazione del ponte.

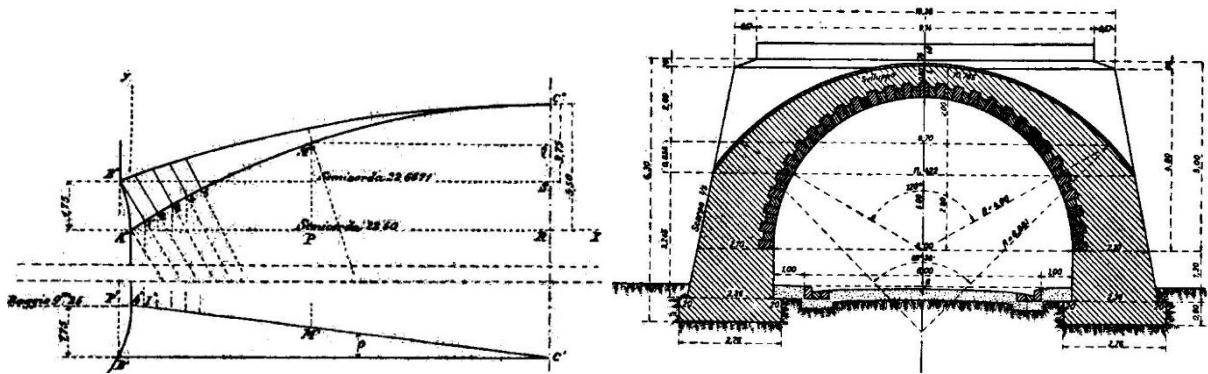


Figura 1.25 Profilo di un rinfianco [11]; geometria dei rinfianchi di un ponte mono-campata [12].

Oltre a quanto indicato in precedenza, essendo abbastanza rigido, il *rinfianco* aveva anche la funzione di stabilizzazione dell'arco, deviando la spinta orizzontale in corrispondenza delle imposte verso la direzione verticale, riducendo in questo modo gli effetti flessionali sulle pile. Inoltre determinava un ostacolo per la formazione del meccanismo di collasso dell'arco, causando un innalzamento della posizione delle reni rispetto a quella geometrica.

Il profilo superiore del rinfianco veniva realizzato rettilineo (o più raramente convesso verso l'alto) generalmente con una pendenza di $3/11$ ($\cong 27\%$) in modo tale da convogliare l'acqua che si infila attraverso il riempimento nei pluviali di scarico (Figura 1.26).

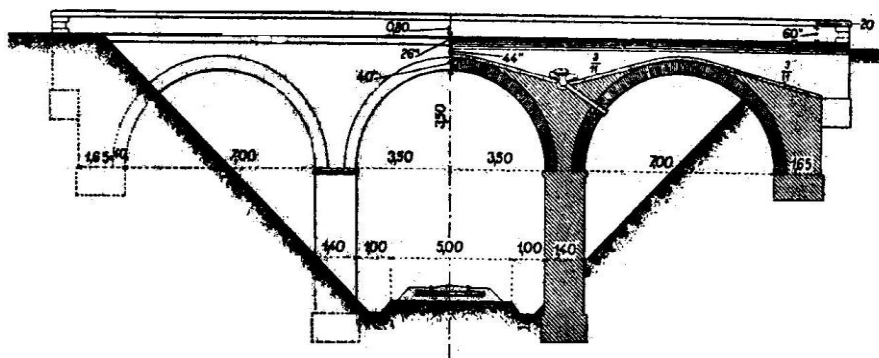


Figura 1.26 Sezione longitudinale con disposizione del rinfianco e della cappa. [12]

Nel caso di arcate a tutto sesto o a sesto ribassato con apertura superiore a 120° , lo sviluppo del rinfianco si estendeva generalmente fino alle sezioni della volta a 60° dalla verticale. Se invece l'arcata era a sesto ribassato con apertura inferiore a 120° , il rinfianco veniva esteso fino all'altezza maggiore tra quella dell'intradosso in chiave e quella dell'estradosso alle imposte (Figura 1.27).

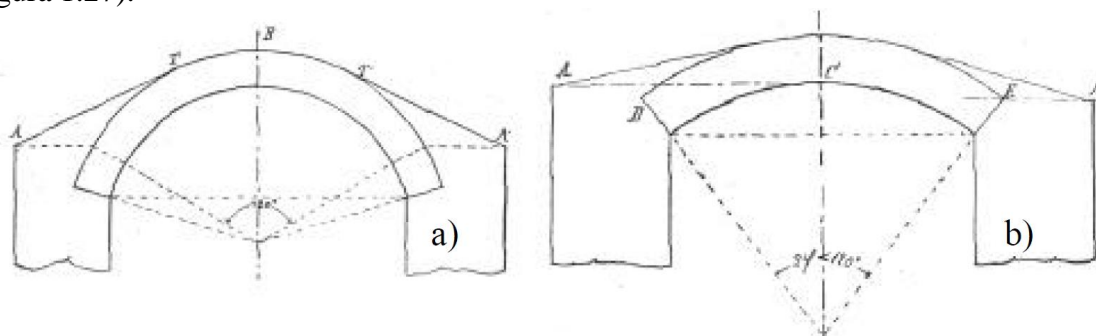


Figura 1.27 Altezza del rinfianco per arcate a tutto sesto o a sesto ribassato con apertura superiore a 120° (a), per arcate a sesto ribassato con apertura inferiore a 120° (b). [14]

È possibile trovare dei casi in cui, supponendo che l'arcata non potesse essere resistente a sufficienza, i rinfianchi venivano realizzati con densità maggiore delle arcate stesse, tali da determinare un contributo alla capacità portante complessiva particolarmente rilevante.

1.2.5. Cappa

La *cappa* era formata da uno strato di materiale impermeabile di spessore compreso tra 5 e 10 cm, realizzato in malta cementizia [13] ed aveva la funzione di proteggere la muratura ed i rinfianchi dalla percolazione delle acque. Oltre che impermeabile, essa doveva essere sufficientemente elastica, in modo tale che potesse adeguarsi, senza fessurarsi, alle irregolarità ed ai movimenti della muratura [10]. Essa era realizzata con 3-4 cm di malta idraulica o cementizia, dotata di un alto quantitativo di legante, preparata con sabbia grossa e ricoperta da 1.5 cm di asfalto bituminoso. Per evitare che si determinassero infiltrazioni lungo i *muri andatori* nelle parti terminali del ponte, la cappa veniva fatta risalire, anche se con spessore ridotto, fino in corrispondenza del cordolo di coronamento.

Per fare in modo che le acque non si fermassero in corrispondenza della cappa, le superfici dei rinfianchi erano dotate di inclinazione alterna ed opposta; in questo modo, in corrispondenza delle pile si potevano realizzare delle *canalette di raccolta*, dove venivano convogliate le acque. Nelle cunette veniva inoltre previsto del materiale drenante (quale il pietrisco) per permettere la raccolta delle acque che vengono poi allontanate attraverso degli *sfogatoi*, disposti perpendicolarmente all'intradosso dell'arco (Figura 1.28).

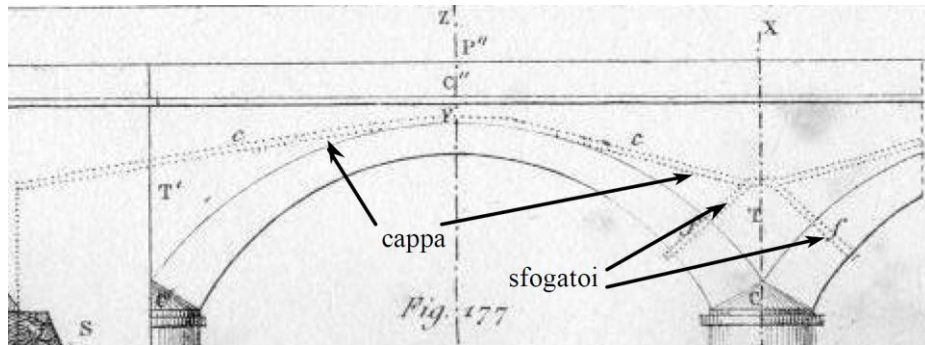


Figura 1.28 Disposizione della cappa e degli sfogatoi. [13] [8]

Nel caso in cui le arcate fossero molto ribassate, i rinfianchi ed il riempimento non potevano essere realizzati di spessore rilevante; per questo motivo, la cappa veniva disposta in diretta adiacenza dell'arcata, con due compluvi ed un displuvio in corrispondenza delle pile (Figura 1.29).

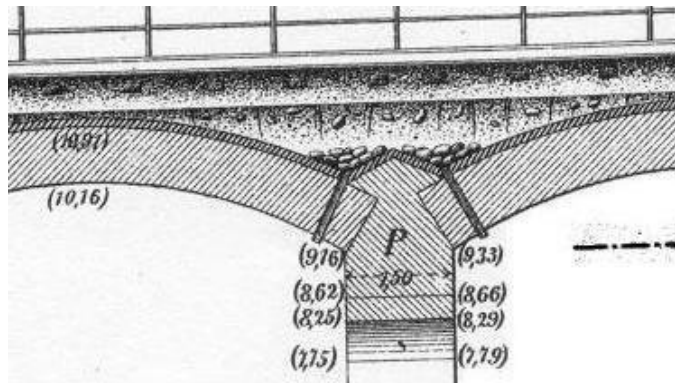


Figura 1.29 Disposizione della cappa in adiacenza dell'arcata, con risvolto in corrispondenza del rinfianco di dimensioni particolarmente ridotte. [13]

Un'altra possibile disposizione di cappa e rinfianco prevedeva il raccoglimento delle acque in corrispondenza della mezzeria di quest'ultima (Figura 1.30). Essa richiedeva però un rinfianco ed un riempimento particolarmente rilevanti (e di conseguenza un peso davvero notevole) per cui è possibile ritrovarla molto raramente.

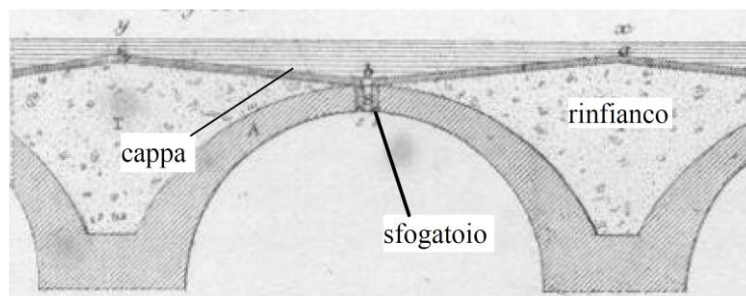


Figura 1.30 Disposizione della cappa e del rinfianco in modo tale che lo sfogatoio si possa disporre in mezzeria dell'arcata. [13] [8]

1.2.6. Riempimento

Il *riempimento* veniva disposto al di sopra della *cappa* ed era contenuto lateralmente dai *timpani*. Esso era necessario perché il profilo superiore del rinfianco non era piano e per determinare una ripartizione dei carichi concentrati applicati a livello stradale/ferroviario sull'arcata. Si ritrova in genere realizzato con materiale incoerente, drenante, incompressibile e leggero [10]. La leggerezza e la permeabilità all'acqua era necessaria per non determinare rigonfiamenti o disgregazioni; nei ponti ferroviari generalmente esso è in ghiaia o ballast mentre in quelli stradali, venendo generalmente utilizzati i materiali di recupero disponibili in cantiere, la variabilità è molto più ampia.

Secondo quanto indicato in [12], almeno per i ponti ferroviari, l'altezza del riempimento tra suola della rotaia e punto superiore della cappa non avrebbe dovuto essere inferiore a 40 cm; tale limite poteva essere ridotto a 30 cm nel caso di altezze delle costruzioni non elevate, per linee a scartamento normale e traffico notevole senza però poter mai essere inferiore a 15 cm (valore per linee secondarie a traffico ridotto). Generalmente lo spessore del riempimento in chiave risultava essere pari allo spessore, sempre in chiave, dell'arcata. Secondo quanto indicato in [10], nei ponti ordinari lo strato di riempimento era 20-50 cm al di sopra della sommità dell'estradosso dell'arcata mentre nei ponti ferroviari si assestava intorno al metro, in modo tale da permettere una migliore diffusione del carico ed assorbimento delle vibrazioni.

Nei viadotti dotati di pile molto alte è possibile trovare, al posto del riempimento, una serie di voltine in mattoni, le quali permettevano di ridurre il carico sull'arcata e di rispondere alle problematiche di cantiere potenzialmente associate alla difficoltà a reperire materiale di riempimento adatto allo scopo.

1.2.7. Elementi di alleggerimento: occhi di ponte e voltine interne

In alcune occasioni nelle quali il rinfianco ed il timpano presentavano dimensioni notevoli (soprattutto nei ponti di grande luce realizzati con arcate a tutto sesto o poco ribassate) tali da determinare pesi rilevanti sulle pile, si ricorreva alla disposizione di fori al di sopra delle pile o in prossimità delle reni delle arcate, detti *occhi di ponte* (Figura 1.31).

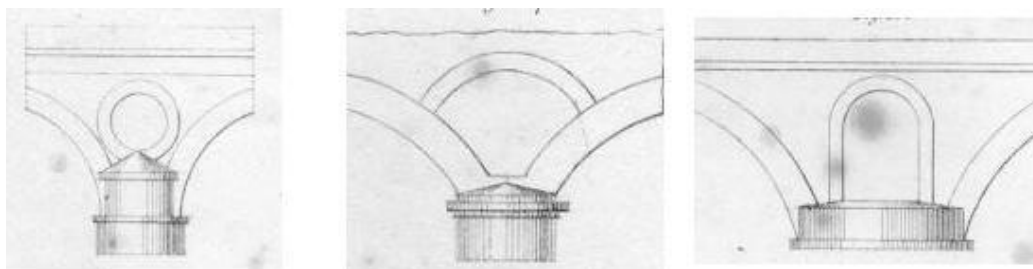


Figura 1.31 Tipologie di occhi di ponte. [13]

Essi avevano lo scopo principale di determinare un alleggerimento della struttura in prossimità delle pile, dove il peso non risultava stabilizzante. Consentivano anche un aumento della sezione disponibile in caso di piena, anche se di una quantità che si può generalmente definire trascurabile. Spesso essi assumono anche funzione estetica (Figura 1.32).

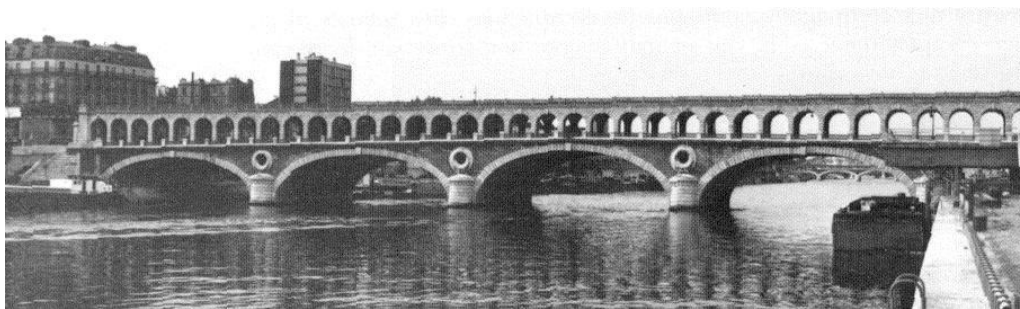


Figura 1.32 Occhi di ponte dotati di funzione particolarmente estetica; ponte di Bercy sulla Senna. [16]

Sempre con l'intento di ottenere un alleggerimento della struttura, capitava che, soprattutto nei ponti dotati di una sola arcata di grande luce, l'impalcato venisse realizzato su una serie di arcate secondarie dotate di pile appoggiate su quella principale (Figura 1.33) oppure che rinfianco e riempimento venissero sostituiti con una o più volte nascoste all'interno dei timpani (Figura 1.34).

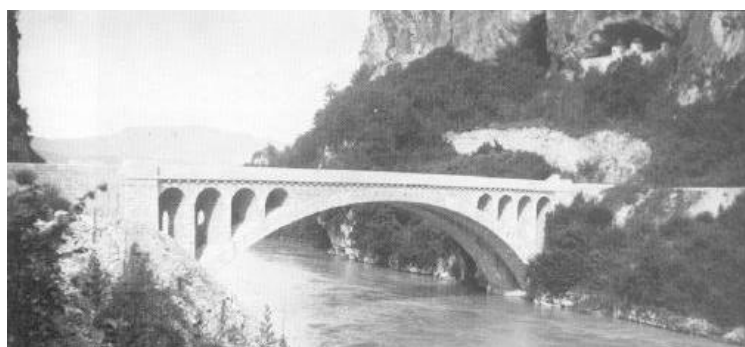


Figura 1.33 Alleggerimento del rinfianco attraverso la realizzazione di archi secondari dotati di pile poggiate sull'arcata principale – ponte sul Rodano a La Balme. [16]

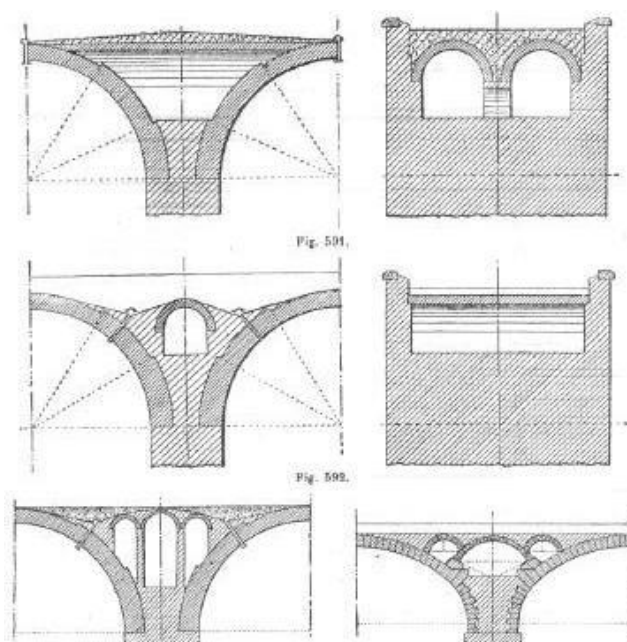


Figura 1.34 Possibili tecniche di alleggerimento del rinfianco attraverso la disposizione di archi secondari. [14]

In alcuni viadotti, queste volte interne, di luce massima 1 m (anche se risultava preferibile porre come limite 0.75 m [13]), disposte generalmente in un solo ordine in prossimità del centro dell'arcata o in più ordini in corrispondenza delle pile, venivano estese nella lunghezza del ponte, in modo che interessassero quasi tutto il rinfianco ed il riempimento (Figura 1.35). In questo modo si otteneva un grande alleggerimento con minore pressione sulle pile ma anche la possibilità di avere delle gallerie interne ispezionabili.

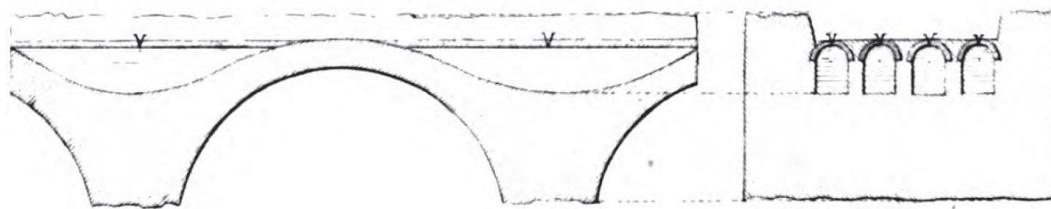


Figura 1.35 Disposizione per raggiungere il suolo stradale attraverso arcate di piccola luce dotate di generatrici parallele all'asse del ponte; a sinistra si trova la sezione longitudinale realizzata in corrispondenza dell'asse di uno dei timpani mentre a destra la sezione trasversale in corrispondenza della mezzeria di una pila. [13]

1.2.8. Timpani

I *timpani* sono anche detti *muri frontali* o *andatori* ed avevano la funzione di contenere lateralmente il rinfianco, il riempimento o le spinte orizzontali derivanti dalle voltine di alleggerimento longitudinale. Essi si sviluppavano superiormente alle arcate ed alle pile fino all'altezza del suolo stradale. Generalmente le loro dimensioni sono state ricavate attraverso una verifica al ribaltamento. Inoltre, per evitare si determinasse un sovraccarico puntuale eccessivo alle estremità dell'arcata costituito dal peso proprio del muro rispetto a quanto determinato dal riempimento, dalla cappa e dagli strati superiori della sede stradale/ferroviaria, essi sono stati generalmente realizzati con murature più leggere rispetto a quelle utilizzate per arcata e rinfianco. Secondo quanto indicato in [13], essi avevano spessore generalmente pari a 40 cm. Nel caso di viadotti particolarmente alti, presentano paramento inclinato in prosecuzione della pendenza dei piedritti.

1.2.9. Coronamento

I timpani venivano spesso dotati di un *coronamento* realizzato con un *plinto* in pietra da taglio (generalmente costituito da elementi di lunghezza compresa tra 2 e 3 m ben ammorsati nella muratura interna) o in mattoni a coltello (Figura 1.36). Esso veniva anche detto *cornice di coronamento* ed aveva dimensione mediamente di 50x70 cm; proteggeva la parete dalle acque piovane e forniva un appoggio stabile al *parapetto* superiore.

Al di sopra veniva disposto il *parapetto*, di altezza compresa tra 90 e 110 cm e larghezza tra 20 e 60 cm. Anche il parapetto era generalmente realizzato in pietra tagliata.



Figura 1.36 Timpano dotato di coronamento in pietra a taglio (ponte Dora – linea ferroviaria Torino-Milano, progressiva 5+915). [8]

1.2.10. Muri di risvolto e muri d'ala

I *muri di accompagnamento* (detti anche *muri di risvolto*), venivano disposti sui lati della spalla ed avevano la funzione di contenimento del terreno dei rilevati alle estremità del ponte. Nel caso in cui essi fossero disposti in direzione parallela a quella dell'asse del ponte, corrispondevano a dei contrafforti di irrigidimento della spalla (Figura 1.37).

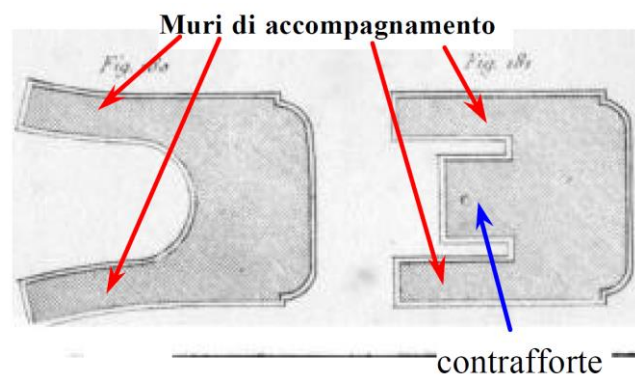


Figura 1.37 Spalle e muri di accompagnamento delle stesse. [13] [8]

Generalmente i muri di accompagnamento corrispondevano ad un'estensione delle spalle, in quanto erano dotati della stessa altezza e realizzati con lo stesso materiale. Avevano paramento esterno verticale o a scarpa con pendenza 0.10-0.15, interno con pendenza 0.10-0.20 o eseguito con riseghe. Lo spessore minimo in sommità era circa di 40-50 cm, dove si trovava un parapetto che proseguiva quello del ponte.

Al posto dei muri di accompagnamento è possibile anche trovare i *muri d'ala*, i quali venivano posti in prosecuzione della spalla e svasati di un angolo compreso tra 60° e 80° rispetto all'asse del ponte. All'attacco con la spalla avevano la medesima altezza di quest'ultima mentre successivamente si abbassavano seguendo l'inclinazione del rilevato finchè non raggiungevano un'altezza sulla fondazione di circa 1-2 m, da cui poi essi terminavano e proseguiva il solo rilevato (Figura 1.38). Il paramento esterno poteva essere verticale ma spesso presentava una pendenza di 0.10-0.20 mentre quello interno aveva pendenza massima di 0.10 verso il rilevato.

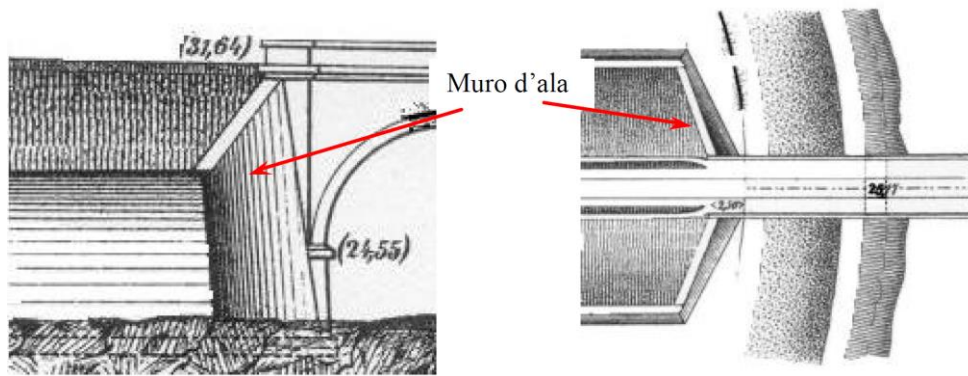


Figura 1.38 Prospetto (a sinistra) e planimetria (a destra) di un muro d'ala. [13] [8]

1.2.11. Fondazioni

Secondo quanto indicato in [8] e [18], le tipologie di fondazione generalmente utilizzate sono quelle *profonde su pali*, *superficiali*, *semi-profonde a pozzo* oppure *a platea*. Tenuto conto che esse non sono direttamente e completamente visibili, ogni informazione sulle stesse deve generalmente essere dedotta dalla bibliografia storica sulle tecniche costruttive o da prove in sito.

Per quanto riguarda le fondazioni profonde su pali, sin dai tempi dei Romani quest'ultimi venivano realizzati in legno, con diametro compreso tra 20 e 35 cm in modo tale che corrispondessero alle dimensioni di un tronco d'albero facilmente trasportabile e lunghezza massima nell'ordine dei 10 m a causa delle difficoltà di infissione degli stessi. Fino al XVIII secolo le teste dei pali venivano poi tagliate al livello della minima piena per sola semplicità esecutiva e a partire da tale livello venivano realizzate le pile, con tutti gli inconvenienti associati ad un tale modo di procedere.

Nelle opere più antiche i pali erano battuti all'interno di un grigliato di travi in legno a sostegno della pila, senza la realizzazione di un plinto di collegamento (Figura 1.39).

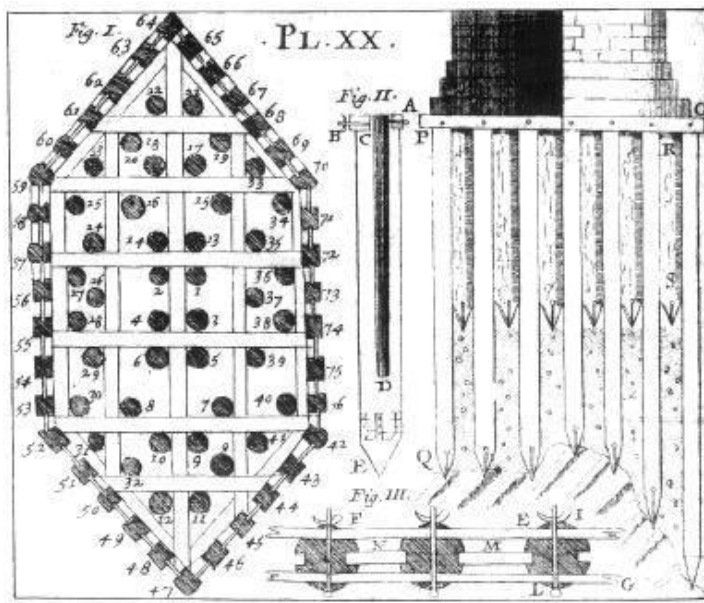


Figura 1.39 Fondazione su pali in legno risalente all'inizio del XVIII secolo: pianta di disposizione dei pali con indicazione dell'ordine di battitura degli stessi (fig. I), sezione della fondazione (fig. II), dettaglio del grigliato (fig. III). [18]

Successivamente i pali iniziarono ad essere disposti secondo una maglia maggiormente regolare, con interassi compresi tra 0.8 e 1.5 m e collegati, dopo il taglio, attraverso un grigliato in legno finalizzato alla distribuzione del carico verticale sul terreno. Per fare in modo che la testa dei pali fosse bloccata, prima di realizzare il grigliato in legno, veniva disposto un riempimento in pietra tenera e malta per uno spessore pari alla parte libera, ottenendo quasi un pozzo (Figura 1.40 e Figura 1.41).

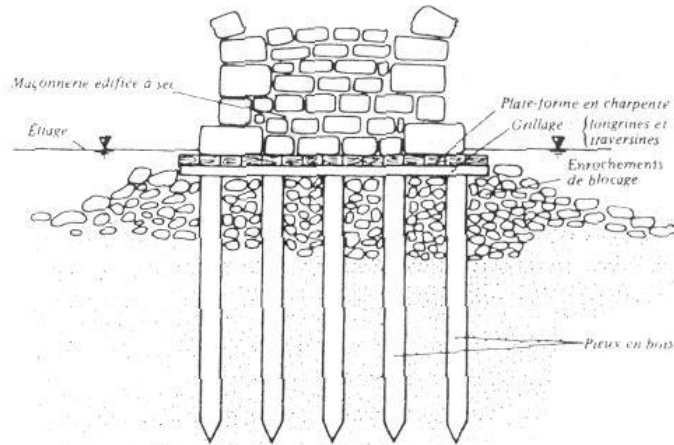


Figura 1.40 Fondazione su pali – Ponte Wilson a Tours (risalente al XVIII secolo). [18]

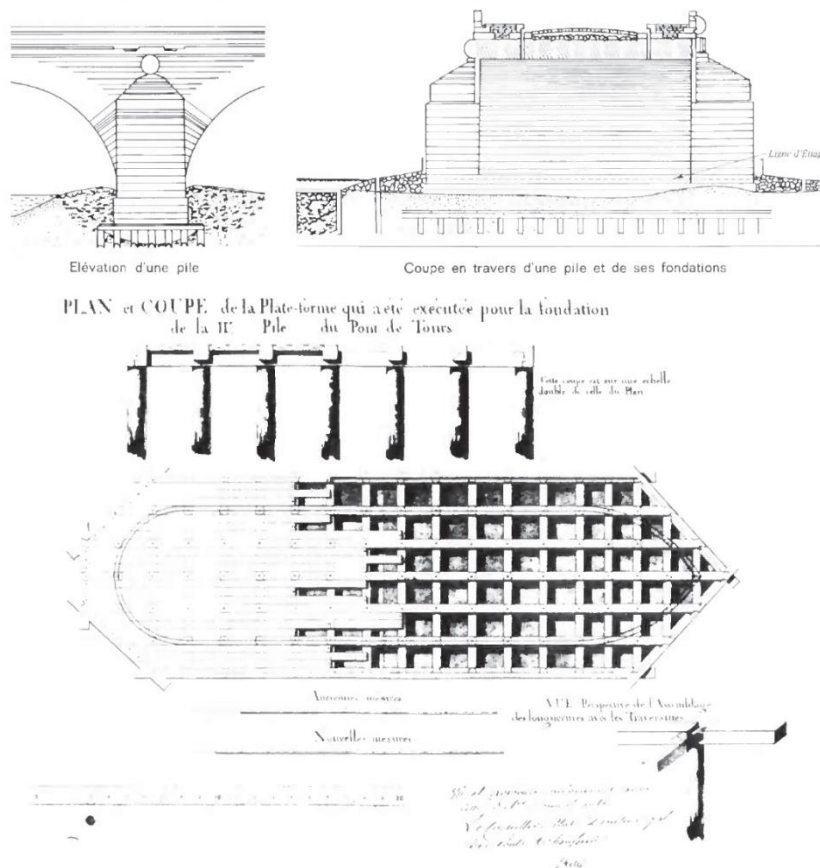


Figura 1.41 Fondazione su pali con testa bloccata da macerie: elevazione di una pila (in alto a sinistra), sezione trasversale di una pila e delle sue fondazioni (in alto a destra), pianta e sezione della piattaforma eseguita per la realizzazione della seconda pila del Ponte Wilson a Tours (in basso). [18]

Solo nel 1762, De Cassart riuscì a realizzare un sistema che consentisse di tagliare i pali a circa 5.50 m sotto il livello dell'acqua, riducendo parte delle problematiche che si presentavano in precedenza. In questo modo era infatti possibile, grazie anche allo sviluppo dei mezzi di pompaggio, di disporre la base delle pile alcuni metri al di sotto del livello dei corsi d'acqua. Inizialmente, per i corsi d'acqua maggiori, dotati di profondità rilevante, l'unica tecnica possibile per realizzare le fondazioni sufficientemente in profondità consisteva nella costruzione di argini che deviassero il corso naturale del fiume per il tempo necessario alla costruzione, in modo tale che si potesse lavorare a secco. Verso la fine del XVIII secolo questa tecnica venne rimpiazzata da una più economica, veloce e meno soggetta a problematiche di piene improvvise, quale quella del cassone affondato (Figura 1.42). Tale cassone veniva assemblato a riva e riempito inferiormente con 3-4 corsi di muratura di mattoni in modo tale da farlo affondare in corrispondenza di dove si voleva realizzare la fondazione della pila. In questo modo la costruzione poteva procedere all'interno del cassone senza che l'acqua interferisse; quando la costruzione della parte in oggetto era ultimata il cassone poteva essere riutilizzato per una pila successiva.

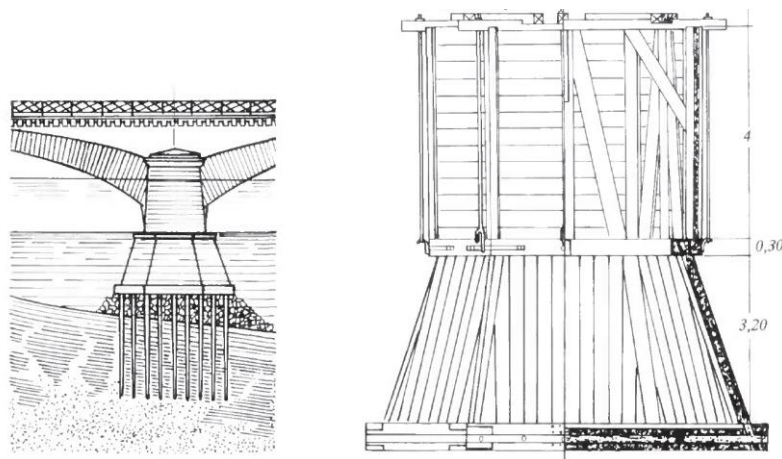


Figura 1.42 Fondazione realizzata facendo uso della tecnica del cassone affondato nel ponte Saint-Esprit a Bayonne (risalente alla metà del XIX secolo): elevazione di una pila e della sua fondazione (a sinistra), elevazione del cassone (a destra). [18]

Nel XIX secolo, grazie alla diffusione del calcestruzzo, l'ancoraggio della testa dei pali non venne più realizzato con un graticcio di travi in legno, bensì con un grosso blocco di calcestruzzo, il cui dilavamento era evitato grazie ad una serie di palancole in legno che proteggevano l'area di getto.

Le *fondazioni superficiali* si ritrovano invece molto più raramente in quanto sono state realizzate unicamente quando il substrato roccioso veniva trovato ad una profondità ridotta dal piano campagna. Nelle opere più importanti si prevedeva un allargamento del piano di posa, aumentando la pendenza dei paramenti delle pile o eseguendo una serie di riseghe che permettessero di formare una specie di plinto di fondazione. Molto spesso queste fondazioni consistevano in grandi blocchi lapidei; in questo modo era possibile garantire una sufficiente rigidità alla fondazione (Figura 1.43).

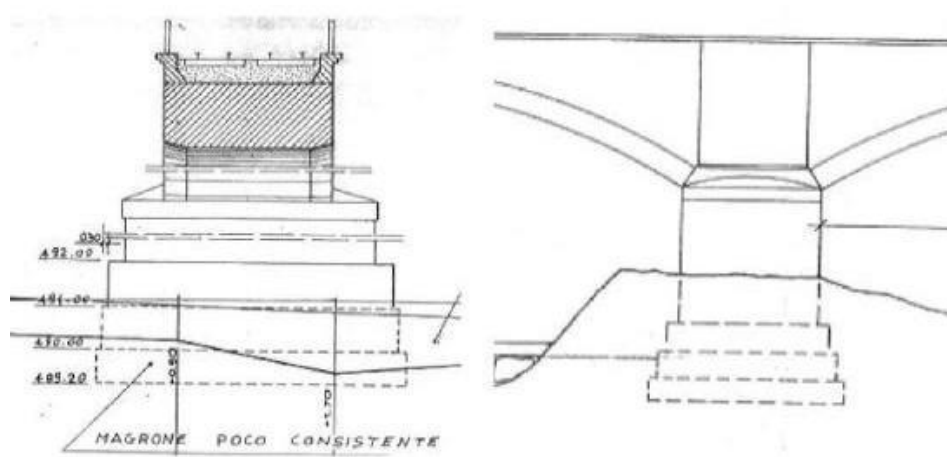


Figura 1.43 Fondazione diretta prevista per il ponte ferroviario Gesso – linea Cuneo-Mondovì, progressiva 0+229. [8]

Se era possibile dragare il fondo del corso d'acqua fino al livello del substrato roccioso, si utilizzavano cassoni privi di chiusura inferiore che venivano affondati sul piano di fondazione. La base di tali cassoni era realizzata con sacco impermeabile (come anche le pareti laterali) riempito di argilla in modo tale che fosse possibile l'adattamento alla forma della base su cui sarebbe andato ad appoggiarsi. Successivamente era possibile realizzare la base della pila in calcestruzzo, lavorando all'asciutto (Figura 1.44).

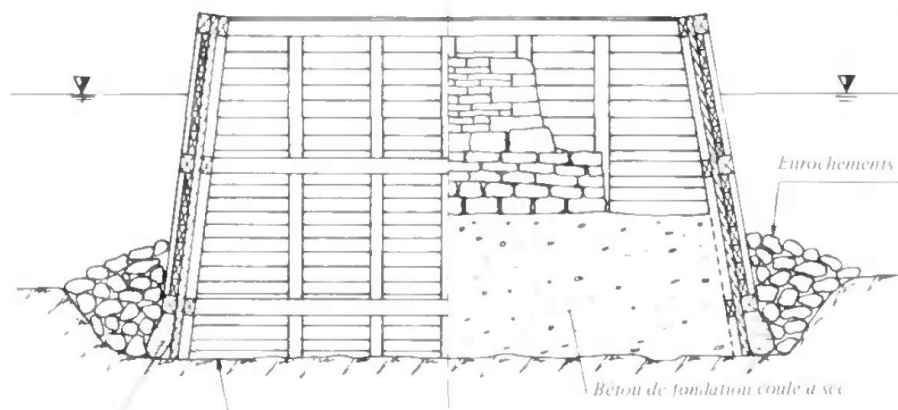


Figura 1.44 Fondazione su cassone senza fondo: è possibile vedere lateralmente il riempimento in pietrame, in basso a destra il calcestruzzo gettato a secco e lateralmente la tela riempita di argilla. [18]

Al fine di limitare il rischio di erosione in corrispondenza della fondazione superficiale, quest'ultima veniva particolarmente ringrossata nella direzione della corrente. Tale ringrosso poteva essere talmente marcato da richiedere, per contenere l'uso di materiale, di camere interne. Non volendo però alleggerire eccessivamente la fondazione, quest'ultime venivano riempite con materiale sciolto o con terreno (Figura 1.45).

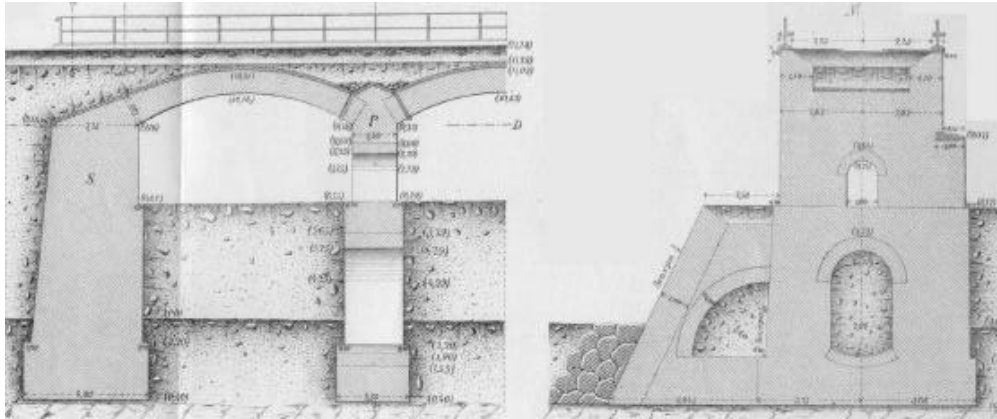


Figura 1.45 Sezione longitudinale e trasversale di una fondazione superficiale dotata di ringrosso e camere interne. [13]

Sempre al fine di ridurre l'erosione provocata dalla corrente, venivano disposte palificate, spesso solidali alla fondazione. La loro efficacia era scarsa a causa della ridotta inflessione e rigidità flessionale; infatti la spinta della fondazione e del terreno sottostante determinava dopo breve tempo uno spanciamento della palificata, favorendo il processo di erosione.

La fondazione *a platea* corrispondeva ad unica fondazione che comprendeva tutte le pile e ricopriva quindi il fondo dell'alveo. Essa si trova raramente e quasi esclusivamente per ponti dotati di arcata unica; veniva inoltre posizionata ad una profondità almeno pari a 1 m al di sotto del livello di secca. Secondo quanto indicato in [14], per essa si prevedeva uno spessore di 0.50 m nel caso di luci di 3-4 m fino a 0.80 m per luci di 10 m.

La sezione trasversale della platea era dotata di un ringrosso a monte ed uno a valle ed era circondata da una palificata collegata da un graticcio di travi in legno di sezione prossima a 12x15 cm poste in prossimità delle teste dei pali e ad essi bullonate e da tavolati disposti in direzione verticale (Figura 1.46).

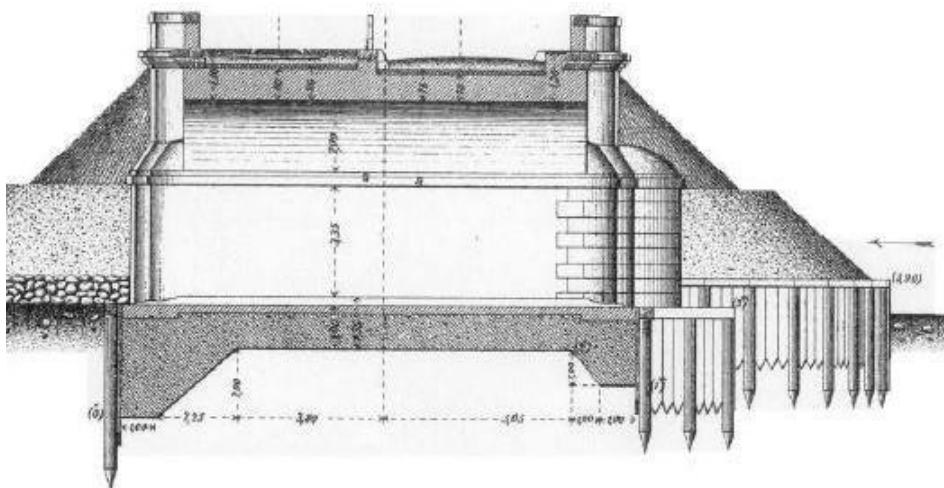


Figura 1.46 Sezione trasversale di una fondazione a platea. [13]

Capitolo 2

Materiali e relative proprietà

In questo capitolo verranno descritte le caratteristiche peculiari dei materiali utilizzati per la realizzazione dei ponti ad arco in muratura facendo riferimento sostanzialmente alle informazioni derivanti dalla sperimentazione più recente. In seguito verranno prese in esame le leggi costitutive adottabili per la loro descrizione, facendo riferimento a quelle di maggior uso pratico. Infine si riporterà delle raccomandazioni ritrovabili in letteratura oppure nella normativa tecnica riguardanti dei valori indicativi da utilizzare per lo studio del comportamento meccanico della muratura.

2.1. Introduzione

La muratura è un materiale eterogeneo e fragile costituito da elementi lapidei (naturali o artificiali) collegati generalmente da giunti in malta². È un materiale estremamente complesso, in quanto presenta specificità dipendenti dalla composizione, dalla tessitura (cioè dalla disposizione ed organizzazione degli elementi), dalle tecniche costruttive tipiche delle diverse epoche e dell'area geografica in cui sorge la costruzione [19]. Tali complicazioni si presentano anche in fase di modellazione del suo comportamento, il quale è estremamente influenzato da quello degli elementi che lo costituiscono. In questo contesto si ritrova inoltre una delle principali difficoltà, relativa alla definizione dei parametri meccanici che ne descrivano adeguatamente il comportamento tenuto conto che esso è fortemente anisotropo con direzioni di scorrimento preferenziali [8].

Inoltre, nel ridotto numero di prove sperimentali realizzate, la maggior parte si focalizzava sui parametri di resistenza, studiando il comportamento sino alla formazione delle prime fessure mentre rilevante è anche il comportamento post-picco.

Nel caso di murature storiche i problemi aumentano ulteriormente in quanto risulta necessario per lo meno stimare le caratteristiche della malta e dei mattoni impiegati, in epoche nelle quali non era ancora presente una standardizzazione come quella attuale mentre era frequente l'utilizzo di materiale reperibile in loco.

Al fine di sopperire a tutte queste perplessità, informazioni utili possono essere reperite dai testi storici, così come già fatto nel capitolo precedente. Nella caratterizzazione dei materiali essi risulteranno però meno utili, in quanto le informazioni presenti derivano da metodi sperimentali di prova le cui peculiarità e modalità non sono del tutto note, tenuto inoltre conto che esse sono

² L'indicazione 'generalmente' è necessaria in quanto esiste anche la muratura 'a secco', realizzata con soli elementi lapidei [19].

spesso basate su impianti teorici non sufficienti [8]. Dovrà necessariamente quindi essere fatto riferimento alla sperimentazione di più recente sviluppo, oltre che a prescrizioni normative.

2.2. Tipologie murarie

È possibile individuare diverse tipologie di muratura nella realizzazione dei ponti ad arco in muratura. Nel seguito verranno brevemente illustrate le principali, non pretendendo di essere in questo esaustivi, vista la varietà individuabile.

2.2.1. Muratura in pietra da taglio

Nelle murature in pietra da taglio i conci sono piani e regolari su tutte le facce per assicurare ampie superfici di contatto; inoltre i giunti sono spesso a secco (Figura 2.1). Questo tipo di muratura veniva impiegata per l'intera arcata e solamente per opere monumentali; talvolta era impiegata anche in opere minori ma solamente per la realizzazione dei paramenti, dei cuscinetti d'imposta, delle armille e del rivestimento esterno dei timpani con le parti rimanenti in muratura in pietrame o di mattoni. Tale disomogeneità realizzativa poteva però favorire i distacchi delle diverse parti [8].

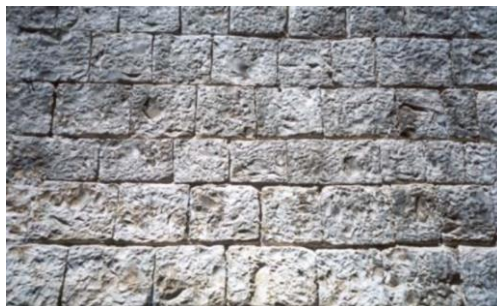


Figura 2.1 Muratura in blocchi di pietra da taglio. [20]

2.2.2. Muratura in pietrame

Nella muratura in pietrame la lavorazione dei cunei è meno accurata, perché si fa affidamento alla capacità legante della malta. Essa può essere a *blocchi di pietra sbozzata* (Figura 2.2) o con giunti prevalentemente orizzontali quando i paramenti sono in vista. In corrispondenza dell'arcata i giunti sono radiali a spessore pressochè costante. Nei rinfianchi e nel corpo dei piedritti la muratura può essere ritrovata in blocchi più piccoli e meno pregiati [8]. Questa tipologia muraria era generalmente ottenuta assemblando elementi irregolari disposti il più possibile per piani, in modo tale da ridurre al minimo gli spazi vuoti tra gli elementi; in ogni caso risulta essere particolarmente vulnerabile alle azioni sismiche [21].



Figura 2.2 Muratura in blocchi di pietra sbozzata. [20]

2.2.3. Muratura in laterizio

Nella muratura in laterizio i mattoni sono disposti in modo analogo ai conci di pietrame, ma la muratura che ne risulta è diversa a causa della forma prismatica dei mattoni (Figura 2.3). 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, come già visto nel capitolo 1, presentano altri inconvenienti di natura strutturale. La risposta della muratura risente della conseguente deformabilità differenziata dei giunti, più deformabili dove è maggiore lo spessore. Inoltre, per evitare la formazione di superfici di scorrimento preferenziali in direzione verticale, tali giunti vengono disposti generalmente sfalsati, ricorrendo a dei sottomultipli dell'elemento in laterizio [21]. I vantaggi di questo tipo di muratura sono la leggerezza, il basso costo e la facilità di posa in opera [8].



Figura 2.3 Muratura in mattoni pieni. [21]

2.2.4. Muratura mista in pietrame e mattoni

Le murature in pietrame e mattoni possono essere di due tipi; nel primo, il laterizio viene utilizzato per realizzare ricorsi orizzontali estesi a tutto lo spessore del muro i quali vengono disposti ad interesse costante, compreso tra 80 e 160 cm, tra la muratura in pietrame (Figura 2.4 in alto) [21]. In questo caso si parla di muratura *listata*. Nel secondo tipo, il laterizio viene utilizzato unicamente come elemento di livellazione locale dei piani in muratura (Figura 2.4 in basso).

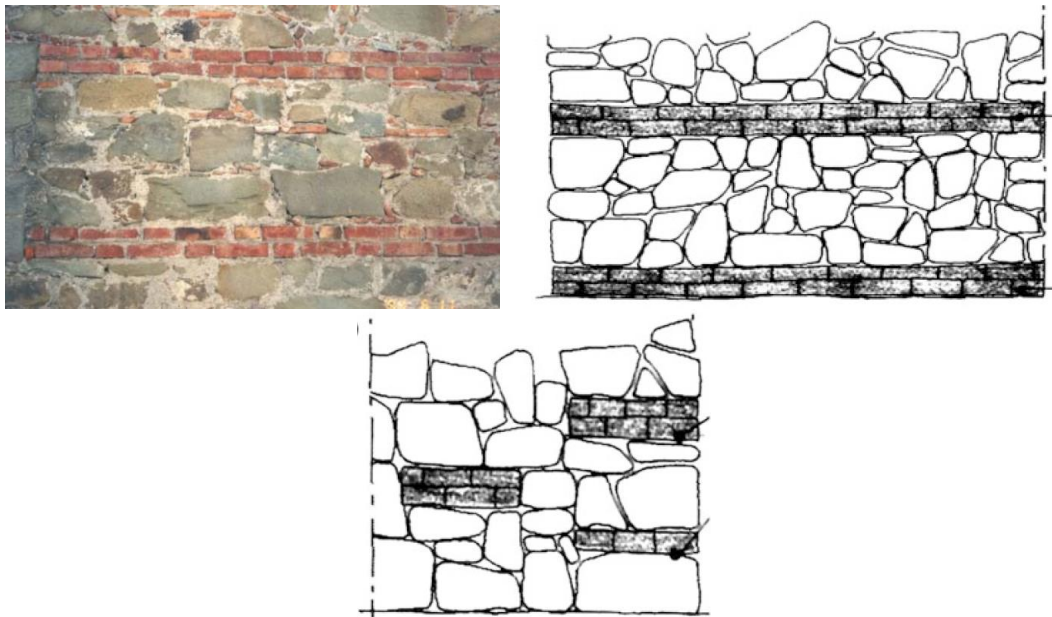


Figura 2.4 Esempi di muratura listata (in alto) [20] [21]; muratura mista con laterizi disposti localmente (in basso). [21]

2.2.5. *Muratura a sacco*

Nella realizzazione dei ponti ad arco la muratura a sacco trova molto spazio. Infatti le pile sono raramente costituite da muratura massiccia ma sono invece in genere 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 oppure riempito con materiale incoerente o con conglomerato povero dotato di discrete caratteristiche meccaniche (Figura 2.5) [8].

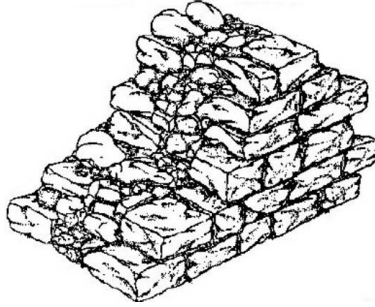


Figura 2.5 Schema di muratura a sacco con nucleo incoerente privo di diàtoni di collegamento tra i due paramenti. [20]

2.2.6. *Muratura a secco*

La muratura a secco si ritrova raramente nei ponti ad arco in muratura; essa si ritrova al più in sostituzione del materiale incoerente del riempimento (Figura 2.6) [8].



Figura 2.6 Esempio di muratura a secco.

2.3. Materiali utilizzati nella realizzazione degli elementi strutturali

Nel capitolo 1 sono stati messi in evidenza i diversi elementi (strutturali e non) che costituiscono un generico ponte ad arco in muratura. Per la realizzazione di ognuna di tali parti storicamente sono stati utilizzati materiali di diverso tipo, in funzione delle sollecitazioni e del contributo statico che dovevano garantire, oltre a considerazioni di natura prettamente economica [8]. In Tabella 2.1 possono ritrovarsi sintetizzati i materiali generalmente adottati per i diversi elementi strutturali.

Elementi	Materiali
Arcate, timpani, piedritti	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 come terra o smarino di risulta dallo scavo dalle gallerie oppure, al fine di contenere la spinta sui timpani, pietrame a secco, pietrisco minuto, ghiaia o ballast; più raramente calcestruzzo magro di pozzolana (una parte di calce e nove o dieci di ballast); molto raramente calcestruzzo in quanto non economico e molto pesante.
Cappa	Malta impermeabile ed elastica per resistere a fessurazioni dovute ai carichi o alle coazioni termiche. Nel caso di ponti di piccole dimensioni realizzata in un unico strato di spessore tra 6 e 10 cm in calcestruzzo cementizio o pozzolanico mentre per ponti di maggiore rilievo da due strati: uno inferiore di spessore pari a 3-5 cm in calcestruzzo cementizio ed uno superiore di circa 1 cm in asfalto bituminoso che determina la vera e propria impermeabilizzazione. In alcuni casi è possibile individuare un terzo strato in sabbia o calcestruzzo magro di protezione per il manto impermeabile.

Tabella 2.1 Materiali adottati per la realizzazione degli elementi principali costituenti un ponte ad arco in muratura (riadattato da [8]).

2.4. Materiali costituenti e relativo comportamento meccanico

Come detto in precedenza, la muratura è costituita da elementi lapidei, naturali o artificiali, e da giunti di malta di collegamento. In questo paragrafo verranno brevemente riprese le caratteristiche principali di tali singoli costituenti. Dal punto di vista del loro comportamento meccanico, sia tali elementi lapidei che la malta sono materiali fragili, dotati in ogni caso di una fase rammollente post-picco. Questo significa che il loro comportamento è qualitativamente pari a quello rappresentato nelle Figura 2.7 (a trazione e compressione).

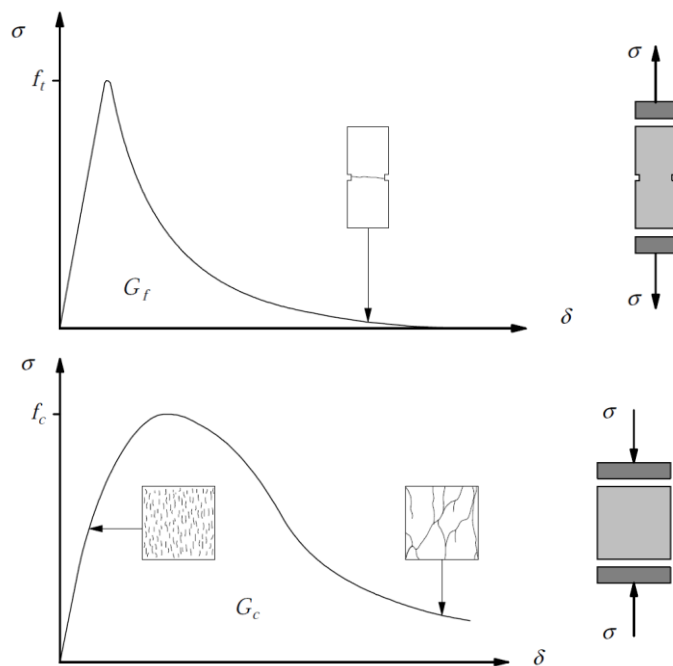


Figura 2.7 Andamento qualitativo del comportamento a trazione (in alto) e a compressione (in basso) di materiali quali gli elementi lapidei e la malta. [22]

Come si può vedere, il comportamento a trazione inizia con un tratto elastico sino al raggiungimento della resistenza di picco in corrispondenza della quale si forma la prima fessurazione. Oltre questo punto inizia la fase di rammollimento con una riduzione della rigidezza e della tensione applicata al provino. Il materiale può essere considerato completamente collassato quando raggiunge resistenza e rigidezza nulle.

Anche il comportamento a compressione inizia con un tratto elastico sino alla formazione delle prime micro-fessure. Oltre tale punto la rigidezza inizia a diminuire ma il carico applicato può ancora aumentare. Questo continua sinchè le micro-fessure non iniziano a divenire tali da portare alla formazione di macro-fessure. Di seguito inizia il comportamento rammollente con un incremento nel numero e nelle dimensioni delle fessure. Infine è possibile individuare una resistenza residua che si preserva a prescindere dall'elevata fessurazione presente [22].

Dalla figura è messo in mostra inoltre la rappresentazione grafica dell'energia di frattura G , espressa in N/mm , la quale esprime la quantità di energia necessaria per creare una fessura di area unitaria. Il problema sostanziale è associato alla mancanza di test sperimentali riguardanti tali energie di frattura e quindi la conoscenza riguardante i valori che esse possono assumere per le differenti tipologie di muratura è ridotta. In ogni caso esse determinano un'influenza considerevole nei risultati delle analisi numeriche [23].

2.4.1. Blocchi di pietra naturale

Le pietre naturali utilizzate nella realizzazione dei ponti ad arco in muratura possiedono generalmente caratteristiche meccaniche uniformi, sono resistenti al deterioramento e presentano buona aderenza alle malte [8]. Esse possono essere classificate in funzione della resistenza a compressione in cinque classi (A, B, C, D e E) oppure in *tenere*, *semidure* e *dure*.

Class	Strength	fc (MPa)
A	Very high	>225
B	High	225 ÷ 112
C	Mean	112 ÷ 56
D	Low	56 ÷ 28
E	Very low	<28

Tabella 2.2 Classificazione delle rocce in funzione della loro resistenza a compressione. [21]

La resistenza a trazione delle rocce è variabile da un massimo di 1/15 ad un minimo di 1/40 di quella a compressione, con un addensamento dei valori sperimentali intorno ad 1/30 di quest'ultima. Il coefficiente di Poisson è prossimo a 0.20. Inoltre, le rocce utilizzate con maggiore frequenza si ritrovano nelle categorie dalla B alla E [21].

2.4.2. Mattoni in laterizio

I mattoni sono blocchi in materiale ceramico attualmente prodotti in dimensioni standardizzate³; nel passato tali dimensioni dipendevano sostanzialmente dell'epoca e delle zone di realizzazione, in relazione alla materia prima ed alle tecnologie disponibili anche se generalmente erano in forma di parallelepipedo. Ad esempio, in epoca romana, tenuto conto delle difficoltà tecnologiche relative al processo di cottura, almeno una delle dimensioni doveva essere contenuta entro pochi centimetri. Essi 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 [8].

In riferimento al periodo sostanzialmente compreso tra il 1750 ed il 1870 circa, ulteriori informazioni possono essere ottenute dal trattato di Curioni [13]. Egli riferisce che nella provincia di Torino erano prodotti *mattoni detti del campione* di dimensioni 256x128x64 mm, i *mattoni comuni* di 240x120x60 mm, i *mattonetti* di 240x120x80, anche se lo stesso nome venne assegnato per individuare mattoni di dimensione 220x110x40 mm.

Gli studi sperimentali svolti al fine di caratterizzare meccanicamente mattoni in laterizio hanno messo in mostra campi di variabilità rilevanti. Ad esempio, per quanto riguarda la resistenza a compressione si trovano indicazioni variabili tra 1.5 e 31 MPa, moduli elastici compresi tra 1 e 18 GPa, con la maggior parte dei valori che ricade tra 200 e 500 volte la resistenza a compressione, con un valore medio pari a 350 volte quest'ultima [23]. Tale aspetto mette in mostra ulteriormente come siano necessarie prove sperimentali per supportare la scelta di valori coerenti.

In particolare, per quanto riguarda la resistenza a compressione, essa dipende sostanzialmente dal livello di cottura: in mattoni ben cotti essa vale circa 20-25 MPa mentre in quelli poco cotti, detti *albasì*, essa può ridursi sino a 5 MPa. Secondo ulteriori informazioni presenti in letteratura, il coefficiente di Poisson di un laterizio può essere stimato essere prossimo a 0.20 mentre la resistenza a trazione circa pari ad un decimo di quella a compressione [21]. In riferimento a

³ L'attuale dimensione standard dei mattoni pieni è 5.5 x 12 x 25 cm.

quest'ultima, alcune prove sperimentali possono essere ritrovate in [24], dove è stata ricavata una resistenza a trazione tra 1.5 MPa e 3.5 MPa con energie di frattura corrispondenti variabili tra 0.06 N/mm e 0.13 N/mm. Per la malta invece le conoscenze a riguardo sono ancora piuttosto ridotte [22].

2.4.3. Malta

La malta è una pasta modellabile utilizzata come collegamento e riempimento tra i diversi elementi, la quale funge anche da base di appoggio regolare per essi. Nonostante occupi, percentualmente, una porzione ridotta della muratura nel suo complesso, influenza pesantemente sia il comportamento globale che la sua resistenza [25].

Le malte sono costituite da una miscela di legante (soprattutto cemento e/o calce), acqua, inerti fini (sabbia) ed eventuali additivi. Le proporzioni tra tali materiali permettono di assicurare una buona lavorabilità all'impasto bagnato ed una buona resistenza allo stato asciutto, dopo presa ed indurimento.

Storicamente esse erano realizzate con sabbia fine di fiume e calce (area o idraulica) mentre dal Novecento iniziarono ad essere usate malte bastarde di calce e cemento [8].

La loro resistenza meccanica dipende sostanzialmente dalle caratteristiche dei componenti ma anche dallo svolgimento dei processi di presa ed indurimento. In particolare, per strutture massicce, tali processi sono disomogenei nel corpo della muratura a causa della difficoltà di evaporazione dell'acqua nelle parti più profonde. Questa circostanza produce stati di coazione nella muratura che ne abbassano la resistenza; per questo motivo nel passato veniva prescritta una sequenza esecutiva tale da mantenere i diversi corsi di malta esposti all'aria per un tempo sufficiente a far esaurire la maggior parte del processo d'indurimento [8].

Le malte di calce aerea furono utilizzate fortemente a causa del buon rendimento della calce viva e della loro lavorabilità. La loro resistenza a compressione è però molto limitata (nell'ordine di 0.5 MPa), l'indurimento è lento e sono particolarmente sensibili all'azione del gelo. La composizione delle malte idrauliche è in genere un volume di calce idraulica ogni tre di sabbia; esse presentano la medesima lavorabilità ma una resistenza maggiore rispetto a quelle aeree, prossima a 2.5 MPa. Ancora maggiore risulta essere la resistenza delle malte bastarde⁴, nell'ordine di 5 MPa e di quelle cementizie⁵, almeno pari a 12 MPa [21].

È necessario inoltre osservare che le malte disposte nei giunti risultano essere un punto di debolezza della muratura a causa degli agenti atmosferici che spesso riescono a dilavare tali giunti per profondità di diversi centimetri; in questi casi lo spessore strutturale della muratura viene profondamente ridotto [8].

La caratterizzazione meccanica dei provini di malta prelevati da muratura storiche è generalmente piuttosto complessa a causa del fatto che i giunti hanno dimensioni sottili ed alcune volte di spessore non costante.

⁴ Le *malte bastarde* sono delle malte formate da due leganti, in modo tale da combinare i vantaggi di uno con quelli dell'altro. Le più comuni sono quelle che presentano calce e cemento, con un rapporto di un volume di calce, una di cemento e cinque di sabbia [21].

⁵ Nelle *malte cementizie* il rapporto è di un volume di cemento ogni tre di sabbia [21].

2.5. Comportamento meccanico della muratura

Nel presente paragrafo verranno riprese delle considerazioni relative al comportamento della muratura nel suo complesso, così come composta da elementi lapidei e malta. A tal fine si farà riferimento a lavori di natura sperimentale oltre che ad alcune valutazioni di natura teorica.

2.5.1. Comportamento a compressione uniassiale

Il comportamento della muratura a compressione dipende da quella degli elementi che la costituiscono e dalla loro tessitura. Le malte presentano maggiore deformabilità e minore resistenza dei laterizi; in ogni caso la resistenza a compressione della muratura nel suo complesso è maggiore di quella della malta ma inferiore di quella dei laterizi (Figura 2.8).

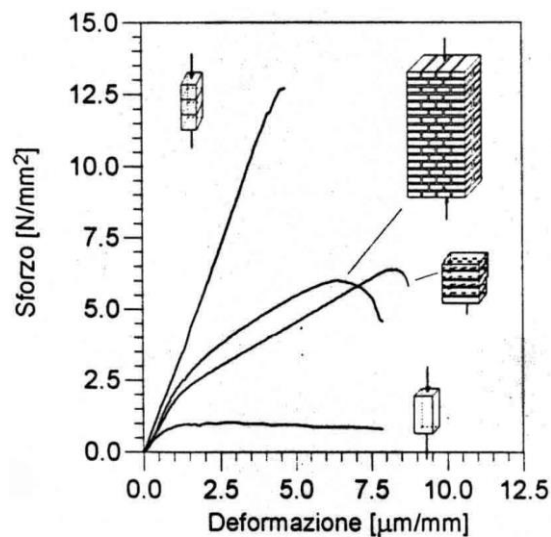


Figura 2.8 Confronto tra comportamento della muratura e dei suoi componenti (mattoni e malta). [26]

Il paradosso legato alla maggiore resistenza della muratura rispetto a quella della singola malta può essere spiegato tenendo conto che, all'aumentare dello sforzo di compressione, l'espansione laterale delle malte nei letti orizzontali risulta molto maggiore di quella dei laterizi. In questo modo nasce uno stato di sollecitazione laterale, di compressione nella malta e di trazione nel laterizio. In questo modo quest'ultimo si trova soggetto a trazione biassiale e compressione verticale mentre la malta a compressione triassiale (Figura 2.9).

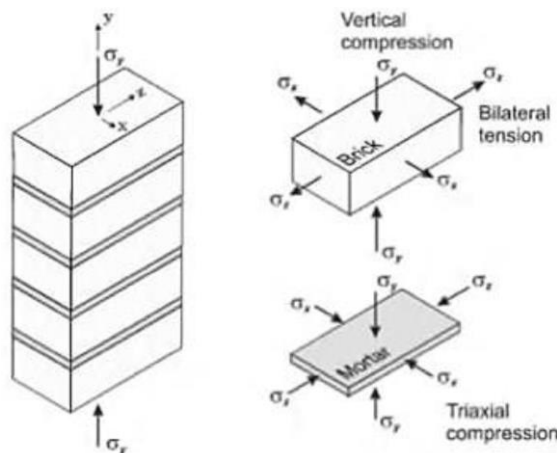


Figura 2.9 Stato tensionale all'interfaccia malta-mattone. [27]

In questo modo nelle murature compresse le malte risultano essere profondamente confinate mentre i blocchi in laterizio sono indeboliti dalla trazione laterale biassiale. In questo modo, a seguito di uno stato di sollecitazione uniassiale, la resistenza della muratura dipende dal comportamento triassiale dei suoi componenti. Nella condizione di collasso i blocchi si rompono formando fessure verticali a causa dello stato di sollecitazione di compressione verticale e trazione laterale [21].

Sperimentalmente è stato inoltre messo in mostra come un aumento nella resistenza sia associato ad un comportamento maggiormente fragile [22] (Figura 2.10).

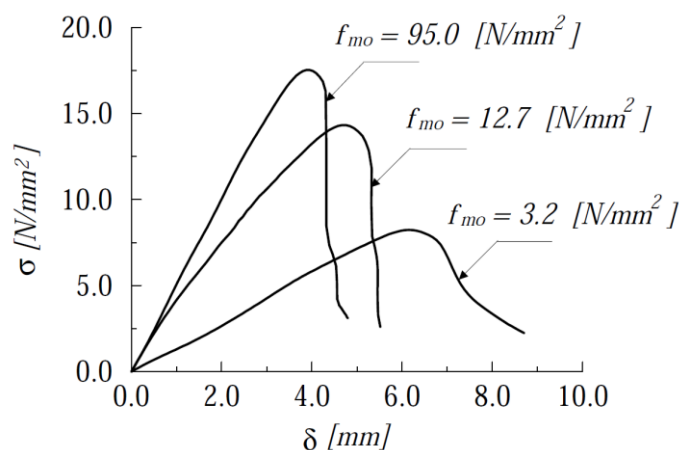


Figura 2.10 Comportamento uniassiale a compressione di murature caricate ortogonalmente ai letti di malta al variare della loro resistenza di picco. [28]

Il legame tensione-deformazione a compressione della muratura è già stato analizzato, qualitativamente, in Figura 2.7. Ora esso viene ripreso con maggiore precisione, indicando dei valori ricavati da prove sperimentali [29] (Figura 2.12), che possono fungere da guida per scelte successive.

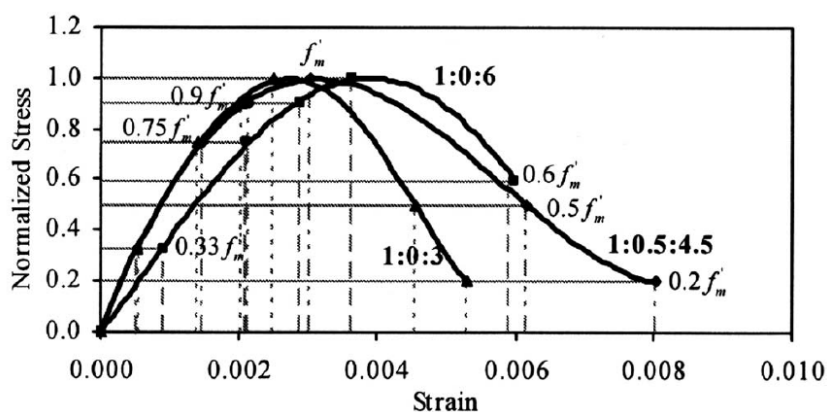


Figura 2.11 Legame tensione-deformazione per provini di muratura soggetti a compressione uniassiale al variare della composizione della malta. [29]

Tensione normalizzata	Deformazione al variare della composizione della malta (cemento:calce:sabbia)		
	1:0:6	1:0:3	1:0.5:4.5
0.00	0.0000	0.0000	0.0000
0.33	0.0009	0.0005	0.0005
0.75	0.0021	0.0014	0.0015
0.90	0.0029	0.0021	0.0021
1.00	0.0036	0.0025	0.0030
0.60	0.0059	-	-
0.50	-	0.0045	0.0062
0.20	-	0.0053	0.0080

Tabella 2.3 Valori di tensione normalizzata e corrispondenti deformazioni al variare della composizione della malta adottata. [29]

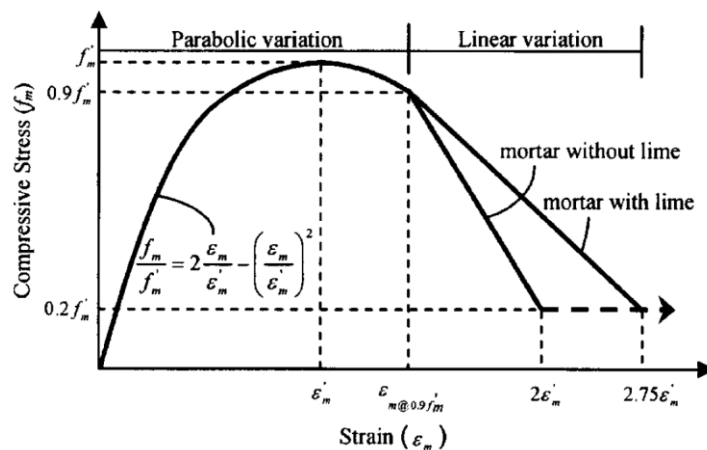


Figura 2.12 Ricostruzione del comportamento uniaassiale a compressione di murature caricate ortogonalmente ai letti di malta così come derivante dalle prove sperimentali. [29]

Dal grafico è possibile vedere come una volta raggiunta la resistenza di picco si abbia un lieve incremento di deformazione in corrispondenza del quale la resistenza si mantiene ad un valore prossimo a quello massimo. La deformazione corrispondente alla resistenza di picco è risultata essere prossima a $\varepsilon'_m = 0.0025$ mentre la deformazione ultima circa pari a 2 (nel caso di assenza di calce nella malta) o 2.75 volte (nel caso di presenza di calce nella malta) di quella di picco⁶ [29].

2.5.2. Comportamento a trazione

La resistenza a trazione di una muratura risulta essere profondamente inferiore rispetto a quella a compressione; inoltre la modalità di rottura che si presenta generalmente non è associata al raggiungimento della resistenza a trazione della malta bensì è legata alla perdita di adesione di quest'ultima. Come già visto in Figura 2.7, il comportamento è associato ad un primo tratto sostanzialmente elastico che si conclude con il raggiungimento della resistenza di picco e la formazione di una lesione, la cui dimensione aumenta via via sinchè la resistenza non si annulla. Tale deformazione quindi non interessa l'intero giunto ma si localizza nell'intorno della sezione di contatto giunto-laterizio. Il comportamento a trazione, come già visto in precedenza, è caratterizzato dalla resistenza di picco, dal modulo elastico, dalla forma del ramo discendente e dall'energia di frattura. Definita con w l'apertura media della lesione e con w_c la sua dimensione in corrispondenza dell'annullamento completo della resistenza a trazione, il cui picco è f_t , il ramo discendente può essere valutato con una relazione del tipo [21]:

⁶ Il fatto che nel caso di presenza di calce nella malta la deformazione ultima risulti maggiore rispetto al caso in cui essa sia assente è legato al fatto che essa conferisce duttilità alla muratura [29].

$$\frac{\sigma}{f_t} = \left(1 - \frac{w}{w_c}\right)^n \quad (2.1)$$

dove tale curva di rammollimento varia al variare del coefficiente n (quando vale $n = 0$ ci si ritrova nel caso di materiale perfettamente plastico mentre se $n \rightarrow \infty$ in quello di materiale perfettamente fragile).

2.5.3. Comportamento a taglio

L'applicazione di un'azione tagliante parallela alla direzione dei filari di malta tende a farli scorrere uno sull'altro; per valutare la resistenza a tale meccanismo, generalmente un pannello murario di forma quadrata viene sottoposto ad un'azione di taglio applicando ad esso una compressione diagonale (Figura 2.13).

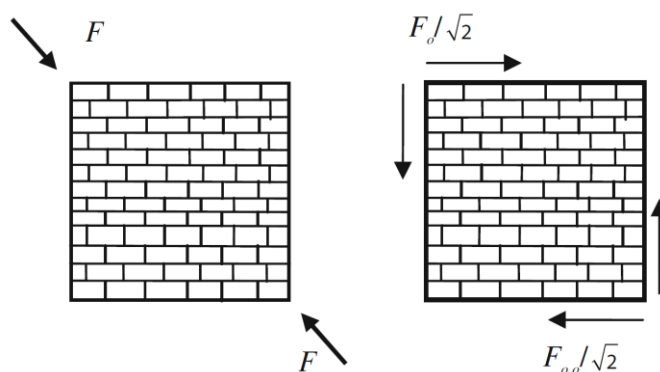


Figura 2.13 Prova a compressione diagonale su un pannello murario. [21]

I meccanismi di collasso possono essere per trazione diagonale nella zona centrale del pannello (nel caso di malte di buona qualità con elevata resistenza di adesione ai laterizi), per scorrimento a taglio lungo i filari in malta nelle zone più alte (nel caso di malte di scarsa qualità e azioni di compressione ridotte) oppure per scorrimento, distacco e ribaltamento di gruppi di blocchi (nel caso di malte di scarsa qualità e azioni di compressione rilevanti) [21]. In Figura 2.14 è possibile ritrovare una rappresentazione di tali modalità.



Figura 2.14 Meccanismi di collasso a taglio: fessurazione diagonale e ribaltamento di una metà del pannello [30]; scorrimento in corrispondenza dei giunti di malta [31]; scorrimento e ribaltamento di frammenti di pannello [30].

2.6. Raccomandazioni riguardanti le proprietà della muratura da adottare in fase di modellazione numerica

In questo paragrafo verranno riportate delle informazioni aggiuntive riguardanti le caratteristiche della muratura, così come raccomandate in [32].

Indicazioni utili possono derivarsi da riferimenti normativi. In particolare l'Eurocodice 6 [33] definisce delle relazioni per la valutazione della resistenza caratteristica a compressione della muratura a partire dai valori relativi ai suoi costituenti (elementi lapidei e malta). Definita con f_b la resistenza media a compressione degli elementi lapidei e con f_m quella della malta (esprese in MPa), nel caso di muratura ordinaria realizzata con malta normale o alleggerita in cui i giunti hanno spessore maggiore di 3 mm, essa può essere stimata come:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} \quad (2.2)$$

Dove i valori di K possono essere ottenuti facendo riferimento alla Tabella 2.4.

Masonry Unit		General purpose mortar	Thin layer mortar (bed joint $\geq 0,5$ mm and ≤ 3 mm)	Lightweight mortar of density	
				$600 \leq \rho_d \leq 800$ kg/m ³	$800 < \rho_d \leq 1300$ kg/m ³
Clay	Group 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Group 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Group 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Group 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Calcium Silicate	Group 1	0,55	0,80	‡	‡
	Group 2	0,45	0,65	‡	‡
Aggregate Concrete	Group 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Group 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Group 3	0,40	0,50	‡	‡
	Group 4	0,35	‡	‡	‡
Autoclaved Aerated Concrete	Group 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Manufactured Stone	Group 1	0,45	0,75	‡	‡
Dimensioned Natural Stone	Group 1	0,45	‡	‡	‡

‡ Combination of mortar/unit not normally used, so no value given.

Tabella 2.4 Valori di K al variare delle caratteristiche della muratura. [33]

La norma inoltre sottolinea come, nel caso di malta normale, debba essere $f_b \leq 75$ MPa e $f_m \leq \min(20$ MPa; $2 f_b)$ mentre, nel caso di malta leggera, $f_b \leq 50$ MPa e $f_m \leq 10$ MPa; infine il coefficiente di variazione relativo alla resistenza degli elementi lapidei non deve essere superiore al 25 %.

La normativa italiana, nella circolare applicativa [34], definisce, nel caso delle murature storiche, per diverse tipologie, i valori dei parametri meccanici e dei pesi specifici relativi minimi e massimi (Tabella 2.5). Per quanto riguarda le prime sei tipologie, essi sono riferiti alle condizioni di muratura realizzata con malta di caratteristiche scadenti, giunti non particolarmente sottili, assenza di ricorsi o listature e paramenti scollegati. Tali valori, nel caso delle murature regolari, sono riferiti ai casi in cui la tessitura rispetta la regola dell'arte; se così non dovesse essere (ad esempio perché i giunti verticali non risultano adeguatamente sfalsati o perché i filari non sono disposti orizzontalmente) i valori devono essere ridotti. Viceversa, nel caso la muratura presenti condizioni migliori di quelle descritte in precedenza, le caratteristiche meccaniche possono essere ottenute applicando i coefficienti migliorativi presenti in Tabella

2.6. Nel caso di malta di buone caratteristiche il coefficiente relativo si applica sia ai parametri di resistenza che ai moduli elastici; se sono presenti giunti di dimensione inferiore a 10 mm esso si applica sia ai parametri di resistenza che ai moduli elastici ma con un incremento percentuale dimezzato per la resistenza a taglio; se sono presenti ricorsi o listature (i quali hanno senso solo per alcune tipologie murarie) il coefficiente viene applicato ai soli parametri di resistenza; nel caso di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti il coefficiente si applica ai soli parametri di resistenza.

Le tipologie murarie di Tabella 2.5 fanno inoltre riferimento al caso di muratura costituita da due paramenti accostati o con nucleo interno di spessore inferiore a quello del paramento, ad eccezione della muratura a conci sbazzati per la quale è implicita la presenza di un nucleo interno e quello della muratura in mattoni pieni, nel quale si ritrova spesso un nucleo interno con materiale di reimpiego reso coeso. La Tabella 2.6 presenta dei coefficienti riduttivi per le diverse tipologie murarie nel caso in cui tale riempimento sia particolarmente ampio o realizzato con materiale scadente; è altrimenti possibile provvedere alla riduzione di tali parametri attraverso una omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche nello spessore. Si prevedono inoltre coefficienti associati a consolidamenti eseguiti con iniezioni di miscele leganti o con intonaci armati.

Tipologia di muratura	f_m [MPa]	τ_0 [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	w [kN/m ³]
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1.0-1.8	0.020-0.032	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	2.0-3.0	0.035-0.051	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2.6-3.8	0.056-0.074	1500-1980	500-600	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1.4-2.4	0.028-0.042	900-1260	300-420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	6.0-8.0	0.090-0.120	2400-3200	780-940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2.4-4.0	0.060-0.092	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	5.0-8.0	0.240-0.320	3600-5400	875-1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. Foratura $< 45\%$)	4.0-6.0	0.300-0.400	3600-5400	1080-1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura $< 45\%$)	3.0-4.0	0.100-0.130	2700-3600	810-1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo e argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	1.5-2.0	0.095-0.125	1200-1600	300-400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura $< 45\%$)	3.0-4.4	0.180-0.240	2400-3520	600-880	14

Tabella 2.5 Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medi per le diverse tipologie di muratura, riferiti a condizioni di malta con caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte. [34]

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1.5	-	1.3	1.5	0.9	2	2.5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1.4	1.2	1.2	1.5	0.8	1.7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1.3	-	1.1	1.3	0.8	1.5	1.5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1.5	1.5	-	1.5	0.9	1.7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1.2	1.2	-	1.2	0.7	1.2	1.2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1.5	1.5	-	1.3	0.7	1.5	1.5

Tabella 2.6 Coefficienti correttivi dei parametri meccanici di Tabella 2.5 da applicarsi in presenza di malta di caratteristiche buone o ottime, giunti sottili, ricorsi o listature, sistematiche connessioni trasversali, nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio, consolidamento con iniezioni di malta o con intonaco armato. [34]

Attualmente risulta disponibile una versione aggiornata delle tabelle presentate in precedenza, associate alla recente pubblicazione in Gazzetta Ufficiale della nuova circolare esplicativa delle Norme tecniche per le costruzioni [35], le quali sono riportate di seguito.

Tipologia di muratura	f_m [MPa]	τ_0 [MPa]	f_{v0} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	w [kN/m ³]
	min-max	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1.0-2.0	0.018-0.032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di spessore disomogeneo (*)	2.0	0.035-0.051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2.6-3.8	0.056-0.074	-	1500-1980	500-600	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1.4-2.2	0.028-0.042	-	900-1260	300-420	13 – 16 (**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2.0-3.2	0.04-0.08	0.10-0.19	1200-1620	400-500	
Muratura blocchi lapidei squadrati	5.8-8.2	0.090-0.120	0.18-0.28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2.6-4.3	0.050-0.130	0.13-0.27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	5.0-8.0	0.08-0.17	0.20-0.36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1.2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f può essere valutata attraverso le indicazioni del §11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0.7 per le resistenze e 0.8 per i moduli elastici.

Tabella 2.7 Aggiornamento dei valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medi per le diverse tipologie di muratura, riferiti a condizioni di malta con caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte. [35]

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)	Ristillatura armata con connessione dei paramenti	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1.5	1.3	1.5	2	2.5	1.6	3.5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1.4	1.2	1.5	1.7	2.0	1.5	3.0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1.3	1.1	1.3	1.5	1.5	1.4	2.4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1.5	1.2	1.3	1.4	1.7	1.1	2.0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1.6	-	1.2	1.2	1.5	1.2	1.8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1.2	-	1.2	1.2	1.2	-	1.4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1.3 (****)	1.2	1.5	1.2	1.8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	1.2	-	-	-	1.3	-	1.3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (per esempio > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come 'malta buona' una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 MPa. In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0.35}$ (f_m in MPa).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Tabella 2.8 Aggiornamento dei coefficienti correttivi dei parametri meccanici di Tabella 2.7. [35]

Nella Tabella 2.7, i valori sono ancora riferiti (tranne che per l'ultima riga) a delle condizioni di muratura realizzata con malta di caratteristiche scadenti⁷, assenza di ricorsi o listature, paramenti semplicemente accostati o mal collegati, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte e muratura non consolidata. In particolare, nel caso in cui le malte abbiano una resistenza media a compressione inferiore a 0.7 MPa, unicamente per le verifiche sismiche, è necessario adottare un fattore 0.7 per le resistenze e 0.8 per i moduli elastici.

Si osservi inoltre la riduzione del numero di righe, con le murature più recenti valutabili in modo analogo a quelle nuove, secondo quanto indicato nelle NTC. Inoltre un aspetto particolarmente rilevante corrisponde alla presenza della distinzione tra due possibili meccanismi di collasso a taglio: τ_0 per la rottura a taglio per fessurazione diagonale in assenza di sforzo normale e f_{v0} per quella a scorrimento in assenza di sforzo normale.

Per quanto riguarda i coefficienti migliorativi per lo stato di fatto, nel caso di malta di buone caratteristiche si applica sia ai parametri di resistenza che ai moduli elastici mentre la presenza di ricorsi o listature o di elementi di collegamento trasversale solamente ai parametri di resistenza.

Passando poi a dei valori indicativi della resistenza a trazione, è possibile fare riferimento a [36], nella quale si ritrovano dei valori indicativi, variabili tra 0.00 e 0.14 MPa.

Nel caso in cui sia considerato esplicitamente il comportamento rammollente della muratura, risulta importante conoscere anche il valore delle energie di frattura a trazione e compressione. Definito con d l'indice di duttilità, con G l'energia di frattura e con f la resistenza (a trazione o a compressione), essi sono legati dalla relazione:

$$d = \frac{G}{f} \quad (2.3)$$

Il valore dell'energia di frattura può essere allora ottenuto a partire da quello di resistenza, facendo riferimento ad un indice di duttilità stimabile nell'ordine di 1.6 mm nel caso di resistenza a compressione inferiore a 12 MPa [37]. Nel caso poi di murature dotate di una resistenza inferiore, le quali risultano tipicamente dotate di maggiore duttilità, è consigliato di stimare l'indice di duttilità con la relazione [38]:

$$d = 2.8 - 0.1 f_c \quad [mm] \quad (2.4)$$

e ricavare di conseguenza l'energia di frattura a compressione.

Per quanto riguarda l'energia di frattura a trazione non sono disponibili relazioni che la leghino con la resistenza per cui è raccomandato un valore pari a 0.02 N/mm [38] [39].

⁷ In tale versione aggiornata è stata inoltre data un'indicazione quantitativa di quello che si intende per malta di caratteristiche scadenti: una malta di calce con resistenza media a compressione f_m stimabile come compresa tra 0.7 e 1.5 MPa.

Capitolo 3

Meccanismi di collasso, contributi resistenti e comportamento dei ponti ad arco in muratura

In questo capitolo verranno valutati i possibili meccanismi di collasso *locali* oppure *globali* caratterizzanti i ponti ad arco in muratura mono o multi-campata, i contributi determinati dagli elementi spesso valutati come *non strutturali* (quali ad esempio i *timpani*, il *rinfianco* ed il *riempimento*), sia in termini di capacità portante che di associati meccanismi di collasso, arrivando infine a comprendere complessivamente il comportamento che essi presentano. Tale obiettivo verrà perseguito facendo riferimento a prove sperimentali eseguite nel recente passato, sia su ponti reali che su test eseguiti in laboratorio con modelli in scala, le quali sono state finalizzate soprattutto alla valutazione del comportamento sotto carichi verticali.

Particolarmente interessanti sono però anche le conseguenze che un evento sismico può determinare. Prove sperimentali di questo tipo su ponti reali sono evidentemente eccessivamente complicate per essere realizzate; per dare comunque delle informazioni sufficientemente attendibili verranno ripresi degli articoli di letteratura relativi agli effetti di eventi sismici su alcuni ponti ad arco in muratura del patrimonio infrastrutturale italiano.

3.1. Comportamento dei ponti ad arco in muratura soggetti a carichi verticali

In questo paragrafo verrà illustrato il comportamento dei ponti ad arco in muratura soggetti a carichi verticali, facendo riferimento a quanto evidenziato dalle prove sperimentali presenti in letteratura. Si indicheranno conseguentemente i meccanismi di collasso associati ai ponti mono e multi-campata ed i contributi resistenti associati ai timpani, al rinfianco ed al riempimento.

Si osserva sin d'ora che i ponti mono-campata sono stati studiati storicamente molto più approfonditamente rispetto ai multi-campata, in quanto, nel passato, si era soliti adottare l'assunzione che le regole empiriche finalizzate al dimensionamento delle pile consentisse loro di essere sufficientemente rigide da permettere il comportamento di un'arcata in modo indipendente dalle adiacenti [40]. Ovviamente questa ipotesi non può considerarsi adatta a priori; per questo motivo sono state condotte alcune prove per verificare fino a che punto essa si potesse rivelare valida e, nei casi in cui non lo fosse, quali potessero essere le conseguenze dell'interazione tra le arcate nel comportamento globale e nei meccanismi di collasso.

In riferimento al contributo degli elementi generalmente considerati come *non strutturali* costituenti la sovrastruttura, risulta particolarmente importante la valutazione del contributo che essi determinano. Secondo alcuni studi, tra i quali [41], valutando il comportamento a rottura, esso è governato sostanzialmente dall'arcata, con le altre componenti da tenersi in conto in termini quasi esclusivamente di pesi propri. Tale affermazione è stata motivata dall'osservazione di quadri fessurativi presenti in alcuni ponti, in riferimento alla separazione tra arcata e pareti muraria di testa. Come si vedrà nel seguito, sinchè si parla del contributo dei timpani, tale affermazione è generalmente supportata da ulteriori studi sperimentali, mentre il contributo derivante da rinfianchi e riempimento, nonostante dipenda profondamente dai materiali e dalle tecniche utilizzate, è spesso molto rilevante.

3.1.1. Prime prove sperimentali

La definizione dei possibili meccanismi di collasso che possono interessare un ponte ad arco in muratura è stata ottenuta, storicamente, attraverso delle prove sperimentali su modelli in piccola e media scala. Nel passato meno recente l'esecuzione di tali prove era comune e ne furono eseguite un grande numero, senza però che ve ne fosse conservato alcun risultato [7]; la prima serie di test di cui si sono conservati i risultati è stata sviluppata da Gautier e risale al 1717 [42]. Inizialmente l'esecuzione di tali prove era finalizzata alla valutazione delle condizioni per le quali un'arcata potesse mantenersi stabile: nel 1846 Barlow [43] arrivò alla conclusione che l'arco era una struttura *staticamente indeterminata* in quanto osservò che se era definibile una *linea delle spinte* contenuta all'interno dello spessore dell'arcata senza toccarne intradosso o estradosso per quattro volte essa risultava stabile ed erano definibili più di una curva di tale tipo, tutte potenzialmente corrette.

A seguito delle prove sperimentali eseguite attorno al 1930, Pippard [44] confermò che l'arcata arrivava a collasso quanto si formavano quattro cerniere, alternativamente tra intradosso ed estradosso, in quanto essa veniva convertita in un meccanismo. Egli dimostrò inoltre che dopo la formazione della prima fessura, cioè della prima cerniera, vi era ancora una riserva di resistenza prima di giungere al collasso. Inoltre osservò che lo scorrimento si presentava solamente quando veniva raggiunta la rottura della muratura e che la linea delle spinte si trovava ben oltre al terzo medio prima che si arrivasse alla formazione della prima fessura a trazione (come invece l'approccio puramente elastico proponeva). Egli sviluppò quindi un metodo di analisi elastica basato anche sui risultati sperimentali ottenuti, nel quale la resistenza a trazione non si considerava raggiunta sinchè la linea di spinta non avesse superato la metà della sezione; tale lavoro è stato poi reso parte del metodo semi-empirico MEXE (il quale verrà descritto più precisamente nel capitolo 4). A seguito di studi ulteriori eseguiti [45] concluse inoltre che la posizione critica del carico, per un'arcata priva di riempimento ed incernierata in corrispondenza delle spalle, si trovava a circa un quarto della luce. Infine mise in mostra come l'assumere una resistenza a trazione nulla portasse a risultati decisamente conservativi; d'altro canto l'usuale assunzione di resistenza a compressione infinita poteva portare a sovrastimare l'effettiva capacità portante.

I test di cui si è discusso sinora erano eseguiti in laboratorio e composti dalle sole arcate e spalle. Gli altri elementi costituenti il ponte, come ad esempio i *timpani* ed i *muri d'ala*, non erano considerati esplicitamente; inoltre il *riempimento* era tenuto in conto solamente in termini di carico verticale sull'arcata.

Per ottenere una comprensione più raffinata dell'effettivo comportamento dei ponti ad arco in muratura si iniziò quindi ad eseguire dei test su strutture effettivamente esistenti o, per lo meno, su modelli in scala reale.

3.1.2. Prove sperimentali su ponti ad arco in muratura mono-campata: la campagna sperimentale della TRRL

I primi risultati sperimentali sull'effettivo comportamento di ponti ad arco in muratura si ottennero tra il 1984 ed il 1994; in questo arco di tempo la TRRL (Transport and Road Research Laboratory), ora denominata TRL, nel Regno Unito, eseguì 11 prove su ponti ad arco in muratura di muratura o pietrame, dei quali nove erano effettivamente esistenti mentre gli altri due furono realizzati in scala reale in laboratorio, allo scopo di determinarne le modalità di collasso e la loro capacità portante [46] [2] [42] [47] [48] [49] [50] [51] [52].

Tali test partivano dall'obiettivo di valutare un ampio range di caratteristiche dei ponti ad arco, al variare dei materiali di cui erano costituiti, della geometria che essi presentavano (in funzione dei rapporti *luce/freccia* e *luce/profondità*), dell'orientamento rispetto all'ostacolo da superare (ponti *retti* oppure *sghembi*), del numero di campate (*mono* o *multi-campata*), tenendo anche conto delle condizioni iniziali in cui essi si trovavano (ponti di recente costruzione oppure già fessurati, a diversi livelli di gravità). Ovviamente l'uso di 11 ponti non poteva coprire completamente l'ampio range di possibilità, ma ha certamente permesso di realizzare valutazioni di indubbio interesse. Nella Tabella 3.1 sono riassunti gli intervalli di valori geometrici sperimentati in tale campagna.

Proprietà geometrica	Intervallo di valori sperimentato
Ribassamento	$0.16 < r/s < 0.50$
Rapporto tra spessore dell'arcata e luce	$0.034 < d/s < 0.094$
Rapporto tra spessore del riempimento in chiave e spessore dell'arcata	$0.28 < f/d < 2.15$
Lunghezza di applicazione del carico	$0.30 \text{ m} < w < 0.75 \text{ m}$
Angolo di obliquità	$0 \text{ deg} < \text{angle} < 29 \text{ deg}$

Tabella 3.1 Intervallo di valori geometrici sperimentati nei test eseguiti. [53]

Nei test il carico veniva applicato in prossimità di 1/4 - 1/3 della luce dell'arcata; esso era applicato ad una trave di dimensione pari a 75 cm e di profondità pari a quella del ponte, da parapetto a parapetto (salvo per il *Prestwood Bridge* dove era di dimensione 30 cm e per il *Dundee Model* di 61 cm). In questo modo era possibile diffondere il carico concentrato su una zona di estensione rilevante, scongiurando meccanismi di collasso locali associati al riempimento nella zona di applicazione del carico concentrato, di estensione limitata. Il sistema di applicazione del carico era costituito da dei martinetti idraulici aventi come contrasto degli ancoraggi realizzati in corrispondenza del terreno sottostante al ponte, il quale veniva attraversato a seguito della realizzazione di fori. Particolare attenzione era posta alla realizzazione di tali ancoraggi, in modo tale che essi non interferissero con il comportamento del ponte. Solamente nel caso del *Prestwood Bridge*, dove era atteso un carico di collasso particolarmente ridotto, il sistema di contrasto era dato da dei blocchi in calcestruzzo disposti su una struttura in acciaio al di sopra del ponte. Nelle figure seguenti sono illustrati gli schemi di disposizione del carico e degli ancoraggi dei martinetti idraulici realizzati per l'esecuzione delle prove su alcuni dei ponti oggetto di test.

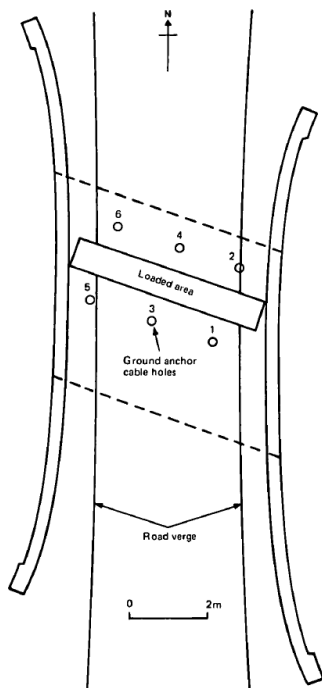


Figura 3.1 *Preston Bridge*: planimetria con schema di disposizione del carico e dei fori per l'ancoraggio dei martinetti. [47]

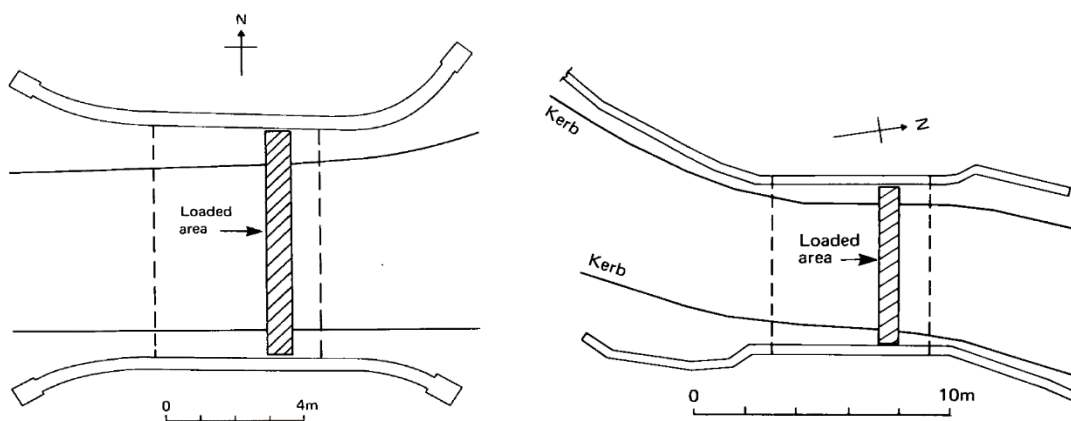


Figura 3.2 *Torksey Bridge* (a sinistra) e *Shinafoot Bridge* (a destra): planimetria con indicazione dell'area caricata. [48]

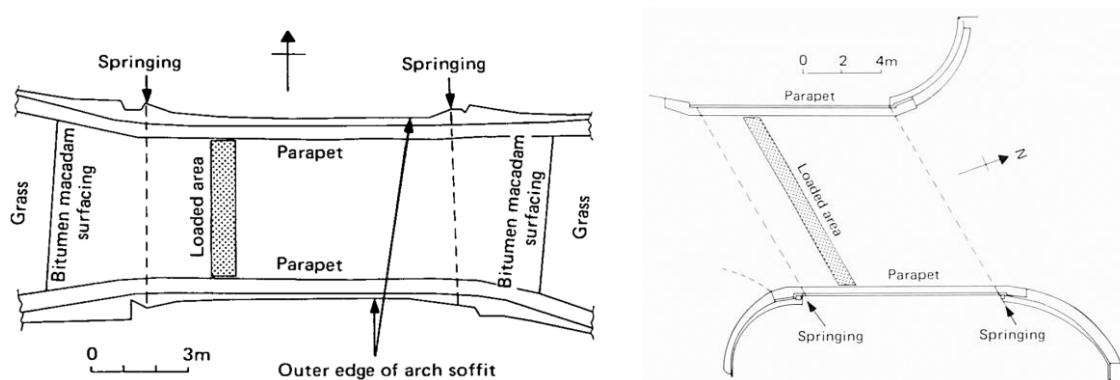


Figura 3.3 *Strathmashie Bridge* (a sinistra) e *Barlae Bridge* (a destra): planimetria con indicazione dell'area caricata. [49]

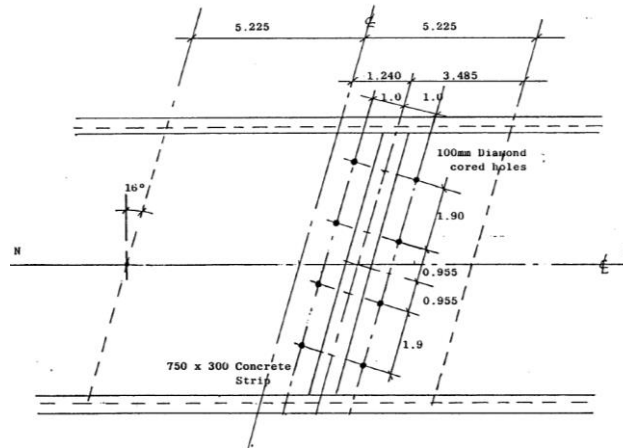


Figura 3.4 Bargower Bridge: planimetria con indicazione dell'area caricata e degli ancoraggi dei martinetti idraulici. [54]

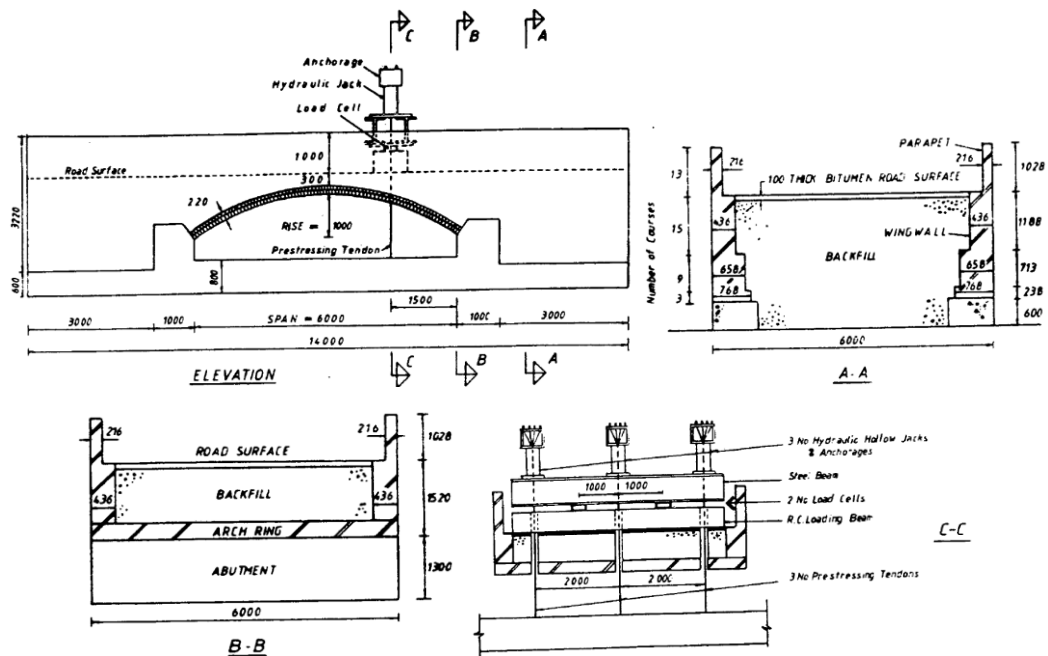


Figura 3.5 Bolton Model: sezione longitudinale e trasversali con indicazione dell'applicazione del carico. [52]

Per maggiori informazioni riguardanti le modalità di realizzazione dei test, della strumentazione adottata e della disposizione della stessa, si rimanda a [46] [2] [42] [47] [48] [49] [50] [51] [52]. Nel seguito verranno illustrate le immagini maggiormente interessanti relative ai diversi test eseguiti ed una breve descrizione relativa al meccanismo di collasso ed al comportamento a rottura [46].

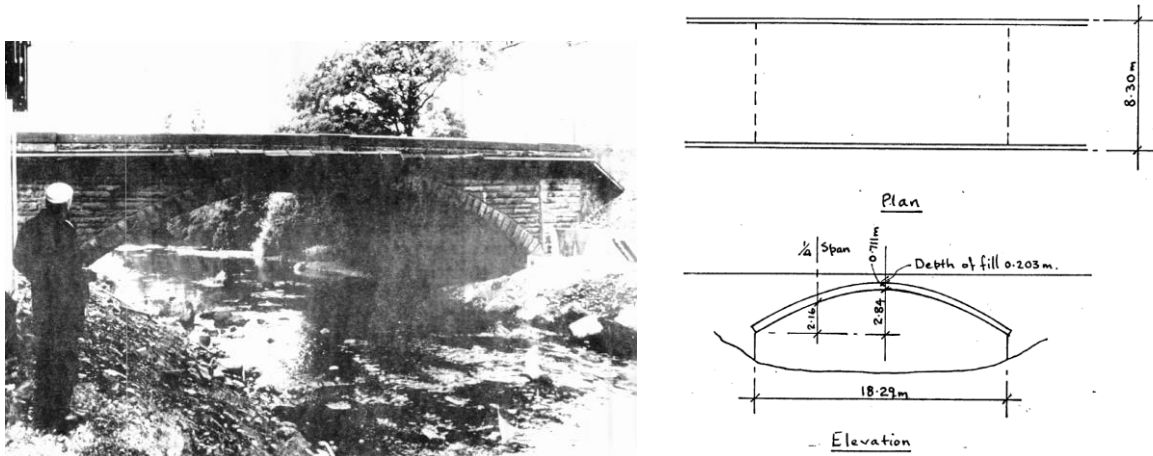


Figura 3.6 *Bridgemill Bridge*: prospetto (a sinistra) e schema planimetrico / prospettico (a destra). [51]

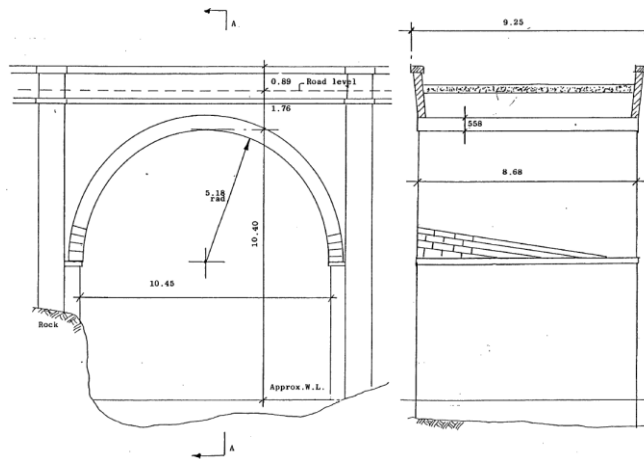
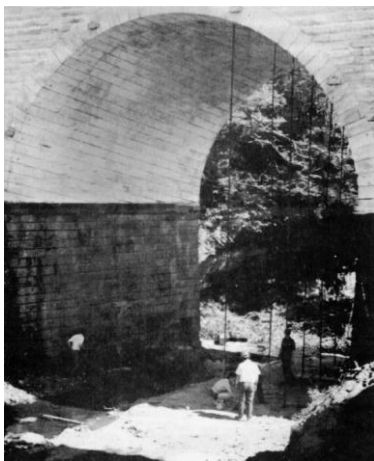


Figura 3.7 *Bargower Bridge*: prospetto (in alto a sinistra), sezione longitudinale e trasversale con le principali indicazioni geometriche (in alto a destra), fessurazione longitudinale preesistente nell'arcata (in basso a sinistra) e condizione a collasso (in basso a destra). [54]

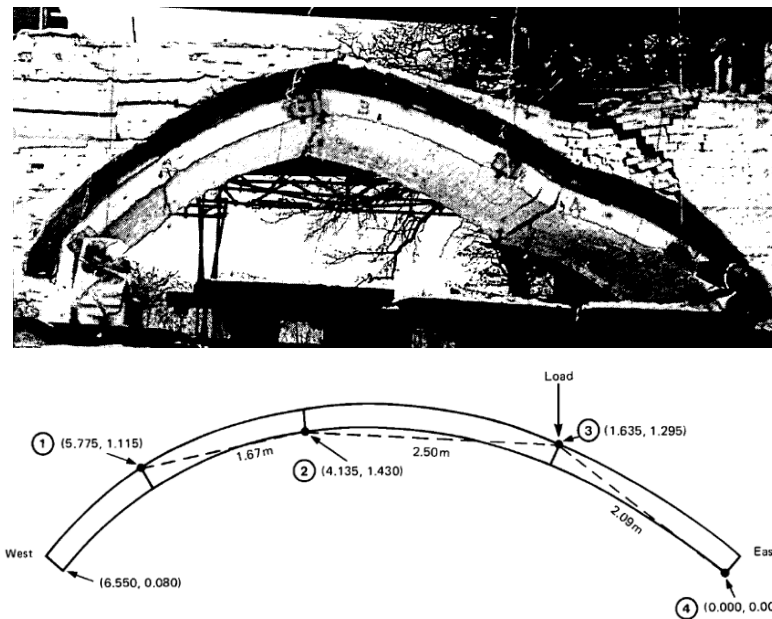


Figura 3.8 *Prestwood Bridge*: prospetto appena prima del collasso con individuazione delle cerniere: è indicato l'ordine con il quale esse si sono presentate e la loro posizione riferita ad un sistema di assi con origine nella rene ad est. [47]

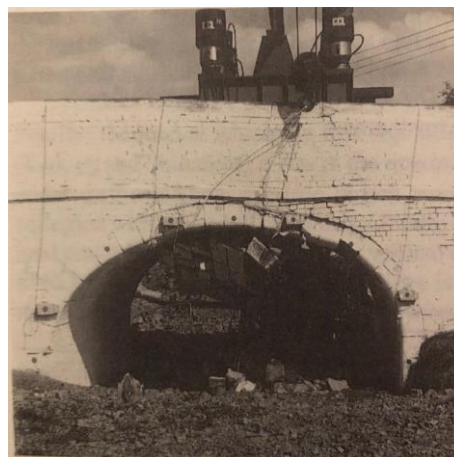


Figura 3.9 *Preston Bridge*: prospetto ad est a seguito del collasso. [46]

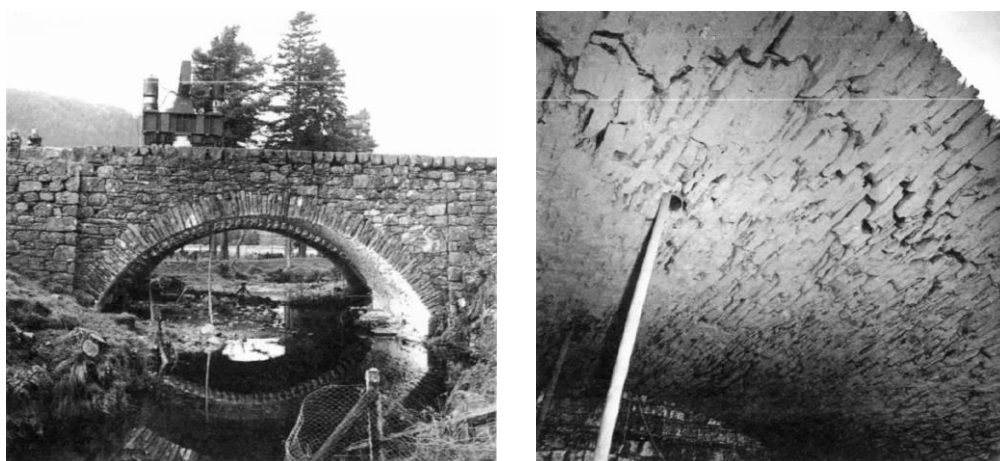




Figura 3.10 *Torksey Bridge*: prospetto nord (in alto a sinistra), condizioni della spalla a sud ovest (in alto a destra) e condizioni al momento del collasso (in basso al centro). [48]



Figura 3.11 *Shinafoot Bridge*: prospetto ovest (a sinistra) e condizione del prospetto ad est poco prima del collasso (a destra). [48]



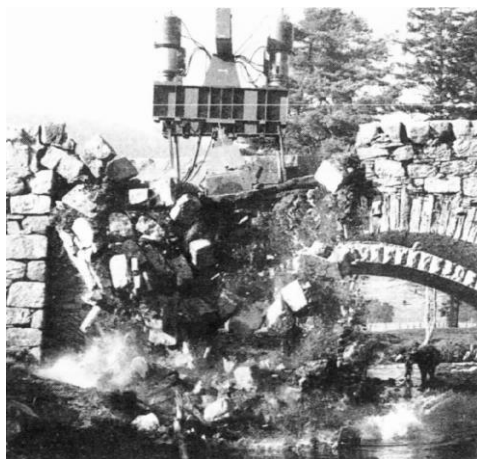


Figura 3.12 *Strathmashie Bridge*: prospetto sud (in alto a sinistra), fessure longitudinali nell'arcata (in alto a destra) e condizione all'inizio del collasso (in basso al centro). [49]



Figura 3.13 *Barlae Bridge*: prospetto sud-est (a sinistra), formazione di tre cerniere durante l'applicazione del carico (a destra). [49]

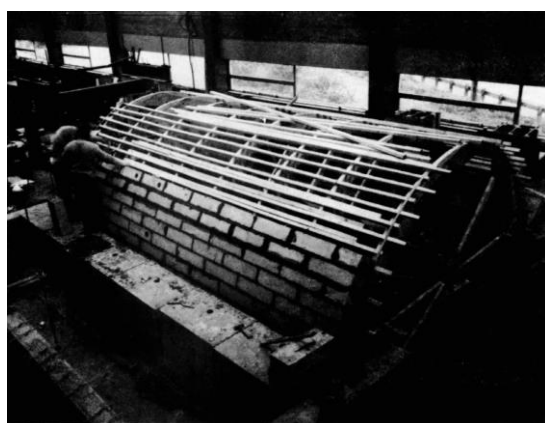


Figura 3.14 *Dundee model*: costruzione dell'arcata (a sinistra) e separazione tra arco e timpano nella fase finale di carico (a destra). [50]

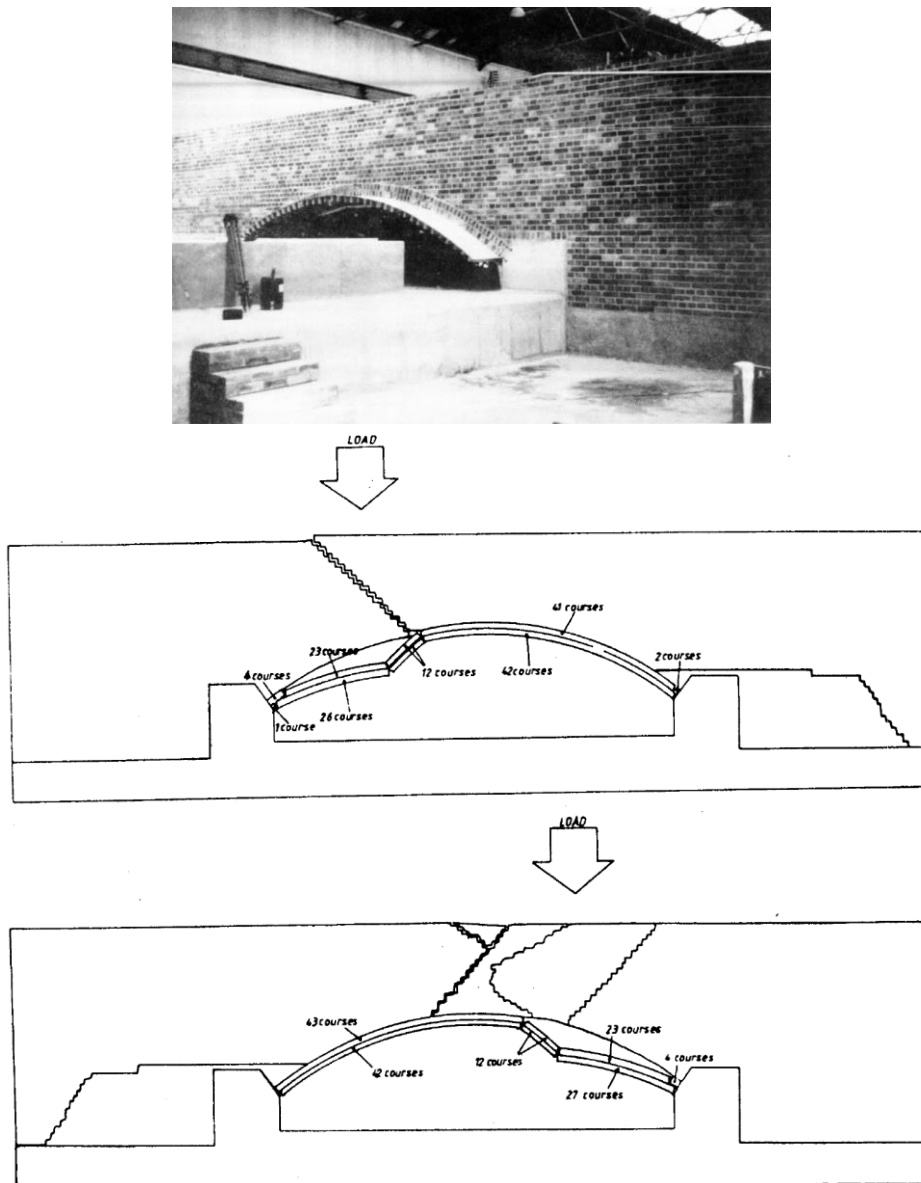


Figura 3.15 *Bolton model*: modello (in alto), schema di collasso riferito al prospetto ovest (in centro) ed est (in basso). [52]



Figura 3.16 *Rotherham road railway bridge*: prospetto. [46]

Come anticipato in precedenza, nel seguito, verranno date le informazioni essenziali sulle caratteristiche peculiari dei singoli ponti e sui meccanismi di collasso/danneggiamenti associati.

Bridgemill: è stato il ponte di luce maggiore tra quelli testati. Esso si trovava in buone condizioni; il carico fu applicato ad un quarto della luce con un valore massimo pari a 3100 kN, senza però giungere al collasso. I primi danneggiamenti furono associati al distacco dei timpani; per quanto riguarda il meccanismo di collasso, si prevede la possibile formazione di quattro cerniere a seguito dell'individuazione di fessure in corrispondenza delle zone previste per esse se la prova fosse stata portata a collasso.

Bargower Bridge: era un ponte dotato di un'arcata semicircolare e di un certo numero di difetti: in particolare i timpani, i parapetti ed i muri d'ala erano leggermente ruotati verso l'esterno ed era inoltre presente una fessura longitudinale nell'arcata approssimativamente da spalla a spalla a circa un metro dall'estremità trasversale. Il carico fu applicato ad un terzo della luce; quando vennero raggiunti i 3400 kN, si osservarono i primi segni di danneggiamento, con la caduta di materiale dalla zona fessurata in origine. Il carico massimo applicato fu di 5600 kN, al quale corrispose il collasso per rottura del materiale costituente l'arcata proprio al di sotto della linea di carico. Prima del collasso, si notarono delle fessure longitudinali in corrispondenza della sezione interna dei timpani, le quali indicarono che le zone terminali dell'arcata, irrigidite dai timpani stessi, si stavano separando da quella centrale interna, maggiormente flessibile, essendo irrigidita unicamente dal riempimento.

Preston-upon-the-Wealdmoors Bridge: era un ponte che si trovava tutto sommato in buone condizioni. Venne caricato ad un terzo della luce ed il massimo carico applicato fu pari a 2110 kN. I primi segni di danneggiamento vennero individuati per un valore del carico di 1610 kN. Il collasso fu raggiunto per rottura del materiale costituente l'arcata nonostante, in precedenza, fosse evidente la formazione di tre cerniere. Si individuarono inoltre fessurazioni longitudinali nell'arcata al di sotto dell'estremità interna dei timpani.

Prestwood Bridge: era un ponte in pessime condizioni, con l'arcata particolarmente distorta, costituita da mattoni degradati, con la mancanza dei timpani. Venne caricato ad un quarto della luce; il primo segno visibile di danneggiamento si ottenne con un carico di 173 kN mentre il massimo carico applicato fu di 228 kN. Il collasso si ebbe secondo un meccanismo a quattro cerniere con una trascurabile rottura del materiale costituente l'arcata.

Torksey Bridge: era un ponte in cattive condizioni in quanto i timpani sporgevano verso l'esterno, portando le zone terminali delle arcate con loro. Di conseguenza vennero individuate fessure nell'arcata ampie all'incirca 75 mm. Venne caricato ad un quarto della luce; il primo segno di danneggiamento si ottenne a 1080 kN, con un leggero *spalling* in corrispondenza della chiave. Esso fu anche il massimo carico applicato. Si evidenziò la presenza di cerniere prima del collasso, il quale apparve associato ad un meccanismo per *snap-through* con tre cerniere. I timpani rimasero in piedi.

Shinafoot Bridge: era un ponte la cui arcata venne costruita adottando pietrame disposto in modo disordinato. Presentava piccoli movimenti verso l'esterno di uno dei timpani con conseguenti leggere fessurazioni longitudinali in corrispondenza del collegamento con l'arcata. In ogni caso esso si trovava in buone condizioni. Venne caricato ad un quarto della luce: il primo segno di danno visibile si ottenne con l'applicazione di un carico pari a 2524 kN, quando piccole quantità di materiale caddero a terra. Tale carico fu anche il massimo applicato. Il ponte collassò diventando un meccanismo a quattro cerniere, dopo che i timpani e parte delle arcate erano già crollati.

Strathmashie Bridge: era un ponte la cui arcata venne costruita adottando pietrame disposto disordinatamente. La stuccatura si trovava in cattive condizioni ed in una delle facce, a circa un metro dall'estremità, era presente un'importante fessura longitudinale. Il carico fu applicato ad un quarto della luce; il primo danno visibile si ottenne a 715 kN quando cadde parte del

materiale costituente l'arcata. Il massimo carico applicato fu di 1325 kN. Progressivamente si sviluppò il collasso dell'arcata e di uno dei timpani mentre l'altro rimase in piedi.

Barlae Bridge: era un ponte la cui arcata venne realizzata in arenaria; si trovava in condizioni discrete, con l'unico danneggiamento associato allo *spalling* della muratura. Fu il ponte dotato del maggiore angolo di sghembo tra quelli testati. Venne caricato ad un quarto della luce; il primo segno di danneggiamento, una fessura nella malta tra l'arco ed uno dei timpani, si presentò a 1470 kN. Il massimo carico applicato fu di 2900 kN in corrispondenza del quale erano visibili tre cerniere. Esse erano parallele alle spalle; tenuto conto che la tessitura adottata per la realizzazione dell'arcata era elicoidale, non potevano seguire un singolo giunto ma potevano farlo solamente per una certa lunghezza passando poi saltare al successivo. Il collasso si presentò secondo un meccanismo di *snap-through* di metà arcata seguito dal collasso complessivo della parte rimanente.

Dundee Model: venne costruito alla Dundee University. L'arcata venne realizzata con calcestruzzo prefabbricato mentre i parapetti ed i timpani in mattoni di calcestruzzo. Venne aggiunto un riempimento in ghiaia sabbiosa ed uno strato di spessore pari a 5 cm in macadam bituminoso addensato in modo tale da modellare la strada. Il carico fu applicato ad un terzo della luce; il primo segno visibile di danneggiamento fu una fessura tra l'arcata ed i timpani, la quale si presentò a circa 670 kN. Il massimo carico applicato fu di 1040 kN; vennero individuate le cerniere ma il test non fu portato a collasso.

Bolton Model: venne costruito in laboratorio al Bolton Institute. L'arcata ed i timpani furono realizzati in mattoni di calcestruzzo. Il riempimento venne realizzato in calcare ben graduato e venne aggiunto uno strato di spessore pari a 10 cm di materiale bituminoso per modellare la presenza della strada. Il carico venne applicato ad un quarto della luce. Il primo segno di danneggiamento si ottenne per un carico pari a 360 kN e corrispose ad una fessurazione tra arcata e timpani. Il massimo carico applicato fu di 1170 kN; il collasso avvenne in seguito alla formazione di un meccanismo a quattro cerniere.

Rotherham Road: è l'unico ponte multi-campata (in particolare costituito da tre arcate) tra quelli testati, il quale precede l'arcata principale, di maggiore luce, realizzata in acciaio. Era noto che i ponti multi-campata potessero avere una capacità portate inferiore rispetto a corrispondenti ponti mono-campata nel caso in cui le pile intermedie fossero sufficientemente snelle da permettere un'interazione significativa tra luci adiacenti; uno degli obiettivi del test era appunto associato alla valutazione di questa interazione. Le tre luci erano molto simili; le pile intermedie avevano una larghezza di 1.26 m ed un'altezza di 2.82 m tra gli archi 1 e 2 e di 3.12 m tra gli archi 2 e 3. La pila tra l'arco 3 e quello di luce maggiore in acciaio aveva dimensioni considerevoli e fu quindi assunta agire come una spalla. Il carico venne applicato ad un quarto della luce dell'arcata 3 vicino a quella di luce principale in acciaio (la quale venne rimossa prima dell'esecuzione del test). Il primo segno di danneggiamento visibile si ebbe per un carico pari a 2600 kN mentre il massimo carico applicato fu di 3500 kN. Il ponte collassò per un meccanismo a 3 cerniere per *snap-through* dell'arcata, con separazione in strati di quest'ultima, in particolare tra quello superiore ed i due inferiori. Le rimanenti due arcate rimasero in piedi senza che fosse visibile alcun danneggiamento.

In Tabella 3.2 sono riportate le caratteristiche geometriche e le modalità di collasso dei diversi ponti oggetto di sperimentazione.

Ponte	Caratteristiche dell'arcata						Spessore del riempimento in chiave [cm]	Carico di collasso [kN]	Meccanismo di collasso
	Luce [m]	Freccia [m]	Spessore dell'arcata [cm]	Obliquità [deg]	Forma	Materiale			
Bridgenill	18.30	2.85	71.1	0	Parabolica	Arenaria	20.3	3100	Test non portato a collasso; presenza di fessure nelle sezioni in cui ci si attendeva la formazione delle cerniere secondo un collasso per meccanismo a quattro cerniere.
Bargower	10.00	5.18	55.8	16	Circolare	Arenaria	120.0	5600	Rottura del materiale costituente l'arcata in corrispondenza della zona di applicazione del carico.
Preston	4.95	1.64	36.0	17	Ellittica	Arenaria	38.0	2100	Rottura del materiale costituente l'arcata dopo la formazione di tre cerniere.
Prestwood	6.55	1.43	22.0	0	Circolare (distorta)	Mattoni	16.5	228	Meccanismo a quattro cerniere.
Torksey	4.90	1.15	34.3	0	Circolare	Mattoni	24.6	1080	Snap-through.
Shinafoot	6.16	1.18	39.0-77.0	0	Circolare	Pietrame disordinato	21.5	2500	Meccanismo a quattro cerniere complicato dalla disposizione casuale della muratura.
Strathmashie	9.42	2.99	60.0	0	Circolare	Pietrame disordinato	41.0	1325	Non ben definita con caduta del materiale dalle fessure preesistenti.
Barlae	8.53	1.69	45.0	29	Circolare	Arenaria	29.5	2900	Snap-through di metà arcata seguito dal collasso a taglio in corrispondenza dei timpani.
Dunde	4.00	2.00	25.0	0	Circolare	Calcestruzzo prefabbricato	25.0	1040	Sviluppo di cerniere; la prova non venne condotta a collasso.
Bolton	6.00	1.00	22.0	0	Circolare	Mattoni di calcestruzzo	30.0	1170	Meccanismo a quattro cerniere.
Rotherham	8.89	2.27	48.3	0	Circolare	Mattoni	71.0	3500	Snap-through a 3 cerniere con separazione dell'arcata unicamente in riferimento a quella in cui era stato applicato il carico mentre le rimanenti rimasero in piedi.

Tabella 3.2 Schema riepilogativo delle prove eseguite dalla TRRL con indicazione delle principali caratteristiche geometriche e relative ai materiali, oltre che ai corrispondenti meccanismi di collasso. Riadattato da [53] [46]

3.1.3. Prove sperimentali su ponti ad arco in muratura multi-campata: modelli in scala reale realizzati al Bolton Institute

Come già anticipato in precedenza, nonostante il grande numero di ponti multi-campata presenti in Europa e nel resto del mondo, l'attenzione ad essi prestata è stata certamente inferiore rispetto a quella per i ponti mono-campata. Per sopperire a tali mancanze, nel 1995, sono stati condotti una serie di test su ponti ad arco in muratura in scala reale a 3 campate realizzati in laboratorio [55].

Prima di riprendere i risultati ottenuti sperimentali, gli studiosi hanno ritenuto opportuna l'esecuzione di analisi teoriche e numeriche che permettessero una migliore interpretazione dei risultati che potessero dare indicazioni sulle modalità di svolgimento della prova.

Come già visto, il comportamento strutturale di un ponte ad arco in muratura può essere valutato in funzione del numero di cerniere interne necessarie per renderlo un meccanismo, cioè labile. Tenuto conto che il suo grado di iperstaticità è pari a tre volte il numero delle campate q che lo costituiscono, il numero di cerniere necessarie per la formazione di un meccanismo è pari a $3q + 1$. Facendo riferimento al caso di studio, composto da tre arcate, se tale meccanismo le avesse interessate tutte allora il numero di cerniere avrebbe dovuto essere pari a 10, se invece ne avesse interessata solo due pari a 7 ed infine se ne avesse interessata solo una pari a 4. Nella Figura 3.17 sono illustrati i conseguenti meccanismi di collasso a 4, 7 e 10 cerniere con la corrispondente posizione del carico che determina il minimo moltiplicatore.

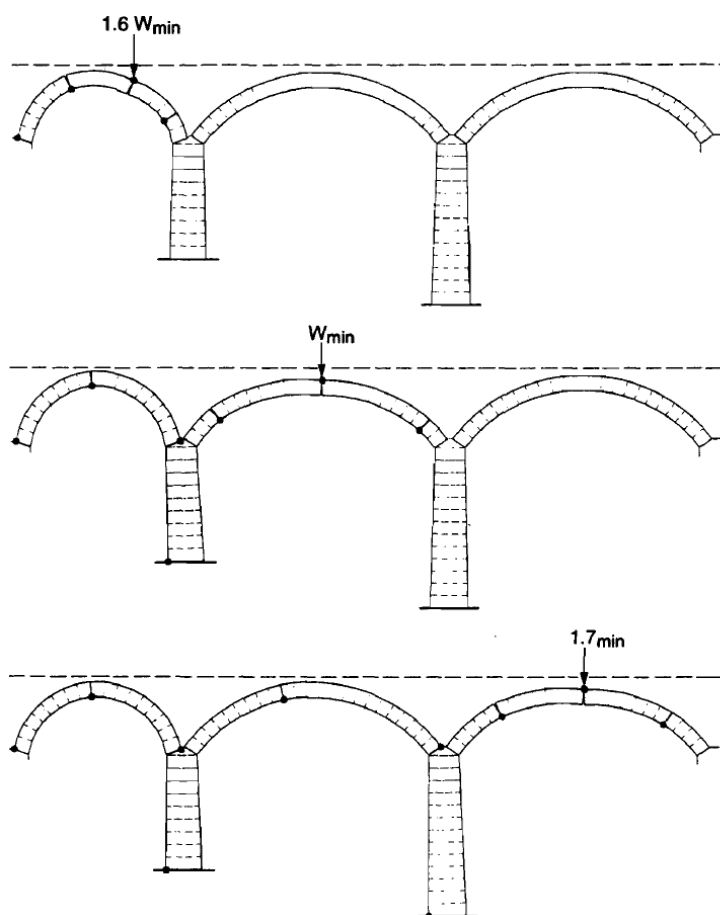
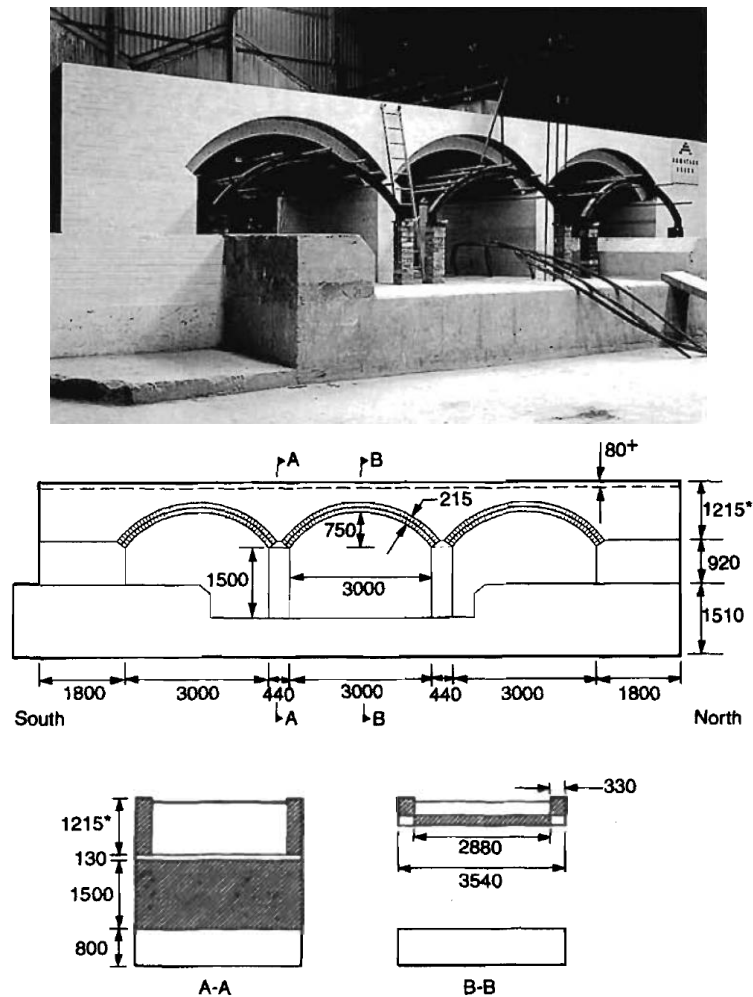


Figura 3.17 Meccanismi di collasso per formazione di 4 (in alto), 7 (in centro) e 10 (in basso) cerniere interne con indicazione delle sezioni di applicazione del carico associata ai rispettivi minimi moltiplicatori di collasso. [55]

Come si può vedere, quando il numero di arcate supera 2, un meccanismo di collasso completo, cioè che le intersezioni tutte, diventa raro per i ponti multi-campata. Un meccanismo di collasso parziale, che interessa due arcate adiacenti (e quindi la formazione di sole sette cerniere) è il più probabile nel caso in cui le pile siano snelle. Se invece sono presenti pile tozze, il collasso è generalmente associato ad una sola arcata e quindi si determinano quattro cerniere interne. Le definizioni di snello e tozzo non state identificate rigorosamente in quanto, per una data condizione di carico, una pila che ruota e che obbliga l'arcata adiacente a partecipare al meccanismo di collasso può essere indicata come snella ovvero tozza. Come si può comprendere, non è possibile prescrivere un determinato rapporto tra altezza e profondità per tale definizione in quanto essa dipende dalla condizione di carico e da altri parametri, tra i quali, ad esempio, la presenza dei timpani. In ogni caso, il collasso di una singola arcata in un ponte multi-campata spesso determina un collasso incrementale di tutte le arcate del ponte stesso e quindi parlare di un collasso parziale può rivelarsi anche in questo caso inappropriato.

A partire dalle condizioni esposte, vennero realizzati tre modelli, ognuno dotato di tre arcate di luce pari a 3 m con ribassamento pari a 0.25 e spessore dell'arcata di 215 mm. I ponti numeri 1 e 3 erano identici, entrambi con timpani collegati all'arcata. Il ponte numero 2 invece aveva i timpani staccati dalle arcate mentre per il resto era del tutto analogo agli altri. Le caratteristiche geometriche sono riportate in Figura 3.18.



*1265mm for bridge no. 3
+170mm for bridge no. 3

Figura 3.18 Modello numero 2 (in alto) e dettagli geometrici. [55]

La differenza sostanziale tra i ponti 1 e 3 era associata alla sezione di applicazione del carico. Le analisi numeriche realizzate prima dell'esecuzione dei test avevano infatti messo in mostra come la condizione critica per i ponti multi-campata non fosse quella di applicazione del carico ad un quarto della luce bensì in prossimità della chiave. Per valutare la bontà di tale affermazione dal punto di vista sperimentale si realizzarono quindi i modelli 1 e 3 in modo identico ma caricando l'1 ad un quarto della luce centrale ed il 3 in prossimità della chiave.

Nella realizzazione dei modelli è stata inoltre tenuta in conto la sequenza delle fasi costruttive generalmente adottata. Sono stati infatti prima realizzate le pile e le spalle, successivamente si sono disposte le centine, supportate da pile provvisorie e si sono costruite le arcate, i timpani ed i muri d'ala. Si sono attesi almeno 28 giorni perché la muratura potesse maturare a sufficienza e si è successivamente disposto il riempimento tra i timpani. Infine sono state rimosse le centine e demolite le pile provvisorie.

I meccanismi di collasso determinatisi delle prove di carico sono illustrati nella Figura 3.19.

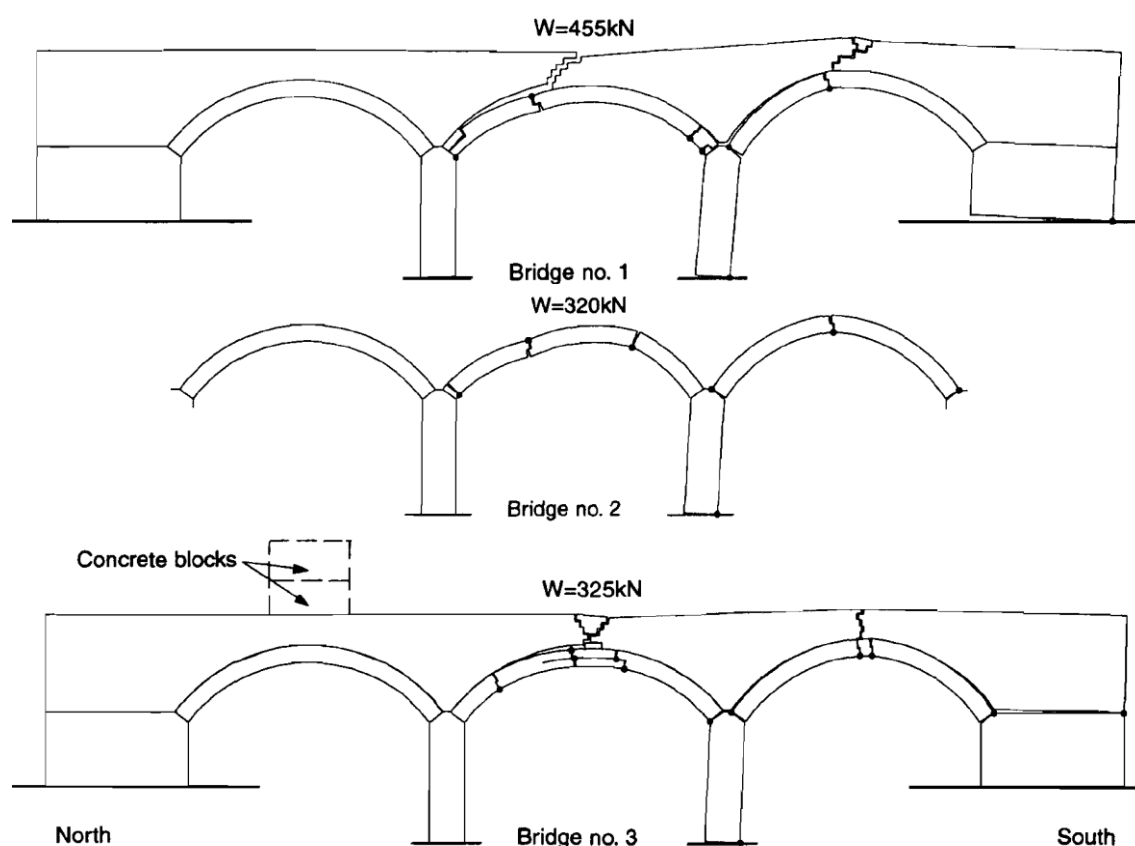


Figura 3.19 Meccanismi di collasso del modello 1 (in alto), del modello 2 (al centro) e del modello 3 (in basso). Si osservi che nel modello numero 3 sono stati disposti quattro blocchi in calcestruzzo, di peso complessivo pari a 48 kN, per fare in modo che fosse garantito lo sviluppo di un meccanismo che interessasse l'arcata a sud. Infatti, nelle prime fasi di carico, si osservarono dei movimenti rilevanti della pila nord, rispetto a quelli molto più ridotti della sud, i quali portarono alla conclusione che fosse l'arcata nord a partecipare al meccanismo di collasso, mentre la strumentazione era stata disposta su quella centrale e su quella a sud. [55]

Come si può vedere dalla Figura 3.19, tutti e tre i ponti collassarono in seguito alla formazione di un meccanismo a cerniere che interessò sia l'arcata caricata che una di quelle adiacenti.

In particolare, per il modello numero 1 il collasso interessò l'arcata centrale e quella sud mentre quella nord rimase in posizione; per il modello 2 il collasso interessò unicamente l'arcata caricata senza l'interessamento di quella nord o sud in quanto i timpani che dividevano la

medesima pila, non collegati alle arcate, furono in grado di garantire un leggero vincolo alle parti superiori delle pile; essi rimasero inoltre in posizione anche dopo il collasso dell'arcata centrale. Infine per il modello 3, dopo il raggiungimento del carico massimo, i blocchi disposti nell'arcata a nord furono rimossi determinando una riduzione del carico applicato dai martinetti idraulici di circa 7 kN, con il collasso che iniziò a interessare l'arcata nord mentre quella sud perserverò nelle sue condizioni precedenti. Dopo il collasso dell'arcata centrale e della nord anche quella sud collassò. Si osservò inoltre una separazione in strati dell'arcata, proprio in diretta corrispondenza della sezione di applicazione del carico.

Particolarmente interessante fu osservare che i ponti dotati di timpani collegati all'arcata (1 e 3) raggiungevano il massimo carico con spostamenti inferiori a 5 mm mentre il modello con timpani non collegati (2) la raggiungeva per spostamenti maggiori, pari a circa 20 mm. La motivazione che i ricercatori diedero era legata al fatto che per i ponti con timpani ben ammortati buona parte della resistenza derivava dal vincolo che essi fornivano al raggiungimento del collasso con le forze di attrito tra timpani e arcata che si mobilitavano per spostamenti relativamente ridotti. Viceversa i ponti con timpani scollegati derivavano parte della loro resistenza dalla mobilitazione della pressione orizzontale del rinfiacco, la quale richiedeva spostamenti di maggior rilievo.

In tutti i casi, il carico ultimo di collasso è risultato inferiore rispetto a quello associato all'equivalente ponte mono-campata. I test confermarono inoltre che la posizione critica del carico per i ponti multi-campata era in vicinanza alla chiave: infatti il ponte numero 3, caricato in tale sezione, ha collassato per un carico corrispondente al 71% di quello di collasso del ponte 1, del tutto analogo ma caricato ad un quarto della luce.

I timpani hanno contribuito fortemente alla capacità portante dei ponti multi-campata testati. Infatti quello in cui essi erano distacati è collassato per un carico ultimo pari al 70% di quello associato ai ponti analoghi ma con timpani ammortati. Il rinfiacco determinò una stabilizzazione dell'arcata, comportando un incremento della capacità portante.

3.1.4. Meccanismi di collasso

A partire dalle prove sperimentali realizzate, Page [46] fece delle annotazioni riguardanti il comportamento di un ponte ad arco in muratura soggetto a carichi verticali ed in particolare riguardo ai modi di collasso ottenuti mentre [53] ne diede inoltre una rappresentazione grafica semplificata (Figura 3.20).

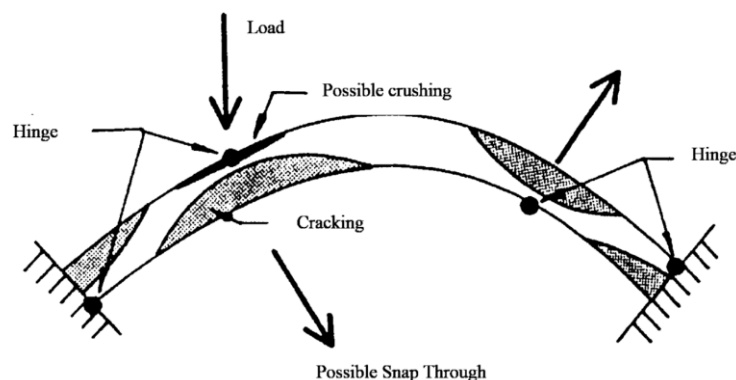


Figura 3.20 Schema semplificato dei possibili modalità di collasso per un'arcata in muratura. [53]

Nel seguito verranno quindi indicate le modalità di collasso individuate; si daranno inoltre delle informazioni aggiuntive derivanti da lavori presenti in letteratura:

- *Formazione di un meccanismo a quattro cerniere*: nell'esecuzione delle prove, quando il carico veniva applicato in prossimità di un quarto della luce dell'arcata, gradualmente si formavano quattro fessure (assimilabili a delle cerniere interne) che man mano aumentavano di dimensione all'incrementarsi del carico applicato. Esse si formavano generalmente in corrispondenza delle spalle, del punto di applicazione del carico (all'estradosso) e circa a metà tra quest'ultimo e la spalla più lontana da esso (all'intradosso). Questa modalità di collasso diveniva maggiormente complicata con l'introduzione dei timpani e del riempimento e meno chiara quando l'arcata era realizzata con materiale meno omogeneo e meno resistente.

Come illustrato in Figura 3.21, oltre al meccanismo a quattro cerniere descritto e derivante dalle prove sperimentali eseguite, associato all'applicazione del carico a circa un quarto della luce, nel caso in cui esso fosse agente in mezzeria tale meccanismo doveva essere necessariamente, per simmetria, a *cinque cerniere*. Quest'ultimo, in ogni caso, presentava tale numero di cerniere solo nella fase iniziale passando poi ad averne 4, a causa delle inevitabili dissimmetrie geometriche che si determinavano [41].

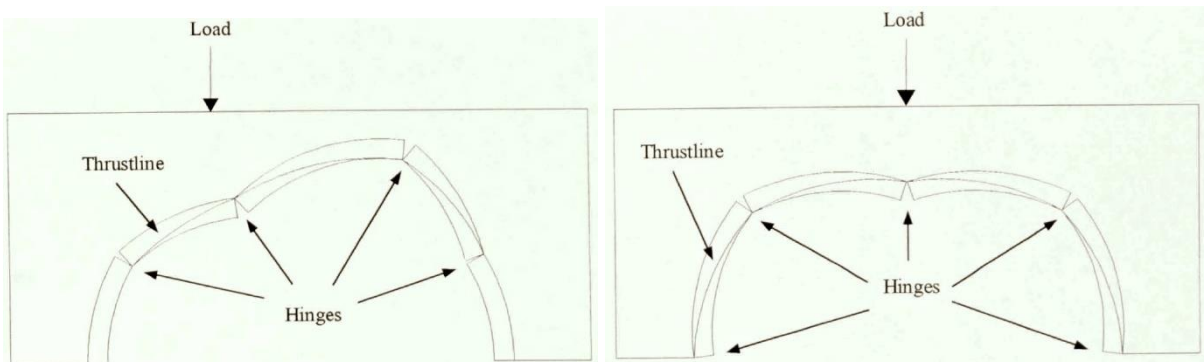


Figura 3.21 Meccanismo a quattro cerniere (a sinistra) ed a cinque cerniere (a destra). [56]

- *Rottura per raggiungimento della resistenza a compressione della muratura* (rottura per *crushing* della muratura): la rottura del materiale costituente l'arcata in corrispondenza del punto di applicazione del carico può essere causata dalle elevate tensioni di compressione su una relativamente piccola porzione di sezione trasversale, la quale sperimenta un elevato valore di momento flettente. Questo tipo di rottura può presentarsi in murature dotate di scarse proprietà meccaniche, in archi snelli (cioè sottili in rapporto alla loro luce) o ribassati (nei quali la freccia è piccola se rapportata alla loro luce). Inoltre, se si presenta la rottura della muratura, essa si verifica a seguito dell'applicazione di carichi concentrati (condizione la quale si potrebbe presentare se il riempimento è ridotto) e proprio in corrispondenza del loro punto di applicazione.
- *Rottura per scorrimento a taglio* (Figura 3.22): questo tipo di rottura si presenta a seguito dell'applicazione di carichi concentrati molto elevati in una zona di piccola estensione, a causa ad esempio della ridotta presenza del riempimento, il quale permette una scarsa diffusione del carico sull'arcata. Tale modalità di rottura si determina quando tali carichi concentrati sono paralleli ai giunti di malta e lo sforzo di compressione è relativamente piccolo (ad esempio se il carico è applicato circa ad un quarto della luce con un ridotto riempimento al di sopra dell'arco) e nel caso di arcate di spessore ridotto e ribassate [57].

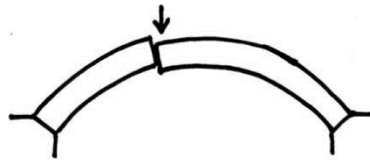


Figura 3.22 Collasso per scorrimento a taglio in corrispondenza della sezione di applicazione del carico. [58]

- *Snap-through elastico*, il quale si presenta prima della formazione completa delle quattro cerniere; in particolare esso è generalmente associato alla formazione di tre di esse (Figura 3.23). Tale meccanismo di collasso si presenta, confermando quanto ottenibile teoricamente, in particolare per le arcate profondamente ribassate. Infatti la spinta alle imposte è inversamente proporzionale alla freccia e quindi, per ribassamenti importanti si hanno spinte elevate e quindi una maggiore propensione a comportamenti instabili. Tale problematica diventa ancora più rilevante quando i vincoli alle imposte non possono essere assunti fissi bensì cedevoli; infatti anche solo piccoli spostamenti in loro corrispondenza determinano importanti cadute di spinta, variando il regime di compressione dell'arcata [59].

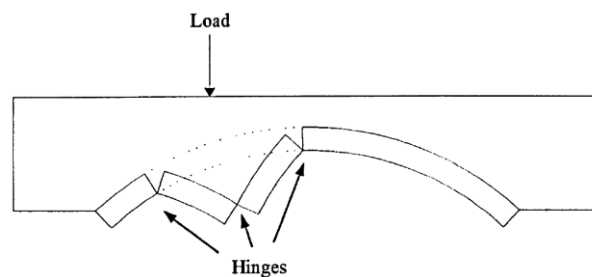


Figura 3.23 Collasso per snap-through a tre cerniere. [56]

Sempre in riferimento ai ponti mono-campata, tra i meccanismi non direttamente individuati dalle prove descritte, ma comunque potenzialmente determinabili, è possibile individuare anche la *separazione in strati* dell'arcata ed i meccanismi associati ai *movimenti delle spalle*, nei casi in cui quest'ultime non possano essere assunte sufficientemente rigide da determinare un vincolo fisso per l'arcata (Figura 3.24).

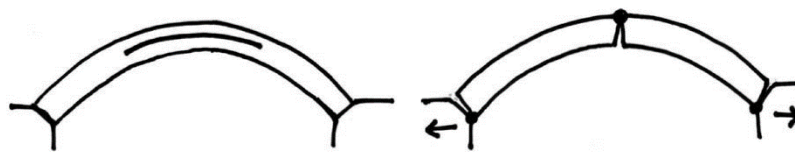


Figura 3.24 Collasso per separazione in strati dell'arcata (a sinistra) e per movimento delle spalle (a destra). [58]

Per quanto riguarda la separazione in strati dell'arcata, essa si presenta soprattutto nel caso di utilizzo di mattoni e dipende sostanzialmente dalla tecnica realizzativa, in termini di disposizione dei giunti e dei singoli mattoni. La Figura 3.25 illustra alcune delle possibili tecniche realizzative.

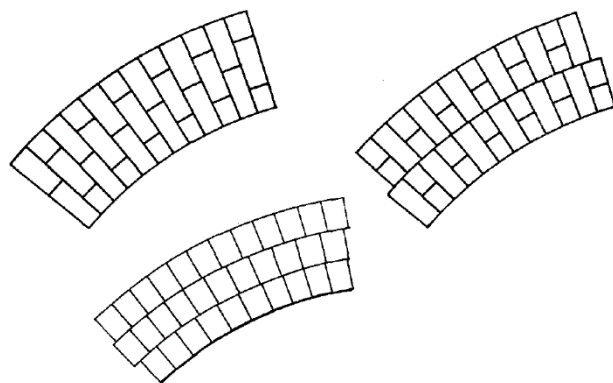


Figura 3.25 Possibili disposizione dei giunti di malta per la realizzazione delle arcate: *a giunti sfalsati* (in alto a sinistra), *a giunti continui* (in basso a sinistra), *a giunti continui e sfalsati*, determinando due arcate sovrapposte (a destra). [60]

La realizzazione di *giunti sfalsati* permette certamente di evitare o comunque rendere meno probabile la separazione dell'arcata in più parti, in quanto i singoli 'strati' sono di fatto collegati tra di loro, comportando un comportamento dell'arcata in cui le singole parti agiscono insieme, diversamente dalle altre metodologie realizzative.

Molti studi sono stati realizzati in riferimento a questo argomento; per maggiori dettagli si riportano in bibliografia una serie di articoli interessanti per l'approfondimento di tale argomento [60] [61] [62] [63].

Secondo quanto proposto dall'*analisi limite*, la quale verrà ripresa più estesamente nel capitolo 4, la valutazione di sicurezza di un'arcata può essere inquadrata sostanzialmente all'interno della valutazione della stabilità della stessa, in riferimento ad un *meccanismo a cerniere interne*. Come già visto tale modalità di collasso non è l'unica possibile, anche se quella dominante, sperimentalmente, pare essere appunto quella appena indicata, anche per ponti particolarmente ammalorati [2]. In particolare risulta trascurabile la valutazione dello stato tensionale nei riguardi dei valori di rotture per *schacciamento* del materiale, se non per particolari casi di importante deterioramento fisico-chimico del materiale stesso [41]. Questo aspetto è confermato dagli studi sperimentali e teorici realizzati, secondo i quali in un arco costituito da materiale praticamente non resistente a trazione come la muratura, il livello di carico che determina la rottura per schacciamento del materiale è molto superiore a quello che porta alla formazione di un meccanismo. Inoltre il meccanismo di rottura per *scorrimento* può essere generalmente scongiurato a causa della bassa probabilità che la curva delle pressioni arrivi ad uscire dal cono d'attrito senza però uscire prima dallo spessore dell'arco [41].

Quanto indicato sinora riguarda sostanzialmente i meccanismi di collasso dell'arcata, i quali verranno approfonditi successivamente per i ponti multi-campata. Allo stesso tempo, sia per i ponti mono che multi-campata non possono però essere trascurati altri meccanismi di collasso, sia *globali* che *locali*. Per quanto riguarda quest'ultimi un esempio può essere il *meccanismo cinematico dei timpani*, i quali generalmente tendono a ruotare verso l'esterno con una deformata tipo mensola incastrata in corrispondenza dell'arco sottostante oppure a spanciare secondo uno schema a trave appoggiata in corrispondenza dell'arco sottostante e dell'estremità superiore del muro (Figura 3.26). Tale comportamento deriva dall'azione destabilizzante esercitata, in direzione trasversale, dalla spinta attiva dei rin fianchi e del riempimento.

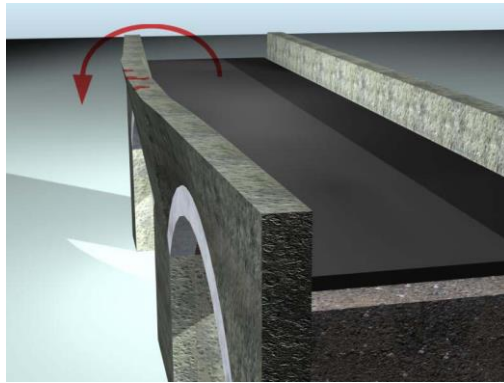


Figura 3.26 Meccanismo cinematico locale dei timpani. [41]

In particolare, secondo quanto indicato in [57], raramente si sono determinati collassi delle arcate secondo meccanismi globali come quelli descritti in precedenza; piuttosto l'esperienza ha messo in mostra meccanismi locali, associati per lo più proprio ai timpani, i quali possano crollare a causa delle sollecitazioni trasversali. Tali sollecitazioni trasversali determinano a loro volta una flessione trasversale sull'arcata, nei casi in cui essa sia vincolata lateralmente da timpani particolarmente rigidi, a causa appunto della spinta del riempimento che tende a ribaltarli verso l'esterno. In questo modo si possono determinare fessure nell'arcata, al di sotto dei timpani. Tale problematica è stata messa in mostra da una campagna su 98 ponti ad arco ed eseguita da Page, Ives e Ashurst [64], la quale ha evidenziato che 23 ponti presentano fessurazioni di tale tipologia mentre 69 presentano difetti di qualche tipo associati ai timpani.

In seguito alle ricerche eseguite ed indicate in precedenza da Page [46], egli affermò che i test avevano mostrato segni di separazione tra timpani e arcata prima che si arrivasse al collasso mentre in alcuni casi tale separazione era addirittura preesistente alla fase di carico. Per questo motivo giunse alla conclusione che nella maggior parte dei casi i timpani avrebbero contribuito poco alla capacità portante del ponte. In ogni caso, al contributo determinato propriamente dai timpani sarà riservato nel seguito un paragrafo.

Oltre ai meccanismi sinora indicati, è possibile arrivare ad individuarne di ulteriori, globali, ma che interessano gli elementi di sostegno verticale (unicamente le spalle nel caso dei ponti mono-campata oppure anche le pile in quelli multi-campata). Tali meccanismi dei piedritti possono essere associati al *ribaltamento* o allo *slittamento* degli stessi oltre che alla loro rottura per *taglio/flessione*. Il ribaltamento e lo slittamento sono governati dalle spinte agenti sulle imposte murarie, in particolare da quella esercitata dall'arco sull'imposta e da quella minima in grado di provare il collasso del piedritto [41].

I meccanismi descritti sinora, valutati in riferimento ai ponti mono-campata, possono di fatto essere estesi anche ai multi-campata. Infatti, come già indicato, nel caso in cui le pile siano così tozze da permettere ad ogni arcata di comportarsi indipendentemente dalle adiacenti, un ponte a più campate può essere studiato come una serie di ponti mono-campata. Se così non è però allora il meccanismo a 4 cerniere descritto perde di validità e diventa rilevante l'interazione tra arcate adiacenti, con un meccanismo a 7 cerniere quando il carico viene applicato in chiave ad un'arcata.

Del tutto non trascurabile risultano essere poi le problematiche associate allo *scalzamento* nel caso in cui il ponte abbia pile in alveo; collassi associati a tale problematica sono favoriti dalla presenza di fondazioni superficiali [65]. Tale processo di scalzamento può infatti determinare dei cedimenti di una pila tali da determinarne il collasso; un esempio è quello del ponte Trigno, del quale sono crollate alcune arcate a seguito dell'alluvione del Basso Molise del 2003 (Figura 3.27).



Figura 3.27 Collasso del ponte Trigno durante l'alluvione del Basso Molise risalente al 25 Gennaio 2003. [65]

Tale aspetto mette in mostra l'importanza dello stato in cui si trovano le fondazioni delle spalle e delle pile, in modo tale da poter scongiurare cedimenti differenziali, rotazioni relative e generici processi di erosione che possano portare al collasso della struttura.

3.1.5. Contributo del riempimento e del rinfiacco

Le evidenze sperimentali hanno messo in mostra come il contributo determinato dal *riempimento* e dal *rinfiacco* non possa essere generalmente trascurato, sia in termini di conseguente capacità portante che di corrispondenti meccanismi di collasso. In particolare [60] [66] hanno messo in mostra come la capacità portante di un ponte dotato di riempimento possa risultare anche 10 volte superiore di un'arcata del tutto analoga ma isolata (Figura 3.28).

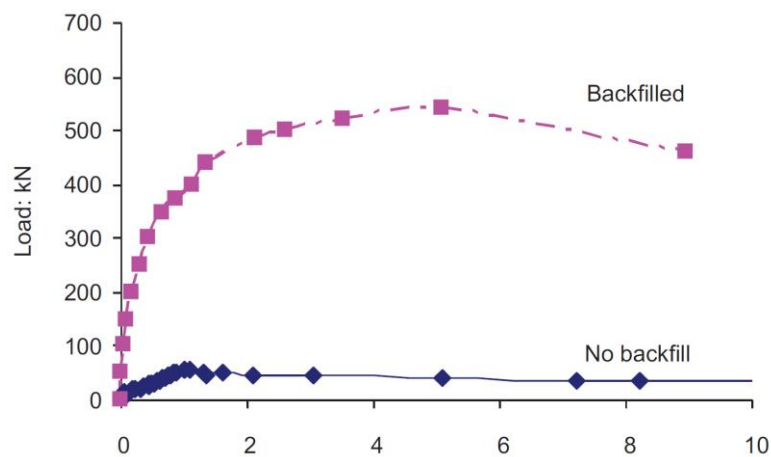


Figura 3.28 Influenza del riempimento sulla capacità portante determinata sperimentale di un'arcata di luce pari a 3 m, spessore 0.215 m, ribassamento pari a 0.25 e riempimento granulare di spessore 0.3 m in corrispondenza della chiave. [67] [66]

Compresa tale importante influenza, risulta necessario prestare attenzione all'interazione riempimento-arcata quando si intende prevedere interventi che le riguardino [67], per evitare di determinare disastri, dovuti appunto alla rimozione del riempimento allo scopo di ridurre il carico applicato sull'arcata [68].

I contributi determinati dal riempimento e dal rinfiacco sono essenzialmente associati alla stabilizzazione derivante dal *peso proprio*, dal *vincolo laterale* determinatosi e dalla *diffusione dei carichi concentrati* (Figura 3.29).

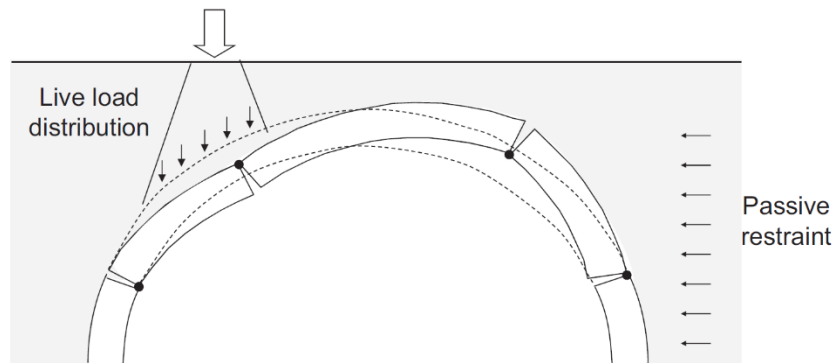


Figura 3.29 Contributi derivanti dal riempimento e rinfiacco ulteriori al peso proprio: diffusione dei carichi concentrati e vincolo laterale determinato della mobilitazione di spinte passive. [67]

Per quanto riguarda la *stabilizzazione dell'arcata in conseguenza del peso proprio*, il contributo da esso determinato può essere compreso, almeno qualitativamente, facendo riferimento ai principi relativi all'*analisi limite*, come teorizzati da Heyman [69] [70]. Come verrà ripreso nel capitolo 4, l'equilibrio di una generica sezione di un arco implica che la risultante delle tensioni (detta *spinta*) sia applicata in punto interno allo spessore dello stesso. Facendo riferimento alla *linea delle spinte*, tenuto conto che un arco si può dire stabile se è possibile trovarne almeno una che si trovi completamente all'interno dello spessore dello stesso, più essa si trova in corrispondenza dell'asse dell'arco e maggiore quindi sarà il corrispondente livello di sicurezza. Nonostante un arco sia una struttura *staticamente indeterminata*, se si parte dal presupposto di fissare la *linea delle spinte* in corrispondenza del suo asse, è possibile definire una famiglia di carichi distribuiti sull'arcata che determina tale condizione. La forma di tale famiglia di carichi distribuiti corrisponde ad un valore ridotto in corrispondenza della chiave dell'arco ed uno decisamente più considerevole in corrispondenza degli appoggi (Figura 3.30).

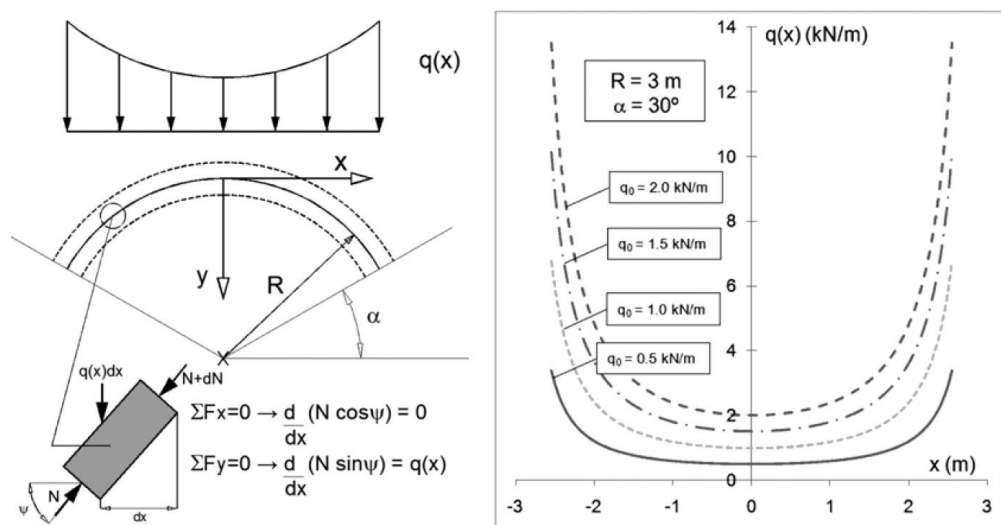


Figura 3.30 Andamento del carico distribuito verticale $q(x) = q_0 \cdot R^3 / (R^2 - x^2)^{3/2}$ che, al variare del valore di q_0 determina una linea di spinta circolare coincidente con l'asse dell'arcata. [68]

Confrontando l'andamento teorico di figura con il profilo del peso proprio del riempimento è possibile osservare che essi sono piuttosto prossimi; conseguentemente la presenza di tale riempimento determina il fatto che la *linea delle spinte* si colloca maggiormente in prossimità dell'asse dell'arco. Per questo motivo esso contribuisce positivamente alla stabilità dell'arcata [68].

Quello indicato però non è l'unico effetto positivo derivante dal peso proprio; esso determina infatti anche una *riduzione del rapporto tra carico orizzontale e verticale trasmesso in corrispondenza delle spalle*. Tale aspetto è una diretta conseguenza del fatto che i carichi verticali si trovano disposti in maggiore prossimità della spalla stessa, determinandone un maggiore livello di stabilità (Figura 3.31) [68]

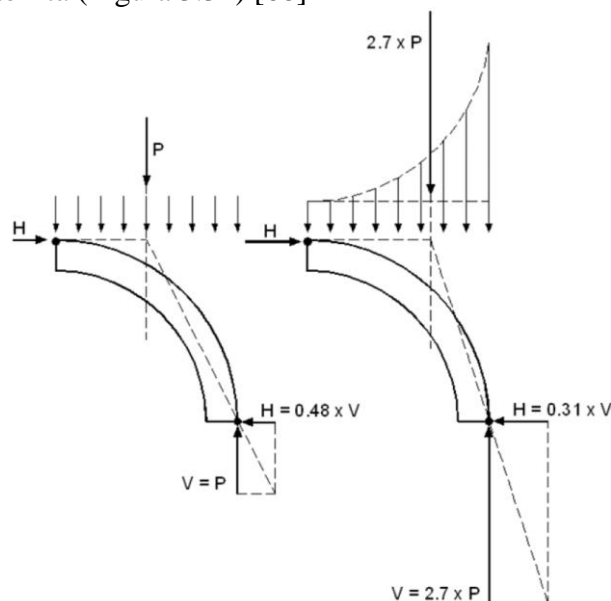


Figura 3.31 Riduzione del rapporto tra carico orizzontale e verticale trasmesso da un'arcata alla corrispondente spalla grazie alla disposizione del riempimento. [68]

Infine il peso proprio del riempimento determina un *aumento dello stato tensionale di compressione nell'arcata* il quale risulta particolarmente importante per scongiurare fenomeni di collasso associati allo *scorrimento* o più in generale a meccanismi associati alla *rottura per taglio*⁸; questo perché un aumento dello sforzo normale tra i giunti determina conseguentemente un aumento della resistenza a taglio, come derivante da una qualsiasi relazione di tipo attritiva.

Per quanto riguarda il *vincolo al movimento laterale dell'arcata*, esso permette di ricondurla sostanzialmente ad una luce inferiore rispetto a quella effettiva (Figura 3.32).

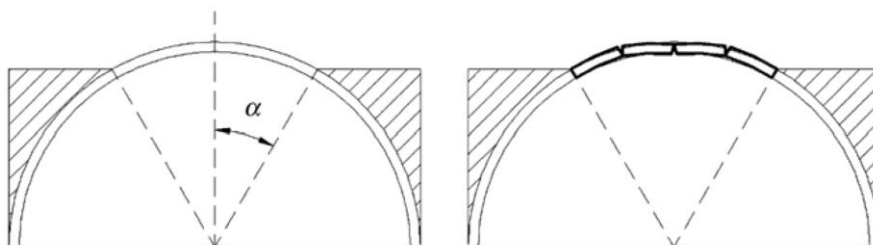


Figura 3.32 Riduzione della luce effettiva dell'arcata a causa del vincolo ai movimenti laterali determinato dal rinfiamento. [68]

⁸ Questo aspetto risulta particolarmente rilevante tenuto conto che spesso i meccanismi di collasso per taglio vengono trascurati nelle metodologie di modellazione (ad esempio nell'*analisi limite* e nella *modellazione a fibre*).

Infatti, se il riempimento è considerabile sufficientemente rigido da evitare movimenti orizzontali dell'arcata, non è possibile la formazione di cerniere plastiche nella regione in cui esso si trova. In questo modo, in tale zona, la linea di spinta può anche potenzialmente trovarsi al di fuori dello spessore dell'arcata e quest'ultima può essere valutata come dotata di una luce inferiore. Questo determina un incremento nella stabilità in quanto una riduzione dell'angolo al centro dell'arco comporta una riduzione dello spessore minimo dello stesso perché possa essere garantita la stabilità, in conseguenza dell'applicazione del metodo dell'*analisi limite* secondo l'approccio di Ochsendorf [71] (Figura 3.33).

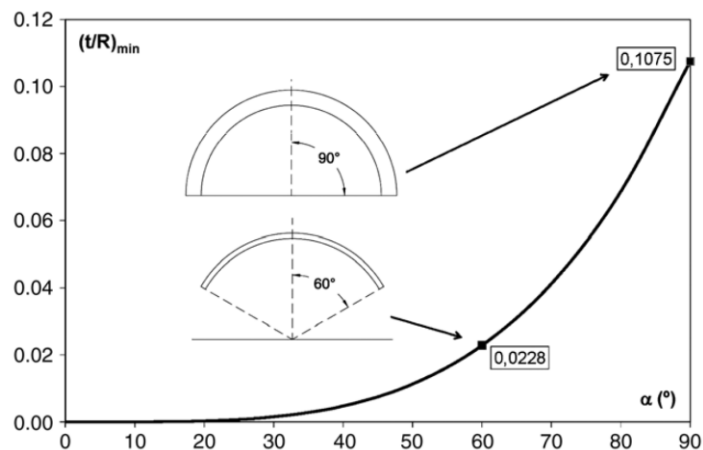


Figura 3.33 Andamento del minimo rapporto spessore/raggio dell'arcata per vedere assicurata la stabilità in funzione del semiangolo al centro, ottenuto applicando l'approccio di Ochsendorf [71]. [68]

Alcune incertezze relative a tale meccanismo resistente sono associate alla distribuzione di tali pressioni orizzontali di natura passiva. Generalmente se ne assume una distribuzione triangolare, secondo la teoria di *Rankine* con il coefficiente di spinta passiva K_p determinato in riferimento al caso di una parete verticale priva di attrito terreno-muro ridotto per tenere in conto che l'arcata non è verticale ma curvilinea, che l'interfaccia non è liscia e che, quando viene raggiunto il carico di picco, il movimento dell'arcata verso il riempimento è molto inferiore a quello necessario per mobilitare completamente la spinta passiva. In particolare, tenuto conto che in corrispondenza della cerniera formatasi dal lato opposto a quello di applicazione del carico il movimento dell'arcata verso il rinfianco è talmente piccolo da potersi considerare trascurabile, in questa zona non è possibile assumere una mobilitazione di spinte passive. Per questo motivo, in [72] è stato proposto un troncamento del profilo di distribuzione delle pressioni alla Rankine, facendo passare da lineare a bilineare. In realtà tale modifica determina risultati generalmente trascurabili sulla capacità portante, in quanto gli spostamenti nella zona troncata sono piuttosto ridotti per cui, anche assumere pressioni orizzontali particolarmente elevate porta comunque ad un'energia dissipata di entità ridotta [67]. Per comprendere con maggiore precisione tali aspetti è possibile fare riferimento alla Figura 3.34.

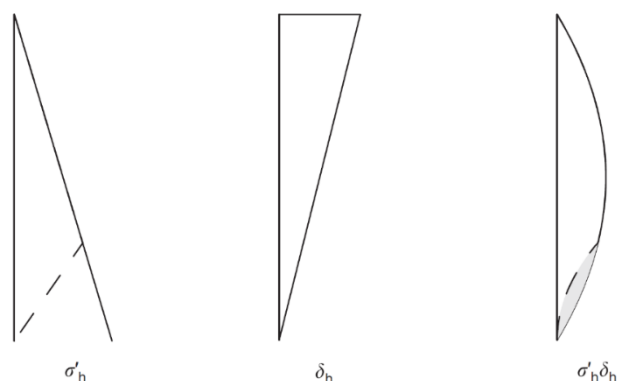


Figura 3.34 Profilo delle pressioni passive secondo Rankine con, in linea tratteggiata, il troncamento proposto da [72] (a sinistra); andamento qualitativo degli spostamenti dell'arcata in corrispondenza della zona con spinta passiva (in centro); andamento dell'energia dissipata per unità di area, dove la line tratteggiata indica la riduzione derivante dal troncamento proposto da [72] (a destra), il quale mette in mostra la ridotta influenza nell'introduzione di tale cut-off. [67]

Infine, per quanto riguarda la *diffusione dei carichi concentrati su una determinata lunghezza dell'arcata*, si ottiene una riduzione degli effetti localizzati da essi derivanti se direttamente applicati sull'arcata (Figura 3.35). Tale contributo favorevole può essere anche questa volta compreso facendo riferimento all'*analisi limite*: assumendo la formazione di una cerniera plastica in corrispondenza del carico stesso, se esso risulta distribuito sull'arcata il lavoro da esso determinato è certamente inferiore a quello causato dal suo equivalente concentrato. Tenuto conto che dal bilancio energetico conseguente, un lavoro inferiore delle forze esterne determina un maggiore carico ultimo per l'arcata, è evidente come la diffusione sia un effetto assolutamente favorevole.

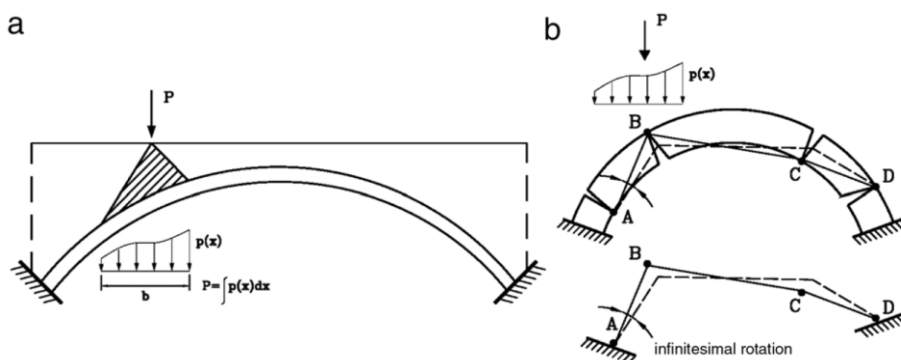


Figura 3.35 (a) Rappresentazione schematica della diffusione del carico concentrato sull'arcata ad opera del riempimento; (b) meccanismo a 4 cerniere e corrispondente configurazione deformata infinitesima per la valutazione del carico di collasso. [68]

Tale distribuzione di carico è certamente presente e test sperimentali eseguiti nel passato [73] [74] hanno indicato che certe tipologie di riempimento determinano una diffusione migliore di altre, senza però dare indicazioni maggiormente rigorose. Considerazioni analoghe possono derivarsi anche da principi geotecnici e da normative. Ad esempio le norme britanniche [75] [76] raccomandano che il carico concentrato sia diffuso longitudinalmente secondo una distribuzione 2:1 (2 in verticale ed 1 in orizzontale, che coincide con un angolo $\vartheta = \pm 26^\circ$) mentre, in riferimento ai carichi concentrati applicati sulla muratura⁹ è possibile fare riferimento

⁹ Valutazioni relative alla muratura possono essere considerate rilevanti in quanto è possibile identificare casi in cui rinfianco e riempimento sono stati realizzati appunto con tale materiale.

all'Eurocodice 6 [33] il quale prescrive l'uso di un angolo $\vartheta = \pm 30^\circ$. Nel seguito verranno riprese delle ricerche sperimentali che hanno provato a fornire indicazioni di maggior rilievo su tale argomento.

Gli effetti mostrati sinora determinati dalla disposizione del riempimento possono essere ritrovati anche nelle analisi sperimentali eseguite. In particolare, nel 1991, Melbourne [77] realizzò una serie di test sperimentali per identificare il contributo del riempimento alla capacità portante. Dai test eseguiti evidenziò che, caricando un arco dotato di riempimento in corrispondenza di quest'ultimo in una data posizione (ad esempio ad un quarto della sua luce) succedeva quanto di seguito indicato (Figura 3.36):

- Il carico applicato in corrispondenza della superficie del riempimento si diffondeva all'interno dello stesso ed in corrispondenza dell'arcata, distribuendosi quindi su una zona di una certa dimensione;
- La sezione trasversale dell'arcata in corrispondenza del carico applicato si muoveva allontanandosi dal riempimento mentre quella dalla parte opposta si muoveva verso di esso;
- La distribuzione delle pressioni aumentava dal lato opposto dell'applicazione del carico, all'aumentare di quest'ultimo.

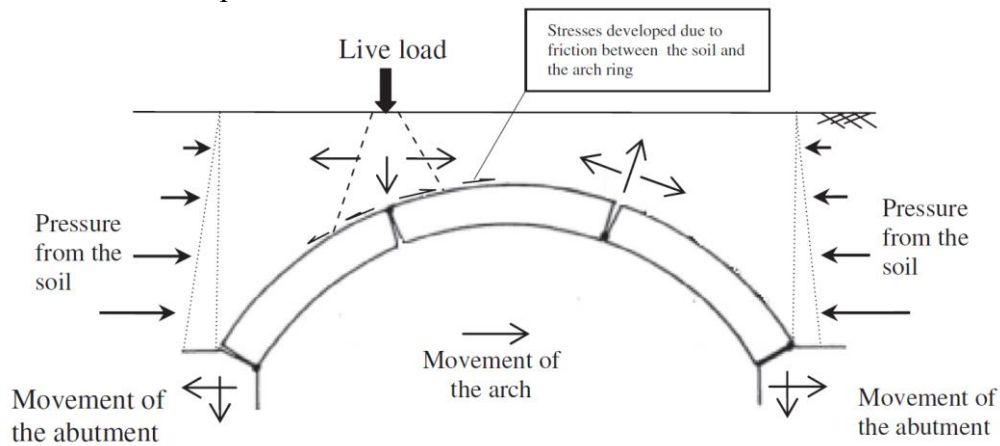


Figura 3.36 Schema dell'interazione arco-riempimento secondo quanto sperimentato da [77]. [7]

Di conseguenza, la spinta delle terre tendeva ad essere attiva dalla parte di applicazione del carico con effetto instabilizzante mentre tendeva ad essere passiva dalla parte opposta, stabilizzando l'arco. Tale aspetto è reso evidente anche dalla prova sperimentale eseguita nel 'Prestwood Bridge', illustrata nella figura seguente e già valutata in precedenza [47].

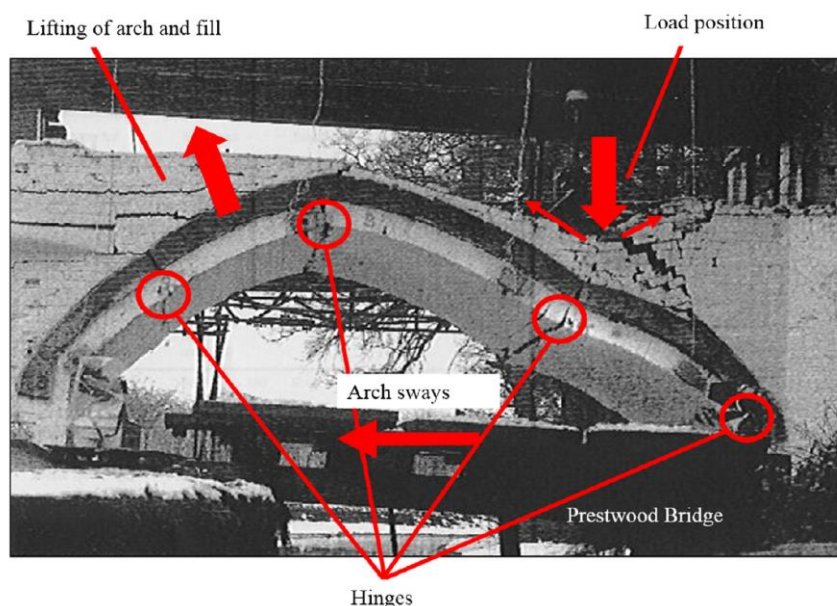


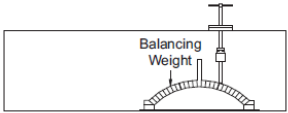
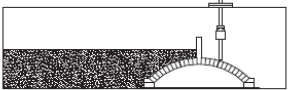
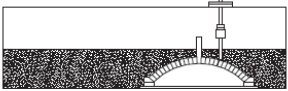
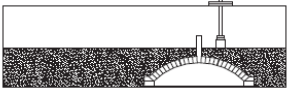
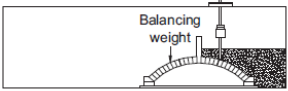
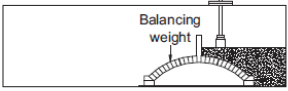
Figura 3.37 Meccanismo di collasso del ‘Prestwood Bridge’ [47] con indicazioni legate alla posizione del carico, alla formazione delle cerniere interne, al movimento dell’arco e del riempimento. [7]

Su questo tema sono state condotte un numero rilevante di ricerche sperimentali. In questo ambito non si ritiene opportuno analizzarle nello specifico ma si rimanda a tali lavori per maggiori informazioni, i quali sono ben sintetizzati in [7]. Piuttosto si ritiene adatto indicare gli aspetti fondamentali ottenuti da tali lavori di ricerca, in modo tale da comprendere gli aspetti essenziali del problema.

Sostanzialmente, le prove sperimentali hanno evidenziato un incremento rilevante della capacità portante a seguito della disposizione del riempimento [78], tanto maggiore quanto maggiore era lo spessore per esso adottato [79]. Hughes [80] [81] realizzò dei test per comprendere l’influenza che poteva avere la tipologia di riempimento adottato. Le differenze furono significative; venne confrontato l’uso di un riempimento calcareo ed uno in sabbia, di minore densità ed angolo d’attrito, arrivando ad ottenere una riduzione della capacità portante nell’ordine del 50 %.

Una delle problematiche associate alla valutazione del contributo del rinfiacco e del riempimento è sempre risultata essere associata alla stima dei diversi contributi da essi determinati, come visti in precedenza, separatamente. Mentre il contributo resistente associato al peso proprio del riempimento e del rinfiacco è valutabile e quantificabile con buona precisione, per comprendere l’influenza degli altri effetti (stabilizzazione laterale e diffusione longitudinale), anche separatamente, si sono eseguite prove sperimentali finalizzate allo studio di strumenti numerici che ne permettessero la previsione. A tale proposito è interessante riprendere, a grandi linee, i risultati ottenuti da prove sperimentali realizzati su modelli in scala 1:8 eseguiti nelle Università di Salford e Sheffield [67]. Le arcate erano composte da 25 cunei, presentavano luce di 380 mm, spessore 28 mm, freccia 85 mm (ribassamento pari a 0.22), riempimento realizzato in sabbia asciutta con spessore in chiave pari a 36 mm. Tale materiale utilizzato presentava un angolo di attrito pari a 43.8° ; per questo motivo, nonostante la sabbia asciutta non potesse considerarsi rappresentativa di tutte le possibilità che si trovano nella pratica, il suo angolo di attrito interno conferiva validità piuttosto generale ai risultati ottenuti. Sono state realizzate 6 tipologie di prove, dove per ognuna sono stati realizzati 3 o 6 test, per un numero totale di 27. In particolare nel test 1 non è stato disposto il riempimento e quindi il carico è stato applicato direttamente all’arcata; nel test 2 si è tenuto conto unicamente della mobilitazione della spinta passiva disponendo il riempimento solamente dalla parte opposta a

quella di applicazione del carico, il quale si è fatto agire direttamente sull'arcata; nel test 3 si è invece tenuto conto anche della mobilitazione della spinta attiva, ma non della diffusione del carico il quale è stato applicato direttamente all'arcata; nel test 4 si è tenuto conto di tutti gli effetti, disponendo il riempimento da entrambi i lati ed applicando il carico in sua corrispondenza; nel test 5 si è tenuto conto della sola spinta attiva disponendo il riempimento solo dalla parte di applicazione del carico direttamente agente sull'arcata; infine nel test 6 si è tenuto conto sia della spinta attiva che della diffusione del carico disponendo ancora una volta il riempimento solo dalla parte del carico che in questo caso è stato applicato in corrispondenza del riempimento. Le prove indicate e le modalità di esecuzione sono riassunte in Tabella 3.3.

Test [Key*]	Arrangement	No. of tests [No. without extended keystone]	Description
T1 [---]		3 [3]	<ul style="list-style-type: none"> ■ No active fill ■ Passive fill represented by dead load only ■ No live load distribution
T2 [-P-]		3	<ul style="list-style-type: none"> ■ No active fill ■ Full passive fill ■ No live load distribution
T3 [AP-]		3 [3]	<ul style="list-style-type: none"> ■ Active fill ■ Passive fill ■ No live load distribution
T4 [APL]		3 [3]	<ul style="list-style-type: none"> ■ Active fill ■ Passive fill ■ Full live load distribution
T5 [A--]		3	<ul style="list-style-type: none"> ■ Active fill ■ Passive fill represented by dead load only ■ No live load distribution
T6 [A-L]		3	<ul style="list-style-type: none"> ■ Active fill ■ Passive fill represented by dead load only ■ Full live load distribution

*A = active; P = passive; L = load spreading

Tabella 3.3 Descrizione delle tipologie di test realizzati per tenere conto dei diversi contributi dal riempimento (A: spinta attiva; P: spinta passiva; L: diffusione del carico). [67]

I risultati delle prove realizzate sono sintetizzati in Tabella 3.4.

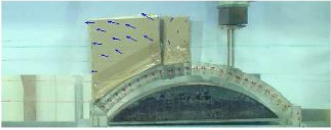
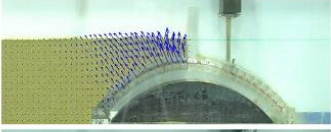
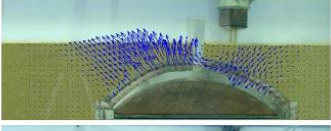
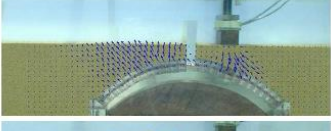
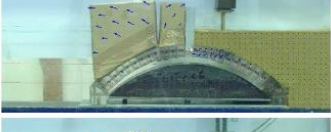
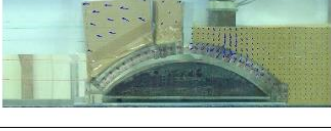
Test [Key*]	Photographs of model bridges with superimposed displacement vectors at peak load	Experimental peak load capacity (N) [results without extended keystone]		
T1 [---]		107 [104]	108 [104]	107 [106]
T2 [-P-]		141	142	140
T3 [AP-]		138 [137]	137 [135]	137 [138]
T4 [APL]		181 [178]	183 [177]	182 [179]
T5 [A-]		103	104	100
T6 [A-L]		130	131	136

Tabella 3.4 Carichi di collasso ricavati per le diverse tipologie di prove. [67]

Confrontando il test T1 con il T2 ed il T5 con il T3 è evidente il contributo della resistenza passiva, con un incremento del carico ultimo rispettivamente pari al 31 e 35%. In modo analogo, comparando il test T3 con il T4 ed il T5 con il T6 risulta notevole il contributo di diffusione del carico, con un incremento rispettivamente del 32 e del 29%. Nell'articolo relativo a tali prove sono state eseguite anche delle simulazioni numeriche, le quali hanno mostrato come la regola di diffusione 2:1 non porti sempre a risultati conservativi.

3.1.6. Contributo dei timpani

Il contributo derivante dai timpani è un argomento molto dibattuto in quanto sono presenti analisi sperimentali che hanno determinato conclusioni anche contrastanti. In particolare, dalla campagna eseguita e descritta in precedenza dalla TRRL, Page [46] concluse che il contributo alla capacità portante fosse particolarmente ridotto, in quanto essi mostrarono segni di separazione dal resto dell'arcata prima di giungere al collasso; addirittura, in alcuni casi, essi erano separati già prima che il test cominciasse. Altre prove sperimentali hanno messo invece in mostra un contributo rilevante ad essi associato, con un incremento della stabilità delle arcate ed un aumento del carico di collasso, in modo sostanzialmente analogo a quanto determinato dalla pressione orizzontale di natura passiva derivante dal riempimento.

Nel 1988, Melbourne e Walker [82], eseguirono dei test su ponti ad arco a tutto sesto (ribassamento pari a 0.5), con o senza timpani, rilevando un incremento del carico di collasso pari al 72% ad essi associabile. Di particolare importanza è risultato inoltre il livello di collegamento che essi presentano con l'arcata, in quanto, se ben collegati, possono prevenire la

formazione delle cerniere interne in essa, garantendo quindi un incremento della sua resistenza [83]. Nel 1991, Royles e Hendry [84] testarono 24 modelli di arco, a tutto sesto ed a sesto acuto, al variare del rapporto freccia/luce, realizzati alternativamente dalla sola arcata, dall'arcata e dal riempimento, dall'arcata, dal riempimento e dai timpani ma non collegati all'arcata ed infine dall'arcata, dal riempimento, dai timpani e dai muri d'ala collegati all'arcata. Essi osservarono un sostanziale incremento della capacità portante del ponte quando i timpani ed i muri d'ala interagivano con l'arcata, da 2 a ben 12 volte maggiore. In particolare essi misero in mostra che all'aumentare del rapporto freccia/luce aumentava anche l'incremento di resistenza determinato dai timpani e dei muri d'ala sul carico ultimo sopportabile dall'arcata (Figura 3.38). Da questo si comprese la rilevanza determinata dal riempimento e dai timpani nel carico ultimo per arcate semi-circolari: quando si disponeva il solo riempimento vi era un aumento di cinque volte, il quale arrivava addirittura a nove volte con l'aggiunta anche dei timpani.

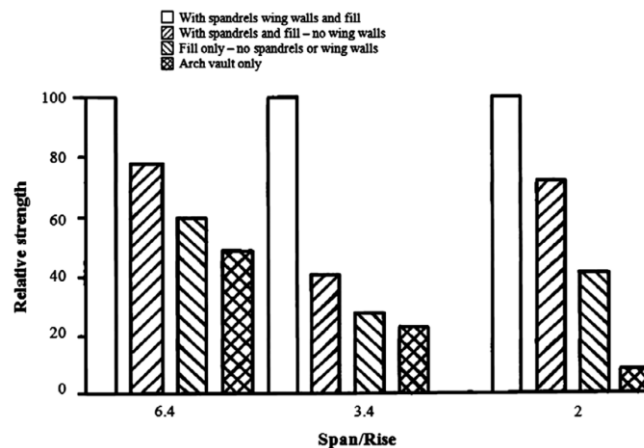


Figura 3.38 Effetto del riempimento, dei timpani e dei muri d'ala sulla capacità portante di ponti ad arco in muratura. [84]

Nelle analisi valutate in precedenza al Bolton Institute sui ponti multi-campata [55] si ottenne un incremento del carico ultimo del 70% grazie alla presenza dei timpani connessi all'arcata, rispetto al caso in cui essi fossero solo disposti in sua prossimità senza essere direttamente connessi ad essa. Inoltre la presenza dei timpani e del riempimento determinava una variazione nella condizione critica di carico: non più in corrispondenza di un quarto della luce ma in chiave. Nel 1994, Harvey [85] eseguì una serie di prove su modelli di arco per investigare gli effetti dell'interazione riempimento-struttura. Egli però arrivò ad osservare che una buona parte delle forze stabilizzanti necessarie all'equilibrio dell'arco non erano fornite dal riempimento bensì dai timpani. Queste prove evidenziarono l'importanza di tenere in conto la redistribuzione trasversale dei carichi per ottenere una stima accurata dell'effettiva capacità portante di un ponte ad arco in muratura, specialmente in arcate ampie dotate di un riempimento di piccolo spessore e/o particolarmente deformabile. Tale rilevanza trasversale a seguito del contributo dei timpani fu messa in mostra nel 2001 anche da Boothby e Roberts [57]; tali studiosi evidenziarono come raramente si fossero presentati nella pratica dei collassi delle arcate attraverso dei meccanismi globali. L'esperienza aveva invece mostrato l'instaurarsi di meccanismi locali, spesso associati ai timpani, i quali potevano crollare a causa delle sollecitazioni trasversali a cui erano soggetti. Nei casi in cui poi essi fossero particolarmente rigidi, determinavano una flessione trasversale dell'arcata a causa delle sollecitazioni che tendevano a ribaltarli verso l'esterno; in questo modo erano frequentemente identificabili delle fessure longitudinali sull'arcata in corrispondenza del collegamento con i timpani. Tale problematica è già stata messa in mostra in precedenza, quando si sono descritte le ricerche eseguite dalla TRRL sui ponti mono-campata; inoltre Page, Ives e Ashurst [64] eseguirono

ulteriori campagne sperimentali, in particolare su 98 ponti ad arco in muratura, evidenziando che 23 di essi avevano problematiche di questo tipo mentre 69 presentavano difetti associati ai timpani.

In conclusione, le prove sperimentali eseguite su modelli di arcate con timpani collegati e scollegati hanno mostrato che essi possono contribuire alla resistenza ed alla rigidità dell'arcata. Allo stesso tempo la realizzazione di test su arcate reali hanno invece prodotto differenti risposte strutturali, con, in alcuni casi, una separazione dei timpani nelle prime fasi di carico, in altri il loro collasso, in altri ancora la loro permanenza nella condizione iniziale dopo il collasso dell'arcata. In altri test ancora i timpani sono rimasti parte integrante della struttura sino al collasso e hanno contribuito alla resistenza.

In generale nelle strutture reali mono-campata essi hanno spesso collassato nelle fasi iniziali di carico oppure sono rimasti del tutto intatti mentre il ponte è arrivato a collasso; per questo motivo nella valutazione globale del comportamento del ponte essi sono stati spesso trascurati. Allo stesso tempo nei ponti multi-campata il loro contributo è di maggiore rilievo in quanto la rotazione delle pile richiede necessariamente che anch'essi si muovano con esse [53].

La problematica sostanziale è associata alla differente rigidità dei timpani e dell'arcata, accoppiata con complicazioni in corrispondenza dell'interfaccia tra i due elementi, le quali hanno messo in dubbio l'integrità del collegamento tra di essi nelle strutture reali. Le difficoltà sono inoltre associate alle conoscenze relative alla loro realizzazione pratica, le quali sono generalmente non esaustive. Non è generalmente semplice nemmeno valutare il grado di deterioramento degli elementi che li costituiscono, in particolare nella zona di connessione con l'arcata. Per tutta questa serie di motivazioni, molto spesso nelle analisi globali, i timpani non si considerano determinare un contributo effettivo alla capacità portante, nonostante questo non possa dirsi essere vero a priori.

3.2. Comportamento dei ponti ad arco in muratura soggetti ad eventi sismici

I ponti ad arco in muratura sono particolarmente diffusi in molti paesi a rischio sismico dell'area mediterranea, tra i quali l'Italia [86]. Per questo risulta essere particolarmente rilevante conoscerne il comportamento quando soggetti ad eventi sismici; il modo migliore per valutare tale aspetto è fare riferimento alle conseguenze realmente determinatesi.

Come considerazione di carattere generale è possibile affermare che i ponti ad arco in muratura sono sistemi strutturali piuttosto resistenti, in quanto hanno generalmente resistito agli eventi sismici senza danneggiamenti o comunque con deterioramenti di scarsa entità [87]. Tale affermazione è supportata dalle conseguenze del terremoto dell'Irpinia del 23 Novembre 1980 (Mw 6.9), a seguito del quale, salvo rari casi, anche i ponti più vecchi, ad arco in muratura, avevano presentato solo ridotti danneggiamenti con alcune fessurazioni in corrispondenza delle arcate o delle spalle [88]. Anche in seguito al terremoto de L'Aquila del 6 Aprile 2009 (Mw 6.3) i danni furono ridotti, con la linea ferroviaria a singolo binario Roma-Sulmona, la quale comprendeva diversi ponti ad arco in muratura multi-campata, riaperta dopo soli tre giorni dalla scossa di maggiore entità [87] [89]. Considerazioni analoghe possono essere espresse anche in seguito alla serie di terremoti del centro Italia (24 Agosto 2016 Mw 6.1, 26 Ottobre Mw 5.9, 30 Ottobre Mw 6.5). In seguito a quest'ultimi eventi i ponti presentarono danneggiamenti locali e disaggregazioni di porzioni murarie, soprattutto in corrispondenza dei timpani, delle pile e delle spalle a causa dell'utilizzo di materiali di scarse caratteristiche e della disposizione degli stessi, della scarsa manutenzione e del deterioramento degli elementi strutturali. In ogni caso la sicurezza strutturale complessiva fu mantenuta da tutti i ponti ad arco in muratura oggetto di valutazione. Tali sismi misero in mostra i meccanismi più vulnerabili, soprattutto associati al ribaltamento fuori piano dei timpani, dei muri d'ala e dei parapetti i quali non comportarono però una riduzione della sicurezza strutturale dei ponti stessi, se non delle problematiche

associate alla loro funzionalità, le quali hanno richiesto delle limitazioni al traffico veicolare. Inoltre si è evidenziata l'efficacia della disposizione di catene trasversali nel contenimento dei possibili meccanismi trasversali dei timpani [87].

Il buon comportamento è stato evidenziato anche dagli eventi avvenuti in Cina, nel 2008, con il terremoto di Wenchuan (Mw 7.9). In riferimento a quest'ultimo la maggior parte dei ponti ad arco in muratura sopravvisse al terremoto, ritornando in servizio dopo poco tempo dalla scossa. Solo pochi ponti collassarono mentre altri risultarono danneggiati a seguito di fessurazioni sulle arcate, spalle o fondazioni. La causa principale della resistenza di tali strutture fu associata alle ridotte luci adoperate, all'ottima qualità costruttiva ed al fatto che le fondazioni fossero sufficientemente rigide [90].

3.2.1. Meccanismi di danneggiamento e/o collasso

I maggiori danneggiamenti e meccanismi di collasso derivanti dai terremoti del recente passato sono stati interpretati attraverso analisi numeriche di tipo sperimentale e numerico, portando all'identificazione di modalità globali o locali in direzione longitudinale o trasversale. Tali modalità dipendono strettamente dalle caratteristiche che il ponte presenta, tra le quali, le più rilevanti dal punto di vista geometrico sono il numero di campate, la luce delle stesse, la freccia e lo spessore delle arcate, le altezze delle spalle e delle pile e la profondità del ponte. Indicazioni utili da tale punto di vista possono essere ritrovate in [87] e verranno di seguito riprese negli elementi fondamentali.

Valutando i possibili meccanismi longitudinali, per i ponti mono-campata generalmente essi dipendono sostanzialmente dalla geometria delle spalle. Molto spesso esse sono particolarmente tozze, tanto da determinare dei vincoli fissi per le estremità delle arcate. In questo caso, valutando il comportamento longitudinale, è possibile aspettarsi che il sisma porti a determinarsi, in condizioni limite, un meccanismo a quattro cerniere di forma antimetrica che interessi unicamente l'arcata e non le spalle (Figura 3.39 a). In questo caso, le accelerazioni che portano al determinarsi di tale meccanismo di collasso risultano essere inferiori per archi a tutto sesto rispetto a quelli ribassati [91] [92].

Nel caso in cui invece le spalle risultino essere maggiormente snelle, il meccanismo di collasso che si può determinare è globale, il quale va cioè ad interessare non solo l'arcata ma anche le spalle stesse (Figura 3.39 b). Questo meccanismo arcata-spalle risulta essere generalmente più vulnerabile e quindi più rischioso, nel senso che sono sufficienti accelerazioni inferiori per innescarlo rispetto a quello potenzialmente determinabile con spalle tozze [91] [92].

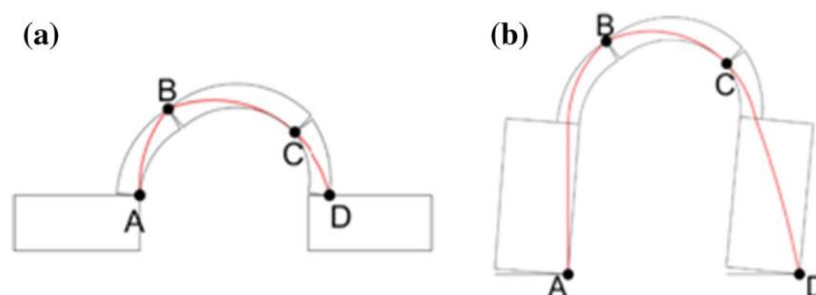


Figura 3.39 Meccanismi di collasso per ponti ad arco a singola campata: (a) meccanismo locale dell'arcata a causa della presenza di spalle tozze; (b) meccanismo globale dell'arcata e delle spalle essendo quest'ultime snelle. [87]

Per quanto riguarda i ponti multi-campata, nel caso in cui essi siano dotati di pile particolarmente tozze, i timpani costituiscono un vincolo per le arcate in modo tale che ogni campata possa essere valutata come indipendente. In questo modo il meccanismo di collasso di ogni arcata è equivalente a quello della Figura 3.39 (a) per un ponte a singola campata a spalle

tozze. Nel caso in cui, invece, le pile siano piuttosto snelle è più probabile un meccanismo globale, che interessi sia le arcate che le pile (Figura 3.40).

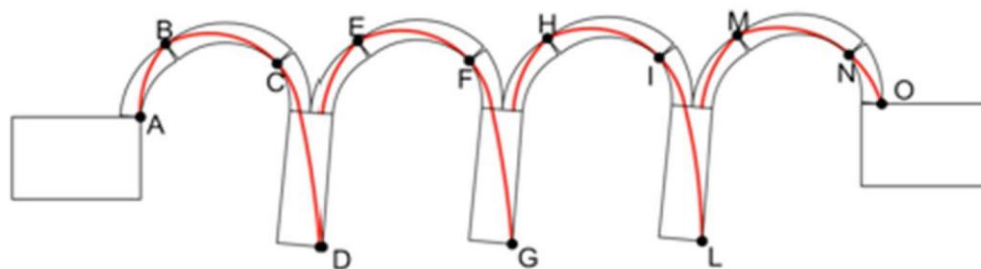


Figura 3.40 Meccanismi di collasso per ponti multi-campata dotati di pile snelle. [87]

Nel caso intermedio di ponti dotati di pile che non possono essere classificate né come snelle né come tozze (dotate cioè di un rapporto tra altezza e profondità indicativamente compreso tra 1 e 4) entrambi i meccanismi indicati in precedenza sono possibili.

Passando ai meccanismi trasversali, in tale direzione gli elementi maggiormente vulnerabili sono viceversa i timpani, i quali possono ruotare facilmente fuori piano (Figura 3.41 a). Meccanismi di questo tipo, associati anche ai muri d'ala, sono stati frequentemente individuati a seguito di terremoti anche al di fuori dell'Italia (Figura 3.41 b,c,d) in quanto risultano essere associati ai minimi valori di accelerazioni limite al suolo [87].

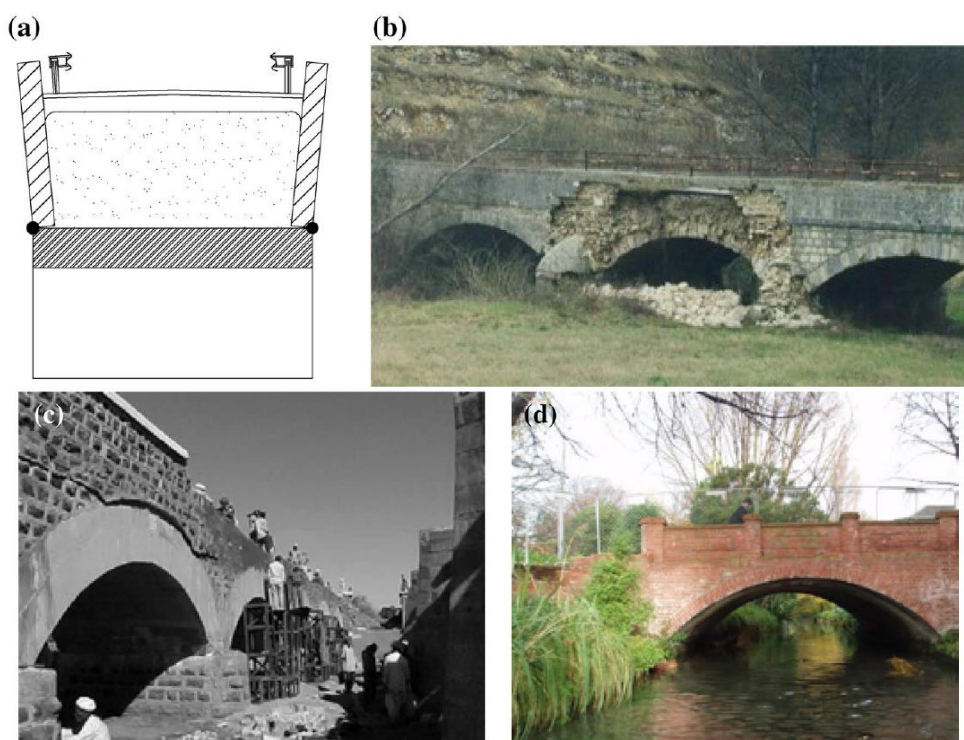


Figura 3.41 Meccanismi di collasso trasversale di tipo locale: schema del ribaltamento fuori piano dei timpani [87]; (b) collasso fuori piano di parte di uno dei timpani di un ponte ad arco in muratura multi-campata a seguito del terremoto dell'Umbria e delle Marche del 1997 [93]; (c) danneggiamento di un ponte ad arco in muratura a seguito del terremoto del 2001 a Bhuj, India [94]; (d) collasso del muro d'ala e del parapetto di una parte del Kahu Road East Bridge nel terremoto del 2001 in Nuova Zelanda [95].

Questo meccanismo di collasso locale non porta generalmente ad una modifica sostanziale della capacità portante globale del ponte. Può però portare ad una perdita del riempimento interno e

quindi compromettere la funzionalità del ponte stesso a seguito del conseguente danneggiamento della pavimentazione stradale.

Meccanismi di collasso di tipo globale trasversali, associati ad accelerazioni limite superiori [91] [92] e quindi generalmente meno probabili, risultano essere associati a ribaltamenti fuori piano globali interessanti il ponte nel suo complesso, a causa della presenza di pile snelle. La schematizzazione di un collasso di questo tipo è data in Figura 3.42 (a), mentre esempi reali di tale meccanismo si possono trovare nella Figura 3.42 (b,c,d).

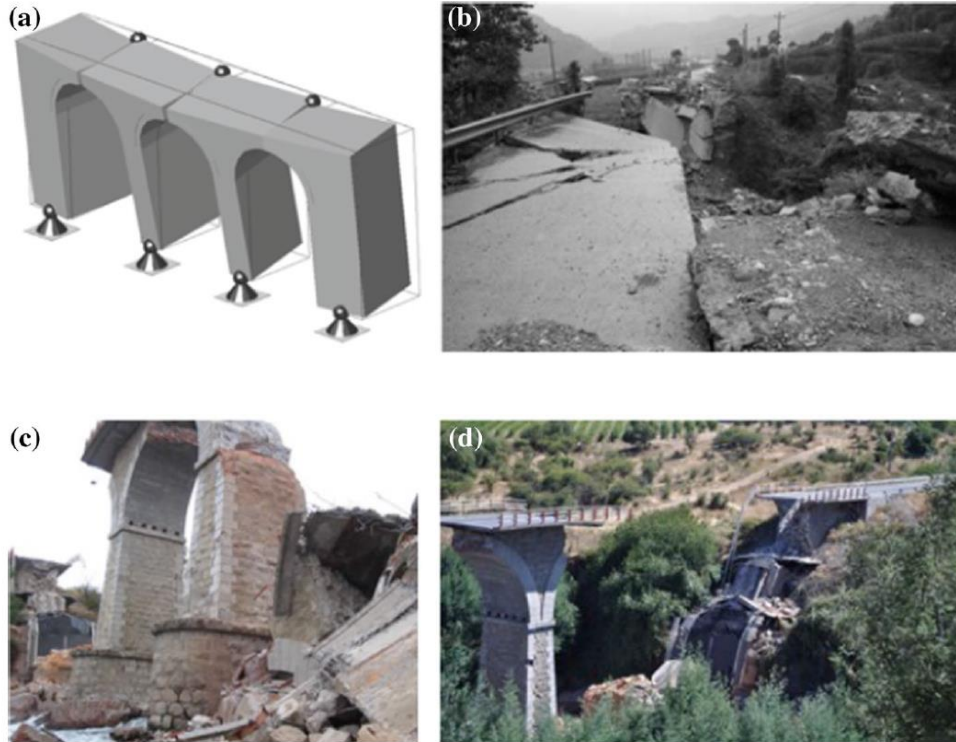


Figura 3.42 Meccanismo di collasso globale di tipo trasversale: schema del ribaltamento fuori piano complessivo dei ponti multi-campata [96]; (b) collasso del Yingchun Bridge nel terremoto del 2008 a Wenchuan, Cina [97]; (c,d) collasso del ponte Rio Claro nel terremoto del 2010 a Maule, Cile [98].

Ovviamente, sia in direzione trasversale che longitudinale, i meccanismi di collasso possono essere sostanzialmente differenziati tra *flessionali* e *taglianti*. Oltre a quanto riguarda l'arcata, nel primo caso si determinano fessurazioni lungo l'altezza delle pile con la formazione di cerniere plastiche alla base mentre nel secondo si hanno fessurazioni inclinate che interessano potenzialmente l'intera profondità delle pile stesse.

I meccanismi descritti sinora partono dall'assunzione che le spalle e le fondazioni siano tutte infinitamente rigide e particolarmente resistenti. In ogni caso si possono determinare anche collassi locali delle spalle (di tipo flessionale o tagliente) e dell'interfaccia spalla/fondazione (per scorrimento o ribaltamento). L'interazione tra terreno e struttura ed i cedimenti fondazionali possono determinare danneggiamenti significativi tenuto conto che i ponti ad arco in muratura sono strutture particolarmente rigide. Conseguentemente è possibile vedere danni significativi e diffusi nel caso siano presenti cedimenti differenziali tra le diverse pile.

La capacità sismica dei ponti ad arco in muratura è particolarmente dipendente anche dalla qualità con la quale essi sono stati realizzati; infatti l'uso di malta e mattoni di scarsa qualità, di riempimento disposto con discontinuità, cavità o con materiale sciolto possono determinare effetti locali di disaggregazione della muratura con perdita di appoggio anche nel caso di forze inerziali di entità ridotta. È infatti fondamentale ricordare come queste strutture siano storiche

e risalenti per buona parte al secolo scorso, se non addirittura all'epoca rinascimentale o romana; per questo motivo è necessario tenere in conto come il tempo stesso possa aver determinato effetti che ne hanno ridotto l'effettiva capacità sismica.

I meccanismi descritti sinora possono essere visti anche negli ultimi eventi sismici di maggiore rilievo, riferiti ai terremoti del Centro Italia del 2016 [87]. In particolare, [87] ha preso in considerazione il ponte a tre campate 'Tre Occhi' ad Amatrice, il ponte a cinque campate 'Cinque Occhi' nelle vicinanze di Amatrice ed infine due ponti, uno mono-campata ed uno a tre campate, in prossimità della cittadina di Tufo.

Il ponte 'Tre occhi' presentava delle catene che lo rinforzavano in direzione trasversale (Figura 3.43 a). A seguito degli eventi sismici si evidenziò il crollo di alcuni strati di muratura relativi ai muri delle spalle dove tali catene non erano presenti (Figura 3.43 b). Si determinarono inoltre importanti fessurazioni longitudinali in vicinanza ai contrafforti con fenomeni di scorrimento che provocarono spostamenti permanenti tra i 10 ed i 50 mm (Figura 3.43 c). In questo modo i ciottoli ed il riempimento contenuti internamente e non cementati non risultarono più sufficientemente confinati; questo provocò danneggiamenti in corrispondenza della pavimentazione stradale (Figura 3.43 d). In corrispondenza dell'intradosso dell'arcata si notarono fessurazioni a forma di X (Figura 3.43 e) a partire dalla pila. Esse furono associate al vincolo esercitato dalla spalla sugli spostamenti trasversali dell'impalcato, il quale causò anche fessurazioni orizzontali alla base delle pile e delle spalle (Figura 3.43 f,g).



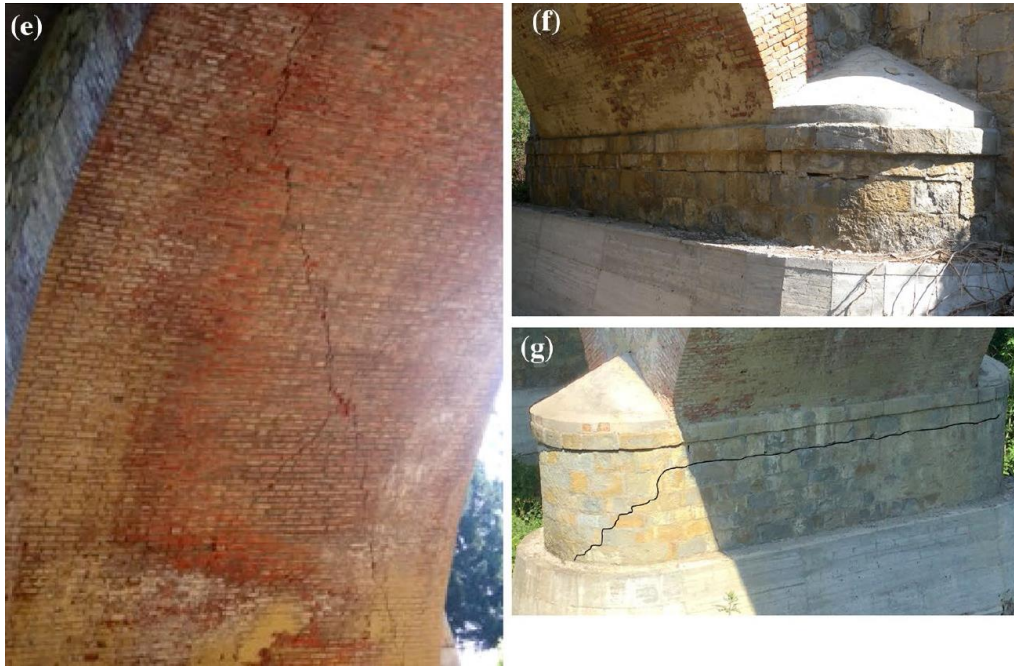


Figura 3.43 Danneggiamenti del ponte ‘Tre Occhi’: (a) disposizione preesistente di tiranti di collegamento trasversali; (b) collasso parziale del paramento esterno del muro d’ala; (c) contrafforti e collasso parziale del muro d’ala; (d) danneggiamenti in corrispondenza della pavimentazione stradale; (e) fessurazioni a X in corrispondenza dell’intradosso di un’arcata; (f) fessurazioni in corrispondenza di una delle spalle; (g) fessurazioni in corrispondenza di una delle pile [87].

Il ponte ‘Cinque Occhi’ si trovava in condizioni non ottimali, con manutenzione scarsa e quindi condizioni precedenti all’evento sismico complicate; per questo motivo era stato oggetto di interventi di rinforzo strutturale con il rivestimento in calcestruzzo delle pile e dell’intradosso delle arcate mentre le spalle furono rivestite con muri in calcestruzzo armato. L’evento sismico amplificò i suoi punti deboli, portando al collasso fuori piano di buona parte dei timpani (Figura 3.44 a-d). Tale collasso è stato associato alla scarsa qualità della muratura realizzata ed alla mancanza di tirantature. In corrispondenza della sezione di imposta delle arcate è possibile vedere distaccamenti localizzati del rivestimento e di mattoni (Figura 3.44 c), i quali possono associarsi allo sviluppo di cerniere orizzontali, facenti parte di un meccanismo globale facilitato dalla snellezza delle pile e dal ridotto rapporto tra spessore e luce delle arcate. Nonostante i collassi indicati, essendo sostanzialmente essi locali, non è stato compromesso il comportamento del ponte e della pavimentazione stradale per cui non vennero previste restrizioni al traffico.





Figura 3.44 Danneggiamenti del ponte ‘Cinque Occhi’: (a) prospetto longitudinale del ponte e sue condizioni globali; (b) particolare del collasso dei timpani; (c) particolare del collasso dei timpani e della perdita di materiale in corrispondenza delle imposte; (d) collasso di un timpano in corrispondenza della spalla sud e danneggiamento preesistente della struttura in calcestruzzo armato. [87]

Per quanto riguarda il ponte a singola campata in vicinanza della cittadina di Tufo, si evidenziarono fessure nella superficie stradale causate da cedimenti imputabili al riempimento, a loro volta dovuti alla rotazione fuori piano dei muri d’ala. Si notarono inoltre fessurazioni sugli elementi in muratura con l’espulsione del paramento esterno delle spalle e dell’intradosso dell’arcata (Figura 3.45).



Figura 3.45 Danneggiamenti del ponte mono-campata lungo la strada ‘Trisungo-Tufo’: (a) vista dell’arcata; (b) danneggiamento della pavimentazione stradale; (c) espulsione del paramento esterno di una spalla; (d) espulsione di parte dell’intradosso dell’arcata. [87]

Un comportamento simile è stato evidenziato anche per l'altro ponte, questa volta a tre campate, nelle vicinanze di Tufo. Si osservò in particolare il collasso del parapetto della campata centrale (Figura 3.46 a,b). Inoltre, tenuto conto che il ponte era costituito da due parti di cui una più antica ed una seconda più recente, aggiunta per allargarlo, si è osservato che quest'ultima ha avuto un comportamento peggiore, con l'espulsione del paramento esterno della spalla nord (Figura 3.46 c) e fessurazioni in corrispondenza di una pila (Figura 3.46 d). Questi effetti locali furono dovuti alla scarsa connessione tra gli elementi in pietra, con la conseguente perdita degli elementi costituenti il paramento esterno delle spalle. Le fessurazioni orizzontali in corrispondenza delle imposte vennero ancora una volta essere associate alla fase di formazione di una cerniera plastica orizzontale. Anche in questo caso si evidenziarono danneggiamenti della carreggiata stradale, determinati dai cedimenti del riempimento, il quale non ebbe sufficiente contrasto dai timpani laterali, i quali ruotarono fuori piano.



Figura 3.46 Danneggiamenti del ponte a tre campate lungo la strada ‘Trisungo-Tufo’: (a, b) collasso fuori piano del parapetto relativo alla campata centrale; (c, d) espulsioni e fessurazioni di alcuni elementi murari. [87]

Capitolo 4

Metodologie di modellazione ed analisi

In questo capitolo verranno illustrate le metodologie di modellazione ed analisi di maggior rilievo per i ponti ad arco in muratura, a partire da quelle oramai consolidate nel tempo, fino ad arrivare a quelle sviluppate più recentemente. In particolare si partirà con un inquadramento storico del problema di analisi delle strutture ad arco, valutando l'evoluzione che esso ha avuto nel passare degli anni. Verranno poi analizzate nel dettaglio le diverse metodologie di modellazione ed analisi a disposizione, evidenziandone vantaggi e svantaggi.

4.1. Introduzione

La previsione del comportamento in esercizio e la stima della capacità portante dei ponti ad arco in muratura può essere realizzata facendo uso di metodologie dotate di diversi livelli di complessità. Aumentando via via quest'ultima, in letteratura è possibile identificare procedure speditive basate, almeno parzialmente, su *regole empiriche* (quali ad esempio i metodi MEXE [99] [100] e SMART [101]), approcci fondati sull'*analisi limite* (derivanti dagli studi realizzati da Heyman [69]) fino ad arrivare alle formulazioni computazionali non lineari maggiormente avanzate (basate sui metodi FEM e DEM).

Nel seguito verranno valutate tali tecniche, in termini di aspetti peculiari, vantaggi e svantaggi, in modo tale da potersi orientare nella scelta della metodologia da ritenersi più opportuna. Ad esempio, secondo quanto indicato in [22], il livello di complessità della metodologia da adottare dovrebbe essere scelto in funzione della struttura che deve essere analizzata, del livello di accuratezza desiderato, della conoscenza delle proprietà dei materiali e dell'adeguatezza (sia in termini quantitativi che qualitativi) dei dati sperimentali disponibili, delle risorse economiche utilizzabili, del tempo disponibile per l'esecuzione delle analisi e dell'esperienza del modellatore.

L'utilizzo di metodologie differenti porta generalmente anche a risultati differenti, la cui attendibilità dipende dall'adeguatezza dell'approccio utilizzato al problema in esame e dalle informazioni disponibili. Infatti il modello numerico deve rappresentare adeguatamente il comportamento della struttura reale e per farlo necessita che sia il modello costitutivo che le proprietà dei materiali vengano scelte con attenzione in modo tale da rappresentare adeguatamente la risposta non lineare della struttura. A tale proposito si rivela particolarmente importante osservare che non sempre un aumento del livello di complessità della modellazione conduce ad una stima maggiormente raffinata della capacità portante [102]. La scelta dovrebbe

quindi basarsi sull'ottenimento di un livello di accuratezza accettabile con una richiesta sostenibile di tempi e costi associati. Tali aspetti verranno valutati nel seguito, realizzando una sintesi delle strategie esistenti per la valutazione strutturale dei ponti ad arco in muratura, sin a partire dal loro sviluppo storico.

4.2. Sviluppo storico

Tenuto conto della buona resistenza a compressione e scarsa a trazione degli elementi in muratura, storicamente essi sono stati adottati nella realizzazione di ponti nella sola tecnica ad arco. Essa permetteva infatti di evitare sollecitazioni di flessione semplice (tipica delle travi rettilinee), la quale sarebbe stata mal sopportata dalla muratura stessa [11].

L'utilizzo degli archi risale a circa 6000 anni fa, in Mesopotamia [103]. Inizialmente essi furono usati nella realizzazione di tombe funerarie sotterranee quando, dopo uno sviluppo di circa 2000 anni, iniziarono ad essere utilizzati a fini architettonici veri e propri [104] [105]. In Europa, i primi utilizzi possono essere associati agli Etruschi anche se l'effettivo sviluppo nell'uso dell'arco nelle strutture si è avuto con l'Impero romano, con un aumento delle luci, fino ad arrivare ai circa 43 m della cupola del Pantheon a Roma [103]. L'arco può essere considerato come la forma strutturale ed architettonica regina fino al XIX secolo; in questo periodo si sono sviluppate le teorie strutturali finalizzate alla risoluzione del problema tecnico della costruzione di arcate e volte di diversa forma in mattoni o pietra e malta. Successivamente, sin proprio dal XIX secolo, l'uso della muratura e delle arcate andò a ridursi, grazie allo sviluppo di nuovi materiali quali il ferro, l'acciaio ed infine il calcestruzzo armato che portarono anche all'identificazione di nuove tipologie strutturali (come ad esempio i telai e le lastre sottili) [103]. Un arco è composto da una serie di conci che tendono a cadere a causa del loro peso proprio; grazie alla loro disposizione si producono però una serie di forze inclinate che garantiscono l'equilibrio complessivo. Di conseguenza si determinano delle componenti orizzontali per cui tali strutture si dicono *spingenti*. Per questo motivo, alle estremità devono essere disposti degli elementi tali da resistere a tali spinte (Figura 4.1). In conseguenza di quanto detto, storicamente i problemi che si sono dovuti risolvere tecnicamente sono stati associati al progetto di archi che si sostenessero ed a contrafforti in grado di assorbire le spinte derivanti [103].

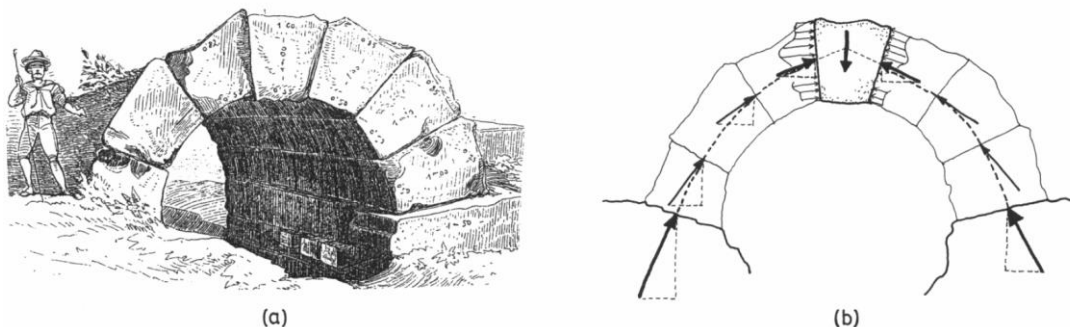


Figura 4.1 Arcata etrusca (a) [106]; Equilibrio dei conci (b): si noti che le forze inclinate determinano la presenza di una spinta orizzontale uniforme per tutto l'arco che deve essere supportata dalle spalle laterali. [103]

Tenuto conto che le teorie scientifiche strutturali si sono diffuse nel XIX secolo ma che, allo stesso tempo, è possibile trovare un ampio numero di esempi di costruzioni precedenti, tutt'ora in ottimo stato, è evidente che le conoscenze associate al comportamento degli archi ed al loro calcolo sono precedenti a tale periodo.

Sin dall'antichità la risoluzione delle problematiche precedenti (cioè dimensioni da affidare ad arcate e spalle) veniva risolta rifacendosi a criteri puramente *geometrici*, con tali dimensioni pari ad una frazione della loro luce [103]. Per comprendere con maggiore precisione il

comportamento delle strutture ad arco e gli sviluppi storici corrispondenti è necessario evidenziare degli aspetti preliminari. In un'arcata in equilibrio i conci trasmettono una spinta che deve essere contenuta nell'arcata stessa, in modo tale da determinare una distribuzione di tensioni di compressione che equilibrino la spinta stessa. Congiungendo i punti di applicazione delle spinte associabili ai diversi conci in corrispondenza dei giunti si trova la cosiddetta *linea di spinta*. Per comprendere cosa essa rappresenti è possibile fare riferimento a due possibili approcci: il primo corrisponde al considerare l'equilibrio di una semi-arcata mentre il secondo ad un'analogia tra arco ed un cavo flessibile.

Nel primo caso, considerando una semi-arcata (Figura 4.2 a) è evidente che essa collasserebbe a causa del peso proprio, a meno che non sia applicata una forza orizzontale in chiave. Partendo da tale forza orizzontale applicata e componendola, via via concio per concio con il peso di quest'ultimi, è possibile individuare la traiettoria delle spinte e quindi la linea di spinta. Tenuto conto che la componente orizzontale si mantiene costante per ogni concio è possibile andare a realizzare un poligono delle forze (Figura 4.2 b); di conseguenza, la linea di spinta è corrispondente al tracciamento di una poligonale funicolare. È possibile notare che, variando il valore della spinta orizzontale in chiave ed il suo punto di applicazione, le linee di spinta ottenibili sono infinite. Andando quindi a disporre un semi-arco simmetrico, si otterranno in chiave due spinte orizzontali equilibrate, qualsiasi sia il valore di quest'ultime. In questo modo, tenuto conto che l'arco può trovarsi in equilibrio secondo infiniti stati interni di compressione, esso è *staticamente indeterminato*.

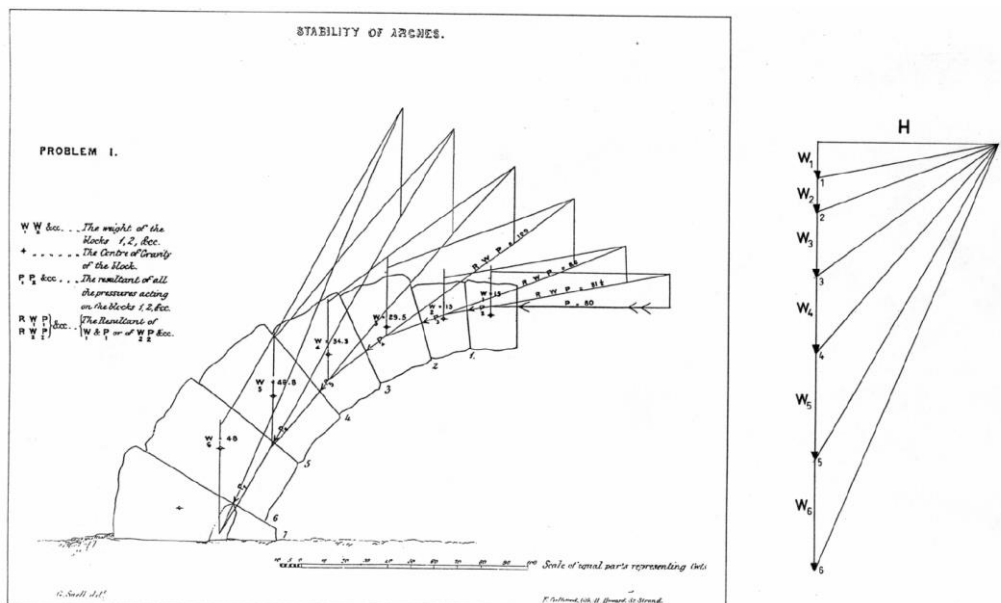


Figura 4.2 Linea di spinta di un semi-arco (a) [107]; Corrispondente poligono delle forze (b). [103]

L'altro approccio utilizzato per la comprensione del comportamento di un arco corrisponde all'analogia con una *catenaria*, risalente agli studi eseguiti da Hooke nel 1675 [108]. Secondo lo studioso inglese vi era una stretta relazione tra una fune in equilibrio sotto carichi assegnati ed un arco soggetto alla stessa distribuzione di forze di forma identica ma rovesciata. L'intuizione di Hooke fu completata dagli studi di Gregory (1697), il quale arrivò alla conclusione che se un arco era equilibrato significava che all'interno del suo spessore era identificabile una qualche catenaria [7] [103]. Entrambi i concetti di Hooke e Gregory furono utilizzati da Poleni, il quale, mentre lavorava al duomo di San Pietro nel 1748, realizzò una rappresentazione dell'analogia (Figura 4.3 a) ed affermò che la stabilità della struttura sarebbe stata assicurata se la catenaria equivalente si fosse trovata interamente all'interno dello spessore

dell'arco del duomo [109] (Figura 4.3 b). Poleni provò tale teoria caricando una fune flessibile con un peso proporzionale a quello proprio di ogni concio della volta.

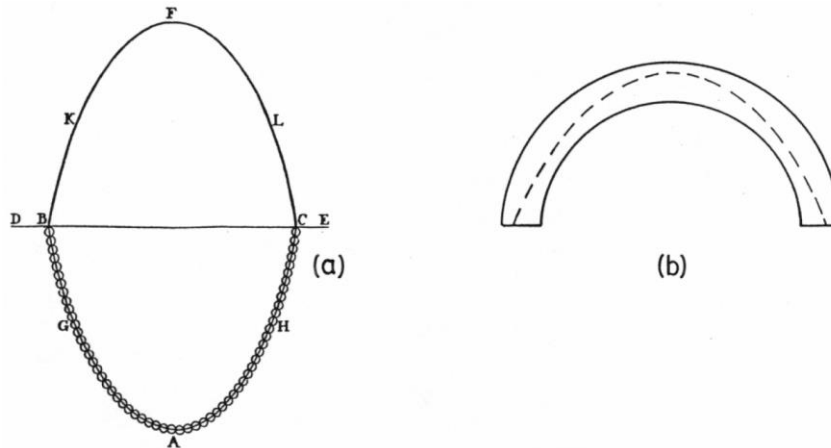


Figura 4.3 Analogia tra arco e fune sospesa (a) [109]; possibile linea di spinta per un arco circolare (b) [69]: tale arco può essere immaginato equivalente ad una catenaria invertita che rappresenta lo stato di equilibrio; tenuto conto che la muratura deve lavorare a compressione, è necessario che la catenaria sia contenuta all'interno dello spessore dell'arco perché quest'ultimo sia stabile. [103]

La modalità di collasso degli archi in muratura con contrafforti fu studiata per la prima volta da De la Hire nel 1712 [110], il quale propose la suddivisione della struttura al collasso in porzioni separate da piani di rottura, la cui stabilità poteva essere studiata ricorrendo ai principi dell'equilibrio. In pratica egli suppose che si determinasse una parte centrale dell'arco compresa tra due raggi a 45° che rimanesse integra e che tendesse a scivolare verso il basso esercitando un'azione sulle parti restanti dell'arco, spingendole verso fuori e quindi causandone il ribaltamento senza scorrimento (Figura 4.4).

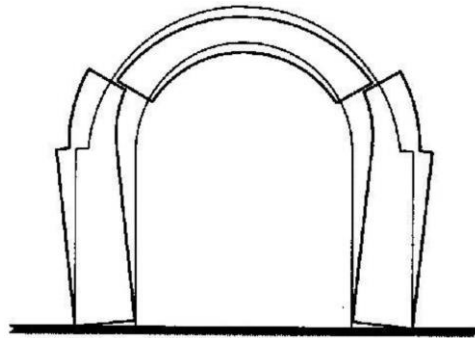


Figura 4.4 Meccanismo di collasso proposto da De la Hire. [111]

Procedendo in questo modo, ottenne una relazione per verificare la stabilità al ribaltamento dei contrafforti soggetti al momento prodotto dal peso proprio e dalle spinta della porzione centrale dell'arco mentre scorreva verso il basso [7] [112]. Nella soluzione proposta, però, l'attrito veniva trascurato e quindi lo scorrimento era consentito in corrispondenza dei giunti determinando una comprensione del problema non del tutto corretta [7].

L'approccio di De la Hire fu richiamato da Couplet nel 1729 [113], il quale propose un meccanismo di collasso a cinque cerniere, disposte all'estradosso in chiave e alle imposte ed all'intradosso nelle posizioni rialzate a 45° rispetto all'orizzontale (Figura 4.5).

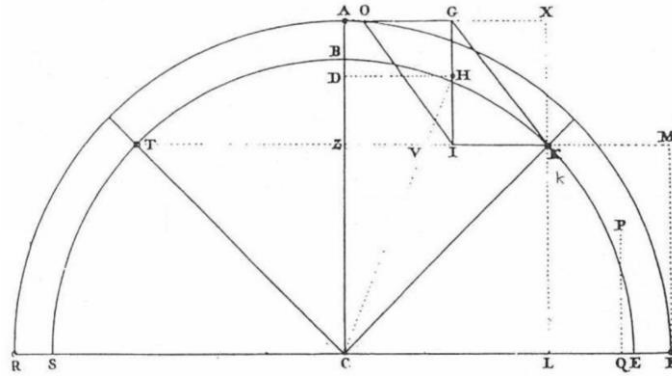


Figura 4.5 Meccanismo di collasso a cinque cerniere ipotizzato da Couplet. [70]

Infine Coulomb nel 1776 [114] introdusse l'attrito e abbozzò il problema della determinazione della spinta orizzontale in chiave in un modo maggiormente rigoso dal punto di vista fisico. Egli prese in esame quattro possibili meccanismi di collasso (Figura 4.6), due associati allo scorrimento relativo tra le facce (nelle due possibili direzioni) e due per rotazione in corrispondenza dell'estradosso e dell'intradosso dell'arco.

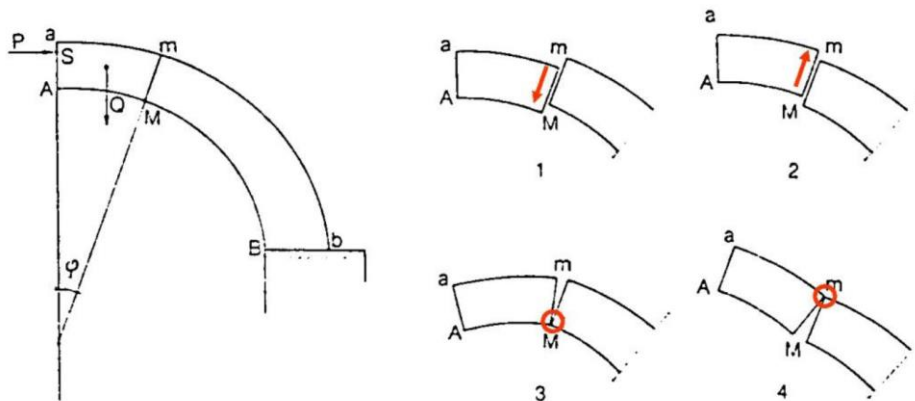


Figura 4.6 Possibili meccanismi di collasso di un'arcata secondo Coulomb. [111]

Variando la posizione del giunto critico ed imponendo l'equilibrio allo scorrimento ed alla rotazione, Coulomb ottenne un valore minimo ed uno massimo della risultante delle azioni agente in chiave entro le quali l'equilibrio dell'arco era garantito. Accettò quindi che il problema fosse indeterminato con un intervallo di valori per il quale tutte le soluzioni potevano essere considerate accettabili. La risoluzione che ottenne, nonostante introducesse attrito e coesione, non era ancora completamente corretta.

Gauthey nel 1771 [115], Mascheroni nel 1785 [116] e Lamè e Clapeyron nel 1823 [117] realizzarono studi ulteriori finalizzati all'identificazione teorica di tutti i possibili modi di collasso di un arco in muratura simmetrico e la corrispondente forma della linea delle spinte. In particolare, Mascheroni propose un calcolo a rottura, riferendosi a due possibili meccanismi di collasso: il primo associato ad una rottura multipla, con formazione di cerniere all'intradosso ed alle reni mentre il secondo per scivolamento del cuneo centrale con punto di rotazione posto all'intradosso dell'arco. In questo modo, a collasso, l'arco poteva essere visto come un sistema articolato costituito da corpi rigidi collegati internamente tra loro e con l'esterno attraverso cerniere (Figura 4.7).

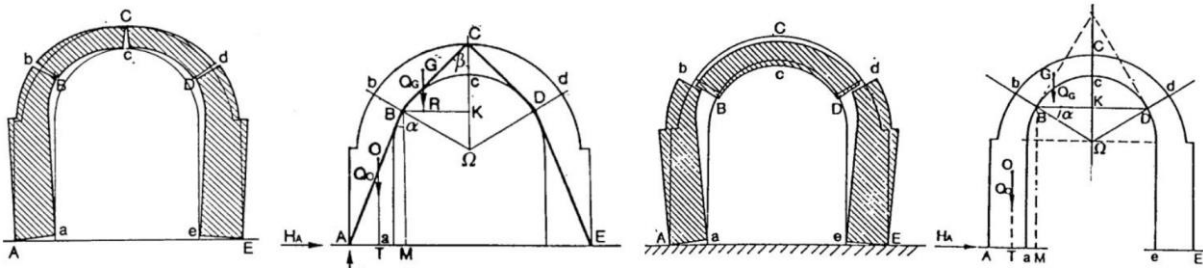


Figura 4.7 Meccanismi di collasso di un'arcata secondo Mascheroni. [111]

La soluzione che egli determinò era sostanzialmente analoga a quella proposta da De la Hire, con l'introduzione di un parametro angolare che permetteva di comprendere se fosse più preoccupante la rottura per scorrimento (a taglio quindi) o per formazione di cerniere (perciò a flessione). Generalmente egli trovò che la condizione maggiormente restrittiva era associata allo scorrimento, ma questo era dovuto al fatto che egli aveva trascurato il contributo dell'attrito.

Come già anticipato in precedenza, un arco, se considerato come elemento monolitico, è una struttura iperstatica e quindi per essere risolto necessita della definizione della deformabilità dei materiali di cui è composto. Dopo Hooke, fu Navier [118] nel 1826 a sviluppare studi di tale tipo, facenti parte della cosiddetta '*teoria elastica*'. Egli riprese quanto svolto da Coulomb ed eseguì le medesime verifiche di stabilità imponendo però che le sezioni rimanessero interamente reagenti, con tensioni massime di compressione inferiori a quelle di rottura del materiale, ottenute da prove sperimentali. Fece inoltre riferimento alla condizione di materiale privo di resistenza a trazione, considerando quindi come condizione limite prima della formazione di una fessura quella in cui la distribuzione delle tensioni di compressione in una data sezione ha forma triangolare. Per fare in modo che la condizione relativa a sezioni tutte interamente compresse fosse soddisfatta, ipotizzò che la linea delle pressioni dovesse passare al più per il terzo medio della sezione resistente, in modo tale che si potesse raggiungere al massimo la condizione limite di diagramma triangolare delle tensioni di compressione, con valore nullo dove poteva avere inizio lo scorrimento in caso di rottura (Figura 4.8).

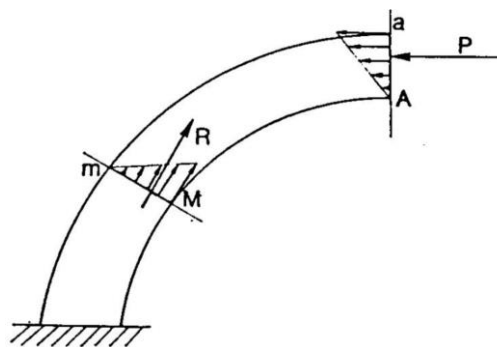


Figura 4.8 Condizione limite elastica secondo Navier. [111]

Nel 1840, Mery¹⁰ [119] propose un approccio per la costruzione della linea di spinta attraverso una procedura grafica basata sulla costruzione di un poligono di equilibrio con passaggio obbligato per il terzo medio inferiore nella sezione di imposta ed il terzo medio superiore nella sezione in chiave (Figura 4.9) in modo tale da ottenere l'andamento della curva delle pressioni.

¹⁰ Lo studio degli archi attraverso la costruzione della linea di spinta con l'uso di procedure grafiche presenta diversi approcci; oltre a quello proposto da Mery, è possibile trovarne di ulteriori, sviluppati da Moseley (1843), Barlow (1846) e Winkler (1867).

La verifica consisteva, secondo quanto proposto da Navier, nell'accertarsi che tale curva delle pressioni fosse contenuta nella fascia delimitata dal terzo medio di tutte le sezioni trasversali.

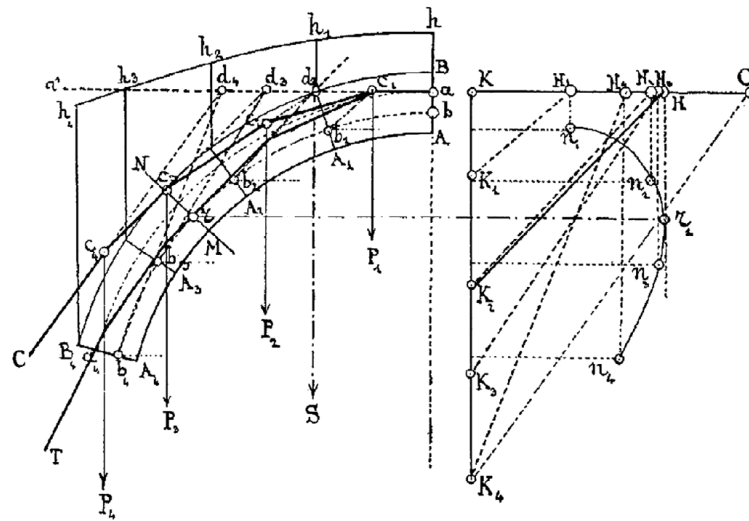


Figura 4.9 Metodo di Mery per il progetto di un arco. [120]

Nel 1875, Castigliano introdusse il teorema di minimo dell'energia elastica e lo utilizzò nell'analisi degli archi in muratura [121]. La sua proposta per determinare la posizione della linea di spinta era basata su una sequenza di analisi elastiche, in cui la zona in trazione veniva rimossa ed il calcolo iterato sinchè non si aveva alcuna tensione di trazione in ogni punto dell'arco. Tale procedimento consisteva nel calcolare una prima curva di tentativo nell'ipotesi che le sezioni si comportassero in modo elastico; se essa era contenuta nel terzo medio dell'arco le sezioni erano interamente compresse e quindi la teoria elastica poteva essere effettivamente applicata, altrimenti era necessario eliminare dalla sezione le parti tese e determinare la nuova curva delle pressioni facente riferimento alla nuova geometria della sezione. Il procedimento veniva sviluppato sinchè tutte le sezioni modificate non risultassero interamente compresse.

Pippard finalizzò il concetto relativo alla regola del terzo medio e sviluppò una teoria per determinare il carico limite in esercizio, fissato pari a quello che determinava la prima fessura nell'arco [45]. Questo approccio è risultato essere estremamente conservativo per le analisi allo stato limite ultimo, in quanto il carico che produceva la prima fessura era molto inferiore rispetto a quello che causava il collasso della struttura.

La soluzione elastica del problema determinava problematiche associate alla sua indeterminatezza: esistono infatti infinite linee di spinta possibili, tanto che, come visto in precedenza, sono presenti diversi metodi grafici che ne permettono la determinazione. Per superarne le limitazioni, nella seconda metà del XX secolo, si sviluppò l'*analisi plastica*, la quale non si basava sulla conoscenza dello stato effettivo in cui la struttura si trovava ma sull'esame delle condizioni per le quali essa poteva collassare, andando a verificare che essa avesse un sufficiente margine di sicurezza rispetto a tale condizione ultima.

Nel 1952 Kooharian [122] diede un primo contributo mentre maggiori sviluppi si ebbero con Heyman [70] [69] il quale propose l'applicazione dell'*analisi limite* utilizzando i concetti relativi alle cerniere plastiche, già sviluppate in riferimento alle strutture in acciaio [70]. L'approccio di Heyman si basava sull'assumere infinita resistenza a compressione e nessuna resistenza a trazione per la muratura, non considerando la possibilità si potesse avere un collasso per scorrimento in corrispondenza dei giunti tra i conci costituenti l'arcata. Sotto tali ipotesi, egli dimostrò che un arco era in grado di sostenere il carico dato se esisteva una linea di spinta che cadeva interamente all'interno dello spessore dell'arco stesso. Secondo questo approccio, una cerniera plastica si formava in corrispondenza della sezione dove la linea di spinta toccava

l'intradosso oppure l'estradosso dell'arco. Tenuto inoltre conto che un'arcata è una struttura tre volte iperstatica, il meccanismo di collasso si presentava quando si erano formate almeno quattro cerniere (oppure cinque nel caso in cui il carico fosse simmetrico); in questo modo la sicurezza di un arco divenne una questione prettamente geometrica (Figura 4.10).

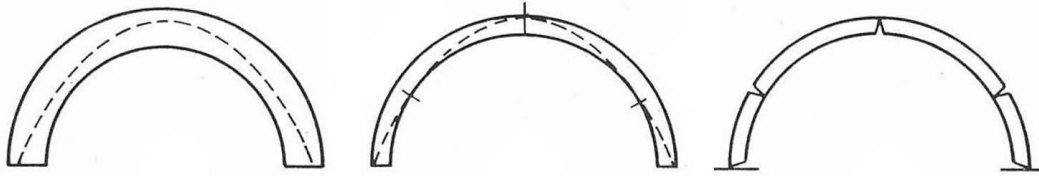


Figura 4.10 Arcate con indicazione della linea di spinta (in tratteggio) e conseguenti cerniere. [70]

L'approccio permetteva inoltre di superare l'indeterminatezza della soluzione elastica; inoltre non risulta necessario arrivare ad individuare la condizione di equilibrio reale ma solamente una ragionevole.

Più recentemente si sono sviluppati e hanno preso piede in molti ambiti strutturali metodi di analisi basati sugli elementi finiti o discreti, i quali verranno presi in esame ed analizzati più estesamente nei paragrafi successivi.

4.3. Strategie di modellazione

Tenuto conto delle peculiarità del materiale muratura viste nel capitolo 2, in conformità con quanto indicato in [22], essa può essere modellata a livello *micro* oppure *macro*. Nel primo caso la modellazione riguarda tutti i singoli componenti mentre nel secondo il materiale viene valutato come un continuo equivalente. In particolare è possibile scegliere tra tre tipologie di modellazione: una *micro-modellazione dettagliata*, una *micro-modellazione semplificata* ed una *macro-modellazione* (Figura 4.11).

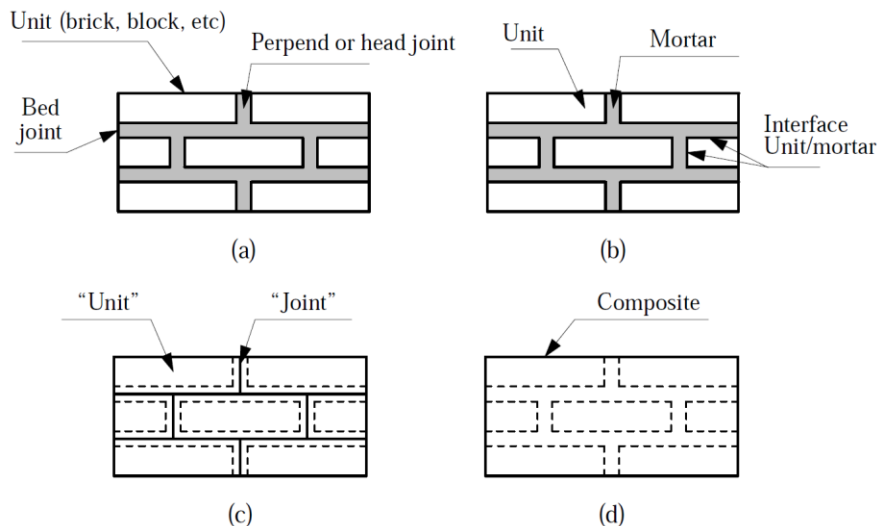


Figura 4.11 Strategie di modellazione di opere in muratura: (a) provino di muratura; (b) micro-modellazione dettagliata; (c) micro-modellazione semplificata; (d) macro-modellazione. [22]

Nella *micro-modellazione dettagliata* i singoli elementi ed i letti di malta sono rappresentati da elementi continui mentre le interfacce mattoni-malta da elementi discontinui; in questo modo le proprietà, elastiche e non, dei singoli costituenti sono tenute in conto. Inoltre le interfacce rappresentano possibili piani di scorrimento o fessurazione.

Nella *micro-modellazione semplificata* i singoli elementi sono rappresentati da elementi continui mentre i letti di malta e le interfacce mattoni-malta sono condensati in elementi discontinui; per questo motivo non è possibile tenere in conto dell'effetto di espansione laterale relativo alla malta e di conseguenza l'accuratezza risulta inferiore.

Infine nella *macro-modellazione* tutti gli elementi vengono riferiti ad un *continuo equivalente*.

La scelta tra tali tipologie deriva dal livello di accuratezza e semplicità desiderato. La micro-modellazione è finalizzata alla comprensione del comportamento locale di strutture in muratura mentre la macro-modellazione risulta essere adeguata per elementi di grandi dimensioni lungo i quali gli stati tensionali si possono considerare pressochè uniformi. Quest'ultima strategia consente maggiore semplicità ed un minore onere computazionale nella realizzazione delle analisi; essa può quindi considerarsi adatta quando è necessario trovare un compromesso tra efficienza ed accuratezza.

4.4. Metodi semi-empirici basati sulla teoria dell'elasticità

Il principale metodo *semi-empirico*, utilizzato tutt'ora, è il metodo MEXE. Esso deriva dal 'Military Engineering Experimental Establishment', è basato sul lavoro di Pippard [44] [123] ed è classificato come metodo *semi-empirico* in quanto si fonda sulla teoria classica dell'elasticità ma anche su una serie di studi sperimentali.

Il metodo parte dal presupposto che l'arco abbia forma parabolica, rapporto luce/freccia pari a 4 (cioè che il ribassamento valga 0.25), vincoli di cerniera in corrispondenza di entrambe le spalle, sia realizzato in muratura di peso specifico pari a 21.97 kN/m^3 , caricato in chiave con un carico di linea trasversale e che la massima tensione di compressione permessa in sua corrispondenza sia pari a 1.4 N/mm^2 mentre la massima tensione di trazione sia pari a 0.7 N/mm^2 . Esso parte con la valutazione di un carico provvisorio associato ad un asse (PAL: *Provisional Axle Load*) il quale viene calcolato a partire dalla profondità dell'arcata, del materiale di riempimento in corrispondenza della chiave e della luce dell'arcata, secondo le equazioni fornite dalla norma BA 16/97 [124]. Esso viene poi modificato con dei coefficienti che tengono conto della geometria, del materiale e delle condizioni del ponte e moltiplicato per dei fattori che permettono di risalire a dei carichi per asse singolo o multiplo, i quali sono convertiti nei massimi pesi dei veicoli. Tenuto inoltre conto che esso, nella formulazione di Pippard, trascura gli effetti degli sforzi assiali nella valutazione dell'energia di deformazione, sovrastima la capacità portante di ponti dotati di arcate con spessore importante e luce ridotta, specialmente per quelli con elevato rapporto luce/freccia (ponti ribassati). Una versione modificata del metodo è stata quindi proposta recentemente da Wang e Melbourne [125], i quali hanno considerato il contributo dell'energia di deformazione assiale nella definizione della capacità portante di ponti di piccola luce. Informazioni maggiori sull'applicazione del metodo possono essere ritrovate negli articoli citati, oltre che in [102]. In Tabella 4.1 sono inoltre illustrati i principali vantaggi e svantaggi del metodo MEXE [7].

Vantaggi	Svantaggi
<p>Metodo semplice da applicare, veloce e privo di alcun onere computazionale.</p> <p>Per la sua applicazione è sufficiente eseguire un'ispezione visiva del ponte in esame, senza prove di maggior rilievo.</p> <p>È l'unico metodo semi-empirico disponibile di ampio utilizzo.</p>	<p>Nelle condizioni in cui è applicabile sottostima pesantemente la capacità portante, conducendo quindi il progettista a prevedere interventi di rinforzo anche quando potrebbero non essere necessari.</p> <p>È applicabile solamente a certe tipologie strutturali sotto le condizioni previste (ad esempio non è applicabile per arcate sghembe e diventa particolarmente conservativo quando si valutano ponti dotati di campate superiori a 12 m).</p> <p>Non può essere applicato per gli stati limite di esercizio.</p>

Tabella 4.1 Vantaggi e svantaggi del metodo MEXE (riadattato da [7]).

4.5. Analisi limite

Secondo gli studi sviluppati da Heyman [70] fare riferimento ad una metodologia di analisi di tipo elastico può determinare problemi in quanto le condizioni di equilibrio individuabili sono infinite. Per risolvere questa indeterminatezza, egli prese spunto dagli studi condotti sulle strutture in acciaio, applicando i concetti dell'analisi limite anche a quelle in muratura. Tale metodologia di analisi *plastica* permetteva di considerare la struttura nella configurazione di collasso richiedendo pochi parametri relativi ai materiali e trascurando lo stato tensionale iniziale. Essa fa riferimento ad una condizione nella quale le azioni interne siano in equilibrio con i carichi esterni, con la struttura trasformata in un meccanismo a seguito della formazione di un numero strettamente necessario di cerniere plastiche con uno stato tensionale massimo inferiore o al più uguale alla resistenza del materiale. Per approcciarsi con maggiore rigore a tale metodo di analisi, si ritiene opportuno richiamare i tre teoremi fondamentali che ne stanno alla base [126]:

- *Teorema statico (o del limite inferiore)*: se esiste un sistema di carichi esterni in equilibrio con una distribuzione di sforzi interni che non ecceda in alcun punto la resistenza del materiale, allora il relativo moltiplicatore dei carichi λ_l è inferiore o al più uguale al moltiplicatore di collasso λ_p ;
- *Teorema cinematico (o del limite superiore)*: se esiste un sistema di carichi esterni ed un meccanismo di collasso plastico tale che il lavoro dei carichi esterni per un incremento di spostamento sia uguale al lavoro delle forze interne, il relativo moltiplicatore dei carichi λ_u è maggiore o al più uguale al moltiplicatore di collasso λ_p ;
- *Teorema di unicità*: se lo stato tensionale interno è tale che le condizioni di equilibrio, collasso plastico e di resistenza del materiale sono soddisfatte, allora il moltiplicatore dei carichi associato è proprio quello di collasso λ_p .

Secondo quanto indicato, l'applicazione del *teorema statico* porta ad una sottostima del carico di collasso mentre quello *cinematico* ad una sua sovrastima; il *teorema di unicità* ne garantisce invece l'esistenza, pari al massimo determinabile con il teorema statico ed il minimo con quello cinematico. Una rappresentazione grafica di tali teoremi è data in Figura 4.12.

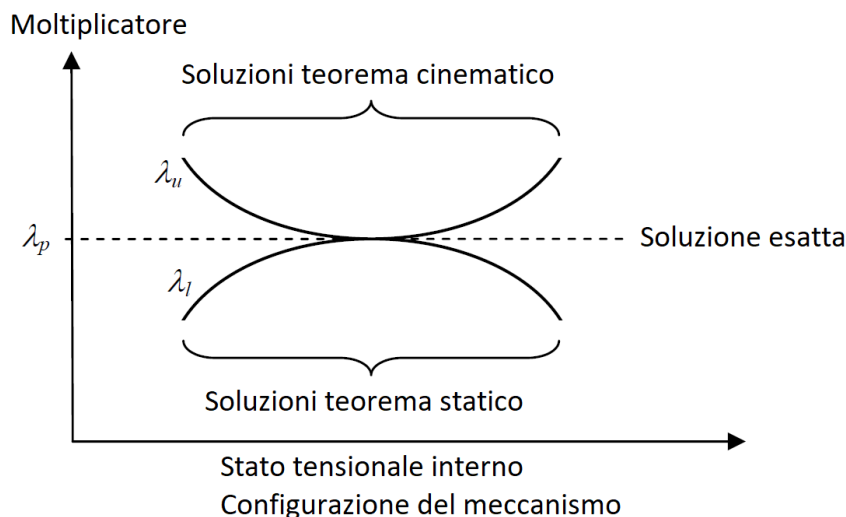


Figura 4.12 Relazione tra i moltiplicatori dei carichi determinati a seguito dell'applicazione del teorema statico o cinematico e l'effettivo moltiplicatore di collasso. Riadattato da [126]

L'analisi limite di una struttura ad arco in muratura può essere sviluppata facendo riferimento al *teorema cinematico* secondo l'approccio proposto da Kooharian [122] oppure quello *statico*,

sviluppato sostanzialmente da Heyman [70]. Un esempio di applicazione dell'approccio statico consiste nella determinazione della *linea di spinta* mentre utilizzando l'approccio *cinematico* ci si basa sullo studio di un *meccanismo a cerniere*. La determinazione della linea di spinta, nelle strutture reali può risultare piuttosto complessa [127] come può essere complicato anche determinare eventualmente i meccanismi di collasso a cui riferirsi nel caso di applicazione dell'approccio cinematico. Inoltre risulta particolarmente evidente dalla Figura 4.12 che la determinazione della soluzione esatta può essere perseguita, sia utilizzando l'approccio statico che cinematico, facendo riferimento a delle tecniche di ottimizzazione di programmazione lineare [126].

L'analisi limite può essere considerata una metodologia di analisi adeguata per strutture storiche in muratura nel caso in cui venga assunta una resistenza a trazione nulla e ci si attenda una risposta di tipo *duttile*¹¹ [127]. Quest'ultimo aspetto è risultato essere basilare nello sviluppo del metodo: il fatto che fosse necessaria una risposta di tipo duttile per l'applicazione del metodo è stato confermato da ricerche sperimentali, le quali in particolare indicano che la presenza del riempimento ne determina un incremento [126].

Storicamente l'approccio di Heyman si basa sull'assumere infinita resistenza a compressione e nessuna resistenza a trazione per la muratura, considerando impossibile un meccanismo di collasso per scorrimento in corrispondenza dei giunti tra i diversi conci costituenti le arcate (tale assunzione corrisponde all'ipotizzare che l'attrito in corrispondenza dei giunti sia infinito). L'assunzione che la muratura non abbia resistenza a trazione non è del tutto veritiera ma, tenuto conto che essa è generalmente molto ridotta, il trascurarla è un'assunzione a favore della sicurezza.

L'ipotesi relativa ad una resistenza infinita a compressione è da considerarsi valida quando la tensione media di compressione presente sia decisamente inferiore a quella di collasso; per questo motivo tale assunzione non deve essere intesa in senso assoluto, in quanto la resistenza a compressione non è ovviamente infinita, ma nel senso che il rapporto tra quella agente e quella massima è ben distante dall'unità. A favore di tale considerazione, Heyman osservò che nella maggior parte delle condizioni di esercizio lo stato tensionale era talmente basso da potersi trascurare meccanismi di collasso per schiacciamento.

Infine l'assunzione di impossibilità di collasso per scorrimento parte dal presupposto che l'attrito che si determina tra i conci sia maggiore della componente di taglio delle azioni applicate nella sezione in esame.

Nell'approccio previsto da Heyman, le equazioni di equilibrio statico sono derivate al fine di ottenere il carico di collasso e le reazioni in corrispondenza delle spalle. Come detto in precedenza, per stimare il carico di collasso è necessario risolvere un problema di ottimizzazione in modo tale da risalire alla posizione delle cerniere che conduce alla minima resistenza. A causa della sua semplicità ed al ridotto numero di parametri costitutivi, questo metodo ha acquisito popolarità tanto che sono attualmente disponibili una serie di software a tale riguardo, inclusi strumenti grafici per la comprensione del comportamento dell'arco e per la determinazione dei possibili stati di equilibrio [128].

Nella maggior parte delle procedure sviluppate nell'ambito dell'analisi limite, l'approccio utilizzato non era quello statico previsto da Heyman, bensì quello cinematico, facendo riferimento al principio dei lavori virtuali e non alle equazioni di equilibrio statico. In questo modo il carico ultimo veniva sovrastimato se non erano tenute in conto tutte le possibili modalità di collasso.

Tra i lavori ed i software sviluppati a questo riguardo si ricordano quelli di Crisfield nel 1987 [129], di Davies nel 1998 [130], il quale sviluppò un codice denominato MARCH basato sul

¹¹ Infatti è possibile osservare come un'ipotesi del metodo sia di fatto l'assumere *duttilità infinita*, la quale può condurre ad una sovrastima dell'effettiva capacità portante [7].

metodo di Heyman e di Harvey et al. nel 1994 [85] i quali svilupparono un software denominato ARCHIE.

Per ottenere una migliore rappresentazione dell'interazione arco-riempimento e la sua influenza sulla capacità portante di un ponte ad arco in muratura, nell'ultimo decennio si sono sviluppate strategie sempre associate all'analisi limite ma maggiormente raffinate, nelle quali il riempimento è modellato esplicitamente. Nel 2006 Gilbert et al. [131] hanno sviluppato un modello a blocchi rigidi per l'analisi di strutture in muratura che applica l'approccio cinematico della teoria della plasticità per determinare il carico di collasso. La procedura per la determinazione della soluzione è basata sulla programmazione lineare ed è implementata nel software RING (Figura 4.13).

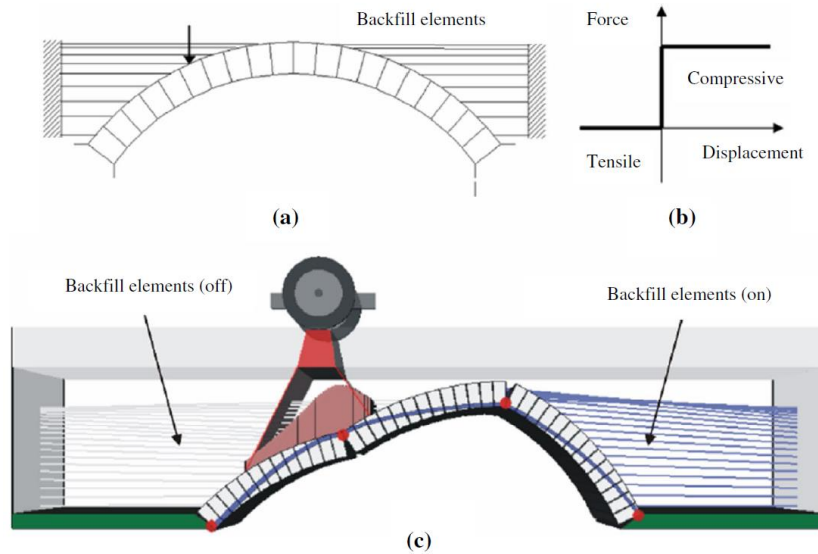


Figura 4.13 Utilizzo del software RING tenendo conto del contributo del riempimento: (a) arco vincolato con elementi uniassiali rappresentanti il riempimento; (b) legame forza-spostamento degli elementi di riempimento; (c) rappresentazione degli elementi di riempimento attivi (quando determinanti una spinta passiva) e disattivi (quando determinanti una spinta attiva). [132]

La restrizione associata al fatto che non si possa determinare un collasso per scorrimento è stata rimossa, incrementando la generalità del metodo, assumendo interfacce soggette ad attrito. Utilizzando però una legge alla Coulomb (dove lo scorrimento non è associato ad una dilatazione), nell'analisi limite è complicato risalire ad un moltiplicatore dei carichi che soddisfi sia le condizioni statiche che cinematiche. Per sopperire a questo problema venne assunta valida la normalità tra la direzione del flusso plastico e la superficie di snervamento nonostante essa determini, oltre allo scorrimento, una componente di dilatazione, la quale non è realistica. Infatti tale assunzione risulterebbe essere valida per i soli materiali in cui il flusso plastico è *associato*, il che non è verificato in particolare per i terreni. Inoltre, per includere il contributo del riempimento e per risolvere i problemi di natura geotecnica, fu proposta una tecnica chiamata '*Discontinuity Layout Optimisation*' (DLO), la cui attendibilità fu provata attraverso un confronto con dei test sperimentali su modelli in grande scala [67].

Nel 2005, Cavicchi e Gambarotta [133] proposero un approccio di modellazione 2D per descrivere gli effetti dell'interazione arco-riempimento (Figura 4.14). Tale modello venne realizzato nell'ambito del metodo degli elementi finiti mentre le leggi costitutive riguardanti i materiali e l'algoritmo risolutivo era basato sui principi dell'analisi limite. L'arcata venne rappresentata attraverso elementi monodimensionali, privi di resistenza a trazione e con comportamento elasto-plastico a compressione. Il riempimento venne modellato con elementi

triangolari piani, caratterizzati da un legame costitutivo alla Mohr-Coulomb modificato a seguito dell'imposizione di un limite massimo di resistenza a compressione sotto le condizioni di stato piano di deformazione [134].

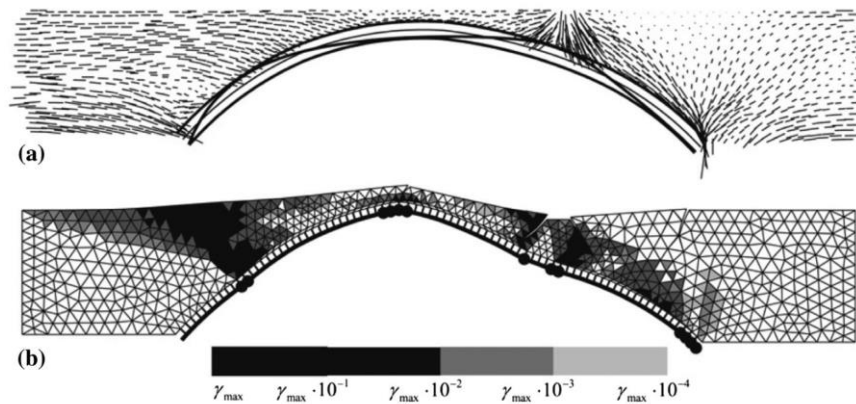


Figura 4.14 Modellazione di un ponte ad arco con elementi finiti 2D proposta da Cavicchi e Gambarotta per investigare l'interazione arco-riempimento: (a) campo delle tensioni principali, (b) meccanismo di collasso e contour del massimo rateo di deformazione da taglio. [134]

Di seguito, in Tabella 4.2, sono riassunti i principali vantaggi e svantaggi dell'utilizzo dell'analisi limite nello studio dei ponti ad arco in muratura.

Vantaggi	Svantaggi
Metodo adatto ad una valutazione iniziale vista la sua semplicità d'uso. Richiede un numero di parametri piuttosto ridotto.	A causa dell'assunzione di duttilità infinita, l'effettiva capacità portante potrebbe essere sovrastimata. Non fornisce alcuna informazione sullo stato tensionale, deformativo e sugli spostamenti. La posizione delle cerniere plastiche deve essere nota a priori oppure determinata risolvendo un problema di ottimizzazione.

Tabella 4.2 Vantaggi e svantaggi dei metodi basati sull'analisi limite (riadattato da [7]).

4.6. Approcci di modellazione continui

I metodi semi-empirici e quelli basati sull'analisi limite sono utili per un valutazione iniziale e veloce ma non forniscono informazioni sugli spostamenti attesi quando il ponte è soggetto ai carichi da traffico o si trova allo stato di collasso.

Per ottenere soluzioni maggiormente complete è necessario utilizzare strumenti computazionali dotati di una complessità maggiore, adoperando modelli non lineari che utilizzino algoritmi risolutivi incrementali. Il metodo degli elementi finiti (FEM) è divenuto sempre più popolare negli ultimi decenni per la modellazioni di strutture ad arco in muratura. In tale modellazione si utilizza un approccio di *macro-modellazione*, il che significa che la muratura viene descritta attraverso un continuo equivalente e le sue proprietà meccaniche sono determinate attraverso prove sperimentali oppure attraverso tecniche di omogeneizzazione. Tenuto conto dell'elevata maneggevolezza, questi strumenti risultano essere sempre più diffusi, nonostante presentino una serie di limitazioni. Prima fra tutte l'assunzione di materiale *continuo* ed *isotropo* (il quale non riflette la natura della muratura, la quale è un materiale composito fortemente eterogeneo ed anisotropo), la forte dipendenza dei risultati dall'accuratezza dei modelli costitutivi, i parametri dei materiali, le condizioni al contorno ed i problemi numerici associati alla dipendenza dalla mesh [7]. Nel seguito verranno brevemente descritte delle tecniche di

modellazione continue presenti in letteratura, che abbiano fatto uso di elementi monodimensionali, bidimensionali oppure tridimensionali.

4.6.1. Modellazione con elementi monodimensionali

Il modo più semplice per modellare una struttura ad arco in muratura con il metodo FEM consiste nel rappresentare l'arcata come una spezzata costituita da elementi *beam*, realizzando quindi il modello con elementi monodimensionali.

Negli ultimi decenni diversi studiosi hanno adottato questa metodologia per la modellazione di ponti ad arco in muratura. Tra gli altri, nel 1982, Towler e Sawko [135] usarono elementi monodimensionali per stimare la curva di deflessione ed il carico di collasso di un ponte ad arco in muratura mono-campata; nel 1990 Choo, Coutie e Gong [136] e nel 1992 Gong [137] lavorarono in collaborazione con la 'British Rail Research' all'Università di Nottingham al fine di sviluppare un programma agli elementi finiti per la valutazione di ponti ad arco, noto con il nome di MAFEA, il quale si basava sull'analisi elastica iterativa proposta da Castigliano.

Elementi *beam a fibre* sono stati inoltre utilizzati con successo per modellare ponti ad arco in muratura e stimare la loro capacità portante [138], valutare la loro capacità sismica [139] applicando il metodo ad un ampio set di ponti ad arco multicampata [3]. Seguendo tale approccio, la caratterizzazione costitutiva venne realizzata semplicemente assegnando alle fibre di una sezione trasversale le relazioni costitutive tensione-deformazione della muratura ottenute da test di compressione [140]. Grazie al fatto che le effettive proprietà del materiale erano tenute in conto (incluse la non linearità precedente il picco di resistenza, il deterioramento post-picco ed il comportamento ciclico), gli elementi monodimensionali permisero di superare le maggiori limitazioni dell'analisi limite, legate all'assunzione di un comportamento elasto-plastico dotato di infinita duttilità, ottenendo una significativa riduzione nell'effettiva capacità portante per ponti dotati di luci considerevoli oppure realizzati con materiali che non soddisfacessero le ipotesi di partenza dell'analisi limite.

La maggiore limitazione dei modelli monodimensionali è legata al fatto che il contributo dei timpani e del riempimento non può essere tenuto in conto o per lo meno, lo può essere ma solamente in modo molto semplificato. Al fine di simulare il contributo derivante dal riempimento e dal rinfiacco, nel 1985 Crisfield [129] utilizzò delle molle non-lineari (Figura 4.15) le quali erano inizialmente precomprese dall'equivalente spinta a riposo; la loro massima pressione orizzontale era inoltre limitata dai valori di pressione attiva o passiva, in funzione del tipo di movimento che l'arco produceva, in modo tale da ottenere un carico di collasso realistico.

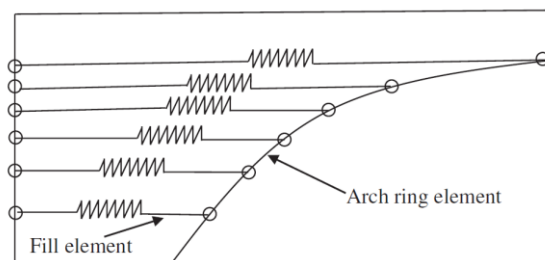


Figura 4.15 Modellazione di un ponte ad arco in muratura e del corrispondente riempimento con elementi monodimensionali proposta da Crisfield. [129]

In modo analogo, elementi *truss* non lineari sono stati proposti per rappresentare il rinfiacco, le spalle ed i timpani (Figura 4.16) al fine di rappresentare l'interazione tra campate adiacenti e predire le modalità di rottura multicampata quando soggette ai carichi da traffico ed all'azione sismica [141].

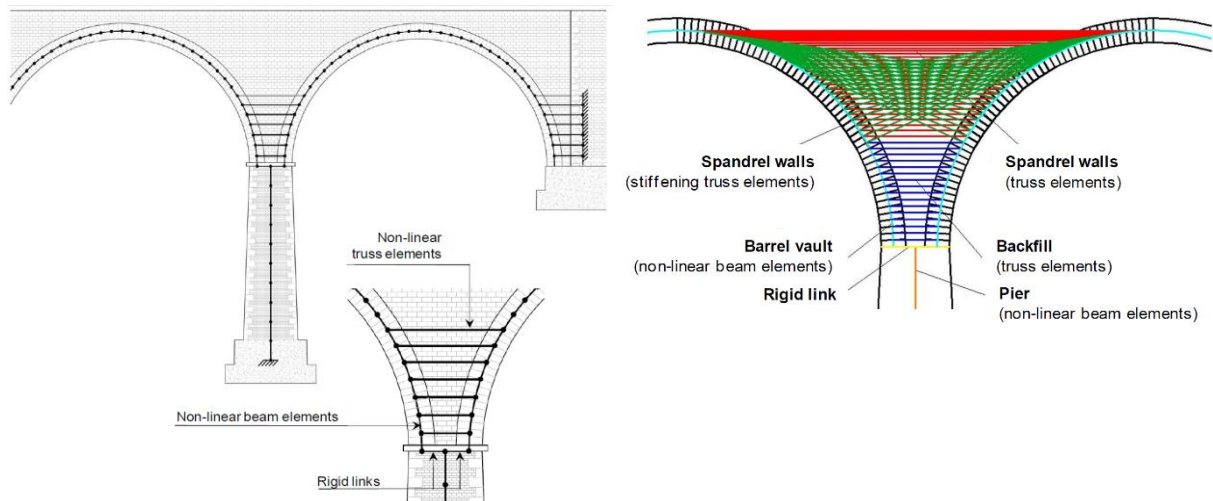


Figura 4.16 Modellazione di un ponte ad arco in muratura con elementi beam a fibre e truss per tenere in conto dell'interazione tra le diverse arcate (a sinistra); modellazione ulteriore per tenere conto del contributo irrigidente dei timpani. [141]

4.6.2. Modellazione con elementi 2D e 3D

Per migliorare la descrizione della geometria di un ponte, includendo esplicitamente il riempimento ed i timpani, sono stati sviluppati modelli bidimensionali e tridimensionali. A differenza degli approcci monodimensionali, questi metodi richiedono maggiore sforzo in fase di modellazione e di risoluzione. Inoltre sono presenti tutt'ora delle intrinseche difficoltà associate alla sensibilità alle condizioni al contorno ed ai parametri di input, la cui calibrazione può essere soggetta a forti incertezze.

Principalmente è possibile osservare come siano stati sviluppati modelli 2D elastoplastici agli elementi finiti per simulare esplicitamente la presenza del riempimento e dei timpani e valutare quantitativamente i loro effetti sulla risposta strutturale e sulla capacità portante [68] [142] [143].

Fanning e Boothby, nel 2001 [144] furono i primi a proporre una modellazione con elementi finiti 3D. Assegnarono alla muratura ed al riempimento relazioni costitutive non lineari; inclusero inoltre la possibilità di formazione di fessure nella muratura e di scorrimento tra riempimento ed arcata. Inoltre, per tenere in conto inoltre gli effetti trasversali, Fanning, Boothby e Roberts nel 2001 [145] svilupparono una modellazione FEM 3D.

Nel 2001 Garity e Toropova [146] modellarono un ponte ad arco in muratura autostradale (Figura 4.17 a), tenendo in conto gli effetti del riempimento al di sopra dell'arcata, dei timpani, dell'impronta di carico e della presenza di fessure. Gli autori misero in evidenza alcune limitazioni dell'approccio utilizzato: per prima cosa sottolinearono la difficoltà nell'utilizzo di modelli costitutivi per la muratura che fossero effettivamente rappresentativi del comportamento del materiale, i cui parametri erano già di per sé difficilmente ottenibili in modo affidabile; oltre a questo si presentavano forti incertezze nell'interazione tra riempimento ed arcata.

Il comportamento trasversale di un arco in muratura soggetto a carichi concentrati è stato investigato anche da Fanning, Sobczak, Boothby e Salomoni nel 2005 [147], i quali mostrarono che, trascurare gli effetti tridimensionali, può portare ad una sovrastima dell'effettiva capacità portante del ponte.

Più recentemente, Milani e Lourenço, nel 2012, [148] hanno proposto una modellazione 3D, sviluppata con un software non commerciale basato su elementi finiti di forma parallelepipedica a 8 nodi separati da interfacce non lineari che tengono conto dell'apertura di fessure e del deterioramento (Figura 4.17 b).

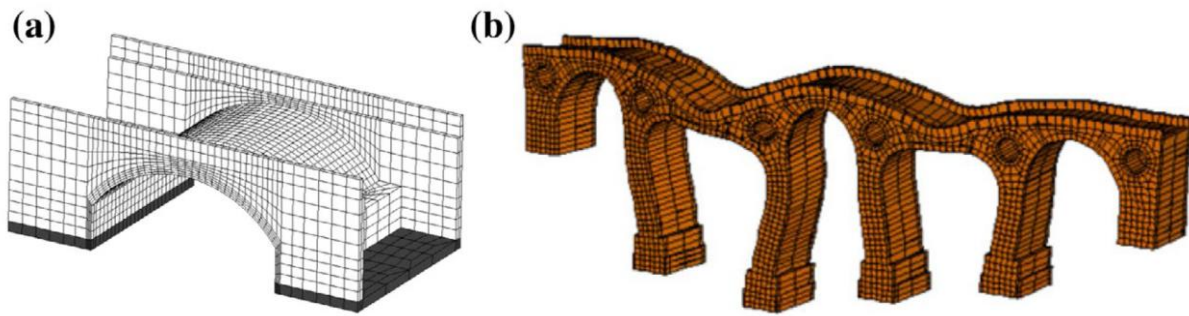


Figura 4.17 Modellazione di un ponte ad arco in muratura con elementi finiti tridimensionali proposta da Garity e Toropova nel 2001 [146] (a) e da Milani e Lourenço nel 2012 [148] (b).

4.7. Approcci di modellazione discreta

Nei metodi agli elementi discreti viene utilizzato un approccio di *micro-modellazione*, nel quale la muratura è rappresentata come un assemblaggio di unità distinte. I giunti di malta sono modellati come interfacce di spessore nullo tra i blocchi, i quali rappresentano le zone preferenziali per la formazione di fessure a trazione ed a taglio. Per i giunti sono definite relazioni non lineari tra le forze di contatto ed i relativi spostamenti mentre i blocchi sono solitamente considerati semplicemente come corpi rigidi oppure elastici. Le analisi vengono svolte attraverso una procedura di integrazione esplicita nel dominio del tempo in modo tale da poter eseguire le analisi nell'ambito della *cinematica non lineare*. Da un lato questo tipo di modellazione consente una rappresentazione dettagliata delle caratteristiche geometriche e meccaniche della muratura. D'altra parte essa richiede però un elevato onere computazionale, il quale risulta essere difficilmente accettabile per l'analisi di grandi strutture tridimensionali e per scopi pratici ingegneristici [7].

A partire dal 1970 circa, sono state sviluppate diverse strategie per modellare ponti ad arco in muratura con elementi discreti, compresi *modelli a particelle con elementi circolari e sferici*, modelli che fanno riferimento alla *dinamica di contatto non liscia*, il *metodo agli elementi distinti* (DEM: *distinct element method*; alcune volte combinato con il metodo degli elementi finiti) e analisi con *deformazioni discontinue* (DDA: *discontinuous deformation analysis*). Queste formulazioni differiscono una dalle altre perché derivano da campi diversi, a partire dalla meccanica delle rocce sino ad arrivare all'analisi strutturale.

Un riassunto degli aspetti salienti e delle differenze tra l'approccio di modellazione continua e discreta, delle ipotesi alla base dei metodi, dei parametri di input e dei requisiti che essi necessitano oltre che il loro campo di applicazione e relative limitazioni è ritrovabile in Tabella 4.3.

	Modellazione continua	Modellazione discreta
Ipotesi di base	<p>La muratura viene assunta come un materiale omogeneo ed isotropo.</p> <p>I singoli elementi, la malta e le interfacce tra di essi sono valutati come un continuo equivalente.</p>	<p>La muratura è assunta come un materiale composito costituito dai suoi componenti (mattoni o pietre e malta).</p> <p>Tali singoli costituenti sono modellati attraverso elementi continui dove l'interfaccia elemento-malta è rappresentata da elementi discontinui.</p>
Parametri di input e requisiti	<p>È necessario definire una relazione tra deformazioni medie e tensioni medie relative alla muratura in modo tale da convertirla in un continuo equivalente.</p> <p>Il numero di parametri necessari per caratterizzare la muratura è elevato. Sono quindi necessari diversi test sperimentali su ampie parti della struttura che contengano una combinazione di elementi murari e malta adeguati per determinarne le proprietà sotto diverse condizioni di carico (ad esempio compressione, pressoflessione, taglio; potenzialmente sia monotone che cicliche).</p> <p>L'onere computazionale per l'esecuzione delle analisi è relativamente ridotto (esso dipende comunque dal livello di complessità adottato nella modellazione).</p>	<p>La geometria del modello necessita di essere rappresentata nel dettaglio (micro-modellazione).</p> <p>È necessario definire un ampio numero di parametri per caratterizzare i materiali. In particolare sono necessarie le singole proprietà dei mattoni, delle malte e delle interfacce mattoni-malta.</p> <p>È necessario un grande onere computazionale per l'esecuzione delle analisi.</p>
Campo di applicazione e limitazioni	<p>Fornisce una comprensione del comportamento globale della struttura.</p> <p>L'analisi richiede un tempo relativamente ridotto; il metodo è quindi utilizzato quando è necessario raggiungere un compromesso tra efficienza ed affidabilità.</p> <p>È utile per una valutazione preliminare della capacità portante di ponti e viadotti multicampata, per la definizione dei modi di collasso che interessano più campate, la valutazione della risposta strutturale e la stima della capacità sismica.</p> <p>Le condizioni locali come le fessure in corrispondenza delle interfacce non possono essere rappresentate in modo sufficientemente realistico in quanto si è eseguita un'omogeneizzazione dell'intera struttura.</p>	<p>Viene utilizzato quando vi è la necessità di localizzare lo sviluppo delle fessure ed investigare la propagazione delle stesse fino al collasso.</p> <p>Fornisce una comprensione profonda del comportamento locale delle strutture in muratura.</p> <p>Viene utilizzato per la localizzazione esatta delle zone in cui il materiale presenta il massimo stato tensionale, sviluppando fessure in corrispondenza dei giunti o attraverso la sezione trasversale dei singoli elementi.</p> <p>Questo approccio è valido per modelli di piccola dimensione in quanto l'onere computazionale richiesto è importante. Per questo motivo attualmente esso è utilizzato principalmente a fini di ricerca.</p>

Tabella 4.3 Confronto tra modellazione di ponti ad arco in muratura con strategia continua oppure discreta (riadattato da [7]).

4.8. Approcci di modellazione a macro-elementi

In questo breve paragrafo verranno messi in mostra i concetti fondamentali relativi agli approcci di modellazione che fanno uso di *macro-elementi*, i quali verranno successivamente ripresi ed estesi nel paragrafo 6.2.3 a cui si rimanda per indicazioni ulteriori sulla formulazione che verrà effettivamente utilizzata nelle analisi numeriche.

Per *macro-modello* si intende un modello meccanico discreto equivalente pensato per descrivere il comportamento non lineare di una porzione di muratura, generalmente corrispondente con un pannello murario. In questo modo, la struttura nel suo complesso viene ottenuta attraverso l'assemblaggio di diversi pannelli [149].

La nascita dei modelli a macro-elementi scaturisce dalla necessità di valutare il comportamento, particolarmente complesso per i motivi già trattati in precedenza, delle strutture in muratura, andando però a limitare l'onere computazionale relativo alle analisi. Proprio questo è il vantaggio fondamentale di questa famiglia di metodi, grazie alla forte limitazione nel numero dei gradi di libertà del problema oltre che alla modellazione del comportamento non lineare attraverso legami mono-dimensionali. In particolare i parametri che caratterizzano un macro-elemento sono grandezze medie da intendersi a livello globale in quanto il comportamento locale della muratura non può essere valutato facendo uso di tale metodologia.

Oltre ai sostanziali vantaggi che il metodo presenta, le maggiori difficoltà sono relative alla definizione ed alla taratura dei parametri che lo caratterizzano.

Per un riassunto dettagliato dell'evoluzione e dei modelli a macro-elementi effettivamente ritrovabili in letteratura è possibile fare riferimento a [149] mentre per quello effettivamente utilizzato nelle analisi numeriche si rimanda al paragrafo 6.2.3.

4.9. Approcci di valutazione sismica

Nonostante la maggior parte dei lavori di ricerca sia stato finalizzato alla valutazione di ponti ad arco in muratura soggetti a carichi verticali, una serie di studi ha iniziato recentemente ad esplorare la risposta dinamica di archi in muratura e a valutare il comportamento sismico.

I metodi esposti sinora possono essere in genere riproposti a tale fine; in particolare, in origine, il comportamento dinamico delle strutture ad arco in muratura è stato studiato nell'ambito dell'*analisi limite*, facendo riferimento alle ipotesi semplificative previste da Heyman [70]. Se l'azione sismica è descritta semplicemente da azioni statiche orizzontali, l'arco collassa appena si sviluppano quattro cerniere, le quali lo rendono un meccanismo. In questo caso è possibile utilizzare l'approccio statico [96] [150], risalendo ad un valore limite inferiore dell'effettiva capacità portante nel caso di eventi sismici [91]. In tale ambito, un approccio dinamico fu proposto da Oppenheim nel 1992 [151], nel quale le equazioni del moto del meccanismo costituito da quattro concetti furono ottenute e risolte per un moto impulsivo alla base. Inoltre lo studio venne esteso a carichi impulsivi [152] [153], vibrazioni libere e accelerazioni alla base sinusoidali [154] tenendo inoltre in conto lo smorzamento [155].

Come alternativa ai modelli analitici, il metodo DEM è stato utilizzato per studiare la risposta dinamica di archi in muratura [155], includendo inoltre la presenza di contrafforti [156]. In ogni caso, oltre alla difficoltà di descrivere ampie strutture con un approccio di modellazione discreto (già discusso in precedenza), lo schema di integrazione esplicito può risultare particolarmente sensibile alla rigidità di contatto ed ai valori di smorzamento nelle analisi nel dominio del tempo [157]. Per queste ragioni, gli elementi finiti e soprattutto i macromodelli sono spesso preferiti per la valutazione sismica di casi studi reali nella pratica corrente [7].

Modelli 2D e 3D [158] hanno permesso di rappresentare l'effetto del riempimento e dei timpani sul comportamento dinamico del ponte, come rilevato da test in campo e monitoraggi dinamici [159] [160]. In ogni caso, il grande sforzo computazionale richiesto da un'analisi FEM 3D per simulazioni nel dominio nel tempo le rendono spesso inutilizzabili per applicazioni ad ampi

ponti multi-campata, specialmente nella pratica progettuale di tutti i giorni. È però possibile eseguire analisi dinamiche non lineari in cui il moto sismico del terreno è dato da accelerogrammi opportunamente selezionati realizzando modelli con macro-elementi [161] o elementi a fibre [139] i quali sono efficienti dal punto di vista computazionale e permettono la valutazione delle performance sismiche con un tempo di analisi limitato.

È possibile mettere in evidenza come gli studi sul comportamento sismico abbiano confermato l'osservazione empirica per la quale i ponti ad arco in muratura presentano generalmente un buon livello di sicurezza in riferimento agli eventi sismici [7]. Si è inoltre confermato come, parlando di meccanismi di collasso globale, i ponti maggiormente vulnerabili siano quelli molto alti con pile snelle soggetti ad azioni sismiche trasversali. Si sono inoltre osservati meccanismi di collasso locale relativi all'attivazione di ribaltamenti fuori dal piano dei timpani [162]. In ogni caso, lavori di ricerca recenti [163] hanno posto il quesito riguardante la possibilità di applicare ai ponti ad arco in muratura i metodi di valutazione sismica che sono stati formulati per il calcestruzzo armato e le strutture in acciaio e che sono raccomandati dalle moderne normative tecniche. Una procedura codificata per la valutazione del livello di sicurezza al sisma, specifico per i ponti ad arco in muratura, non esiste ancora, a causa della difficoltà di definire un sistema ad un grado di libertà equivalente e per le incertezze associate al comportamento dissipativo isteretico [7].

4.9.1. *Analisi pushover*

L'analisi pushover è un'analisi statica non lineare finalizzata alla valutazione sismica di una struttura, nella quale quest'ultima è soggetta ai carichi gravitazionali e ad uno schema di carichi laterali rappresentanti le forze inerziali dipendenti dalla sua massa, i quali vengono aumentati in modo monotono fino al raggiungimento della condizione ultima. Tale distribuzione di carichi laterali rappresenta il taglio alla base indotto dalla forzante sismica e la sua forma generalmente può essere uniforme, triangolare oppure proporzionale ad uno o più modi. Particolarmente importante risulta essere la loro scelta in modo tale che approssimino adeguatamente la distribuzione delle azioni inerziali indotte dal sisma. In particolare, le distribuzioni di carico possono essere suddivise in *invarianti*, se rimangono costanti durante tutta l'analisi oppure *adattive*, se variano la loro forma in funzione dello stato di danneggiamento della struttura.

I risultati di un'analisi pushover consistono in un diagramma non lineare detto *curva di capacità*, la quale corrisponde alla curva $F_b - d_c$ dove F_b è il taglio alla base mentre d_c è lo spostamento di un *punto di controllo*. Tale grafico mette in mostra l'evoluzione del danneggiamento della struttura, evidenziandone la duttilità e lo spostamento per il quale si determina il collasso. Il criterio di arresto viene generalmente scelto in funzione dello stato limite oggetto di verifica; ad esempio, per lo stato limite ultimo, la norma italiana [34] prevede che l'analisi venga interrotta quando si determina una riduzione del tagliante alla base pari al 20% del suo valore di picco.

Il metodo generalmente adottato nell'interpretazione dei risultati risulta essere il N2, proposto da Fajfar [164], basato sulla combinazione dell'analisi pushover con l'approccio associato allo spettro di capacità, il quale correla la capacità di spostamento della struttura con la domanda in spostamento richiesta dal sisma di progetto. In Figura 4.18 è possibile ritrovare uno schema che riassume l'applicazione del metodo.

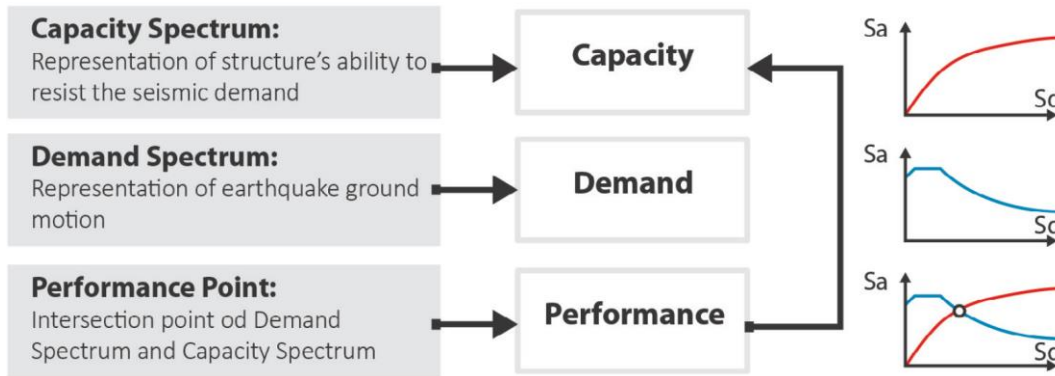


Figura 4.18 Schema di applicazione della procedura di valutazione sismica attraverso il metodo N2. [32]

Nel seguito, l'approccio che verrà descritto per la valutazione della capacità e della domanda sismica sarà quello basato su un oscillatore equivalente al sistema reale, utilizzando il principio di uguali spostamenti o uguale energia, in funzione della rigidità della struttura, così come indicato anche in [34].

Per l'applicazione del metodo è necessario, per prima cosa, determinare la curva di capacità del sistema reale MDOF interrompendola quando si determina una riduzione al più pari al 20% del taglio massimo F_{bu} nel caso in cui lo stato limite oggetto di valutazione sia quello ultimo.

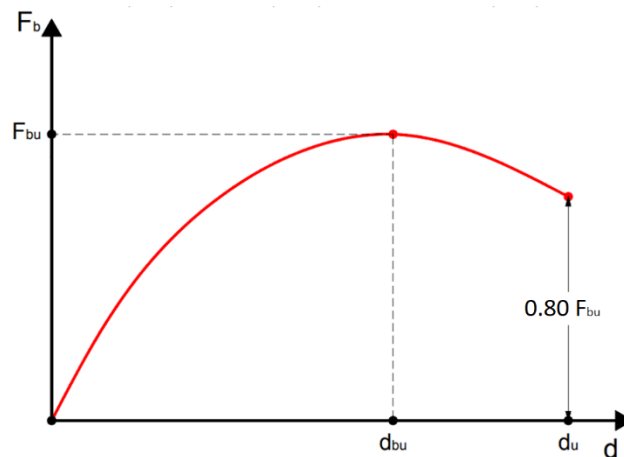


Figura 4.19 Andamento qualitativo della curva di capacità per un sistema MDOF.

Successivamente si converte tale curva di capacità del sistema MDOF in quella relativa ad un sistema SDOF equivalente; in particolare essa viene ricondotta ad un comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico attraverso un approccio di equivalenza energetica. Indicando con τ il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata, ϕ il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $d_c = 1$ e M la matrice di massa del sistema MDOF, è possibile definire il fattore di partecipazione modale Γ attraverso il quale andare a definire le caratteristiche principali del sistema SDOF equivalente (distinguibili rispetto a quelle del sistema MDOF, in termini di notazione, attraverso un asterisco):

$$\Gamma = \frac{\phi^T M \tau}{\phi^T M \phi} \quad (4.1)$$

$$m^* = \phi^T M \tau \quad (4.2)$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma} \quad (4.3)$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (4.4)$$

$$k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*} \quad (4.5)$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*} \quad (4.6)$$

La determinazione del tratto elastico iniziale viene realizzata imponendo il passaggio per il punto corrispondente ad un tagliante pari a $0.60 F_{bu}^*$ ottenendo:

$$k^* = \frac{0.60 F_{bu}^*}{d_{0.60}^*} \quad (4.7)$$

Il ramo plastico viene invece poi ricavato imponendo un'uguaglianza delle aree così come indicato in Figura 4.20.

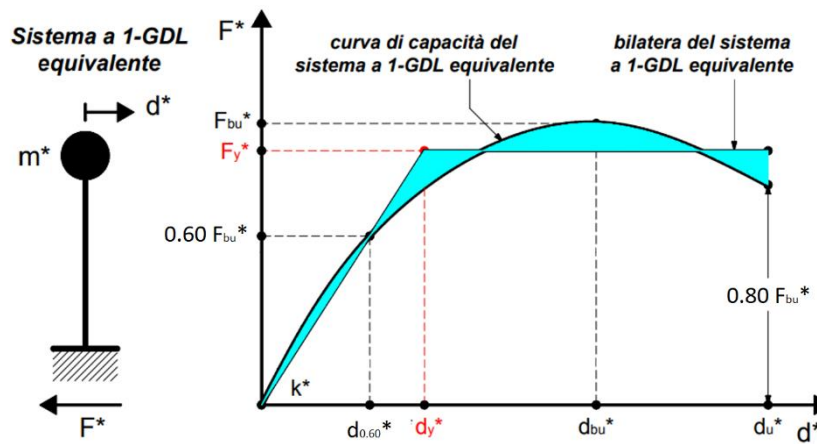


Figura 4.20 Conversione della curva di capacità relativa al sistema SDOF in un legame elasto-perfettamente plastico equivalente energeticamente.

Ottenuta la curva di capacità del sistema equivalente SDOF e conseguentemente la sua area sottesa A^* attraverso un qualsiasi metodo di integrazione numerica, la bilinearizzazione elastica-perfettamente plastica viene ottenuta imponendo un'uguaglianza energetica e quindi di aree sottese. Dovrà quindi essere:

$$A^* = (2 d_u^* - d_y^*) \frac{k^* d_y^*}{2} \quad (4.8)$$

Dalla quale è possibile ottenere d_y^* e conseguentemente F_y^* :

$$d_y^* = d_u^* - \sqrt{d_u^{*2} - \frac{2 A^*}{k^*}} \quad (4.9)$$

$$F_y^* = k^* d_u^* - \sqrt{(k^* d_u^*)^2 - 2 k^* A^*} \quad (4.10)$$

A questo punto risulta possibile arrivare a determinare il periodo proprio del sistema SDOF equivalente attraverso la (4.6) e determinare quindi la domanda in spostamento a partire dagli spettri elastici definiti dalla normativa in funzione delle caratteristiche del sito e dell'opera oggetto di valutazione. In particolare, a partire dagli spettri di risposta in accelerazione è possibile risalire a $S_a(T^*)$ da cui ricavare:

$$d_{e,max}^* = S_d(T^*) = S_a(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 \quad (4.11)$$

La domanda in spostamento deve essere differenziata tra sistemi flessibili ($T^* \geq T_c$) e sistemi rigidi ($T^* < T_c$). Per i primi essa, riferita al sistema anelastico, è assunta pari a quella di un sistema elastico di pari periodo facendo uso del *principio di uguale spostamento* mentre per i secondi è maggiore o al più uguale a quest'ultima e viene determinata utilizzando il *principio di uguale energia*. In quest'ultimo caso è necessario quindi definire il rapporto tra la forza di risposta elastica e forza di snervamento del sistema equivalente:

$$q^* = \frac{m^* S_a(T^*)}{F_y^*} \quad (4.12)$$

La domanda in spostamento viene quindi posta pari a:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad (4.13)$$

Si osservi che nel caso in cui risulti $q^* \leq 1$ vale $d_{max}^* = d_{e,max}^*$ mentre se $q^* > 1$ allora sarà $d_{max}^* > d_{e,max}^*$.

La verifica può considerarsi soddisfatta nel caso in cui risulti:

$$d_u^* \geq d_{max}^* \quad (4.14)$$

In ogni caso, nonostante sia spesso utilizzata, questa modalità di analisi presenta delle limitazioni; tra queste la maggiore risulta essere l'incapacità di determinare variazioni nelle caratteristiche del comportamento dinamico non lineare derivante dall'evoluzione del danneggiamento nella struttura [165]. Per sopperire parzialmente a tali mancanze sono inoltre state formulate analisi pushover maggiormente avanzate, come ad esempio quelle *adattive anticipate* in precedenza.

Altro aspetto che influenza profondamente i risultati delle analisi risulta essere la rigidezza k^* , la quale viene stimata secondo una modalità convenzionale. I primi lavori sperimentali assumevano come rigidezza equivalente quella secante, piccola rispetto alla elastica iniziale e definivano lo smorzamento in funzione dell'energia dissipata nel ciclo di isteresi, come funzione della rigidezza iniziale e della resistenza raggiunta. Utilizzando però gli spettri di risposta forniti dalla normativa, è risultato preferibile l'uso di una rigidezza elastica iniziale ed un ridotto smorzamento, pari al 5%. Questo è il criterio attuale per il quale riveste grande importanza proprio tale rigidezza: un suo valore elevato determina infatti una significativa riduzione della domanda di spostamento.

Nonostante queste problematiche, l'analisi statica non lineare presenta dei vantaggi che la rendono uno strumento utile per l'analisi sismica delle strutture: essa mette in gioco la duttilità della struttura senza richiedere la definizione di un fattore di struttura prefissato mettendo in mostra i possibili meccanismi di collasso, anche fragili, della stessa. Essa è quindi generalmente adottata con sempre maggiore frequenza nell'analisi sismica delle strutture in muratura, compresi i ponti ad arco, soprattutto grazie al minore onere computazione e complessità rispetto all'analisi dinamica non lineare. Inoltre, facendo riferimento propriamente ai ponti ad arco in muratura, alcuni studi hanno messo in mostra come questa tipologia di analisi porti alla determinazione di risultati leggermente conservativi rispetto ad un'analisi dinamica non lineare [166].

Capitolo 5

Il Pontelungo sul Reno: inquadramento storico e strutturale

In questo capitolo verrà realizzata una ricostruzione dettagliata delle caratteristiche del ponte ad arco in muratura scelto come caso studio del presente lavoro di tesi: il Pontelungo sul Reno a Bologna. Tale ricostruzione verrà realizzata facendo riferimento alla sua evoluzione storica fino ad arrivare allo stato attuale, sia in termini geometrici che strutturali. A tal fine le informazioni verranno reperite dai documenti storici ad esso relativi, sia descrittivi che fotografici, in particolare relativi al progetto di allargamento del 1777-1780 e di riqualificazione a seguito dei danneggiamenti causati dai bombardamenti durante la seconda guerra mondiale (1945).

Essendo tale evoluzione particolarmente complessa, dopo averla ricostruita dal punto di vista storico, si passerà ad analizzare le prove eseguite sul manufatto nel suo stato attuale, le quali forniranno informazioni aggiuntive indispensabili per delle valutazioni accurate.

In conseguenza delle informazioni derivanti da tali valutazioni storiche e sperimentali, verranno stimati i parametri da utilizzare nelle analisi successive.

5.1. Evoluzione storica

Il *Pontelungo sul Reno* è un ponte ad arco in muratura composto da 21 arcate, di cui alcune parzialmente o interamente interrate in corrispondenza delle spalle (tre ad est ed una ad ovest), che si trova a Bologna, in corrispondenza della direttrice di collegamento tra quest'ultima e Modena, la via Emilia Ponente. Esso permette l'ingresso e l'uscita da Bologna, superando il fiume Reno in direzione Est-Ovest. Presenta una lunghezza complessiva di circa 300 m ed una larghezza media di 14.30 m. In Tabella 5.1 sono riportate le coordinate geografiche planimetriche ed altimetriche nel datum ED 50 della struttura.

Latitudine	Longitudine	Quota
44.511075°	11.293605°	39.0 m s.l.m.

Tabella 5.1 Coordinate geografiche, planimetriche ed altimetriche, nel datum ED 50 della struttura oggetto di studio.

Come convenzione, le arcate ed i piedritti che lo costituiscono sono stati numerati a partire dal lato Bologna verso quello di Modena, in analogia con quanto si ritroverà nel progetto di

allargamento del 1777-1780. Nella Figura 5.1 è possibile trovare uno schema del ponte così come si trova attualmente oltre che la sua posizione planimetrica ed una foto scattata da sud.

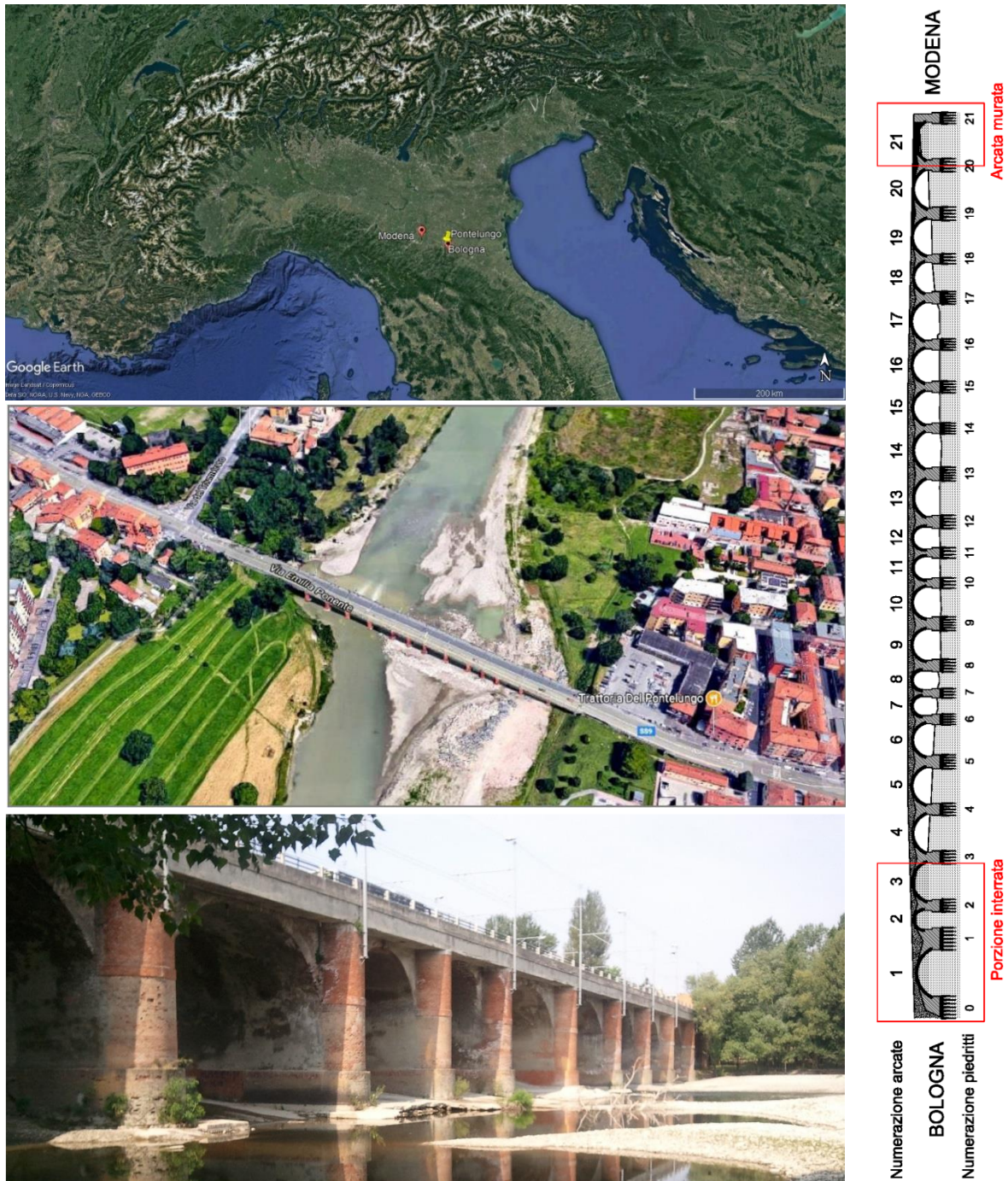


Figura 5.1 Posizione planimetrica del Pontelungo sul Reno, secondo le immagini satellitari fornite da Google Earth e Maps, prospetto sud del ponte [25] (in ordine, dall'alto verso il basso, a sinistra) e prospetto nord del ponte con indicazione della numerazione dei piedritti e delle arcate (a destra).

Il Pontelungo ha una storia molto antica e particolarmente complicata, a seguito delle vicissitudini che ha dovuto affrontare a partire dalla sua costruzione, risalente all'epoca romana, alla sua ricostruzione, in epoca medievale, al suo allargamento, nella seconda metà del 1800, alla sua sistemazione a seguito dei danneggiamenti derivanti dalla seconda guerra mondiale,

fino ai giorni d'oggi. L'opera ha quindi visto diverse trasformazioni che l'hanno condotta alla sua conformazione attuale, le quali devono essere valutate attentamente per comprenderne lo stato attuale.

Le informazioni storiche che verranno sintetizzate nel seguito sono state riprese dalle ricostruzioni storiche realizzate dalla dott. Paola Foschi per il Comune di Bologna [167], da Enser srl nella relazione storica del progetto definitivo del II e III lotto [168], integrate con quelle derivanti dal progetto storico di ampliamento trasversale del ponte dell'ing. Adriano Panighi del 1877 [169] oltre che ad altri documenti bibliografici [25] [170] [171] [172] [173] [174].

5.1.1. *Epoca romana*

Le origini del ponte risalgono al periodo di espansione e colonizzazione della pianura emiliana da parte dei Romani, compreso tra il 190 ed il 183 a.C., successivamente alla vittoria sui Galli Boi con la seconda guerra punica. Nel 189 a.C., Bononia (il nome latino dell'attuale Bologna) divenne colonia latina e nel 187 a.C. il console Marco Emilio Lepido promosse la costruzione della Via Aemilia quale asse di collegamento fra le colonie emiliane e romagnole di Rimini, Bologna, Modena, Parma e Piacenza, in modo tale da potenziarne la resistenza in caso di pericolo. Il tracciato attuale della via Emilia corrisponde di fatto a quello romano ed è tutt'ora fondamentale per la viabilità emiliana. L'importanza di tale infrastruttura fu talmente grande che, a partire dal tardo I sec. d.C., il suo nome venne dato all'intera regione.

Il ponte sul Reno fu l'opera più importante costruita sulla via Emilia dai Romani: venne realizzato nel 187 a.C., circa 130 metri più a valle dell'attuale ed era composto da 18 arcate; aveva una lunghezza complessiva di 200 m ed una larghezza di 11.50 m.

A causa delle frequenti alluvioni del fiume Reno, il ponte necessitava di continui interventi di manutenzione. A tale proposito è possibile trovare indicazioni relative ai rinforzi disposti dall'imperatore Cesare Ottaviano Augusto nel 2 a.C.; inoltre, tra il V ed il VI secolo d.C. vennero realizzate delle opere di consolidamento per proteggere la sponda sinistra del Reno dall'azione delle acque. In particolare si costruì un muro di sbarramento delle acque particolarmente robusto, noto come *'il muro del Reno'*, per il quale furono utilizzate pietre funerarie della necropoli occidentale dell'antica Bononia. I resti di tale muro furono rinvenuti a seguito di una forte piena del fiume, nel mese di ottobre del 1894, che mise in luce numerosi massi di grandi dimensioni e lapidi con iscrizioni. A seguito di tali ritrovamenti vennero poi eseguiti ulteriori scavi parziali nel 1895, 1897 e 1912 al fine di arricchire ulteriormente le conoscenze sulla popolazione romana.

Nonostante tali interventi, verso la fine dell'VIII secolo il ponte crollò in seguito ad una piena impetuosa.

5.1.2. *Epoca medievale*

Nel Medioevo, con l'età comunale, i comuni riorganizzano il contado e ripristinarono l'antica viabilità, prestando particolare attenzione anche ai ponti; a tal proposito, nel 1250, negli statuti del comune di Bologna venne dichiarata la pubblica utilità di tutti i ponti del bolognese.

Nel 1257 venne realizzato il "Ponte nuovo sul Reno", dotato di 21 arcate, che, secondo quanto indicato dal Panighi, era lungo 870 piedi e largo 13 piedi¹². Nel progetto di interventi a seguito dei danneggiamenti riportati con la seconda guerra mondiale, ripreso più dettagliatamente nel seguito, è possibile trovare indicazioni relativamente al fatto che esso avesse una larghezza tra

¹² Tale indicazione può essere ritrovata anche in [210]: *'opera veramente degna della magnificenza de' Romani, il quale infino al tempo d'hoggi si vede in piedi, con archivolti numero ventiuono, di lunghezza piedi 870, e di larghezza di piedi 13'*. Facendo poi riferimento a quanto indicato in [209], nel Bolognese dell'epoca un piede corrispondeva a circa 0.38 m da cui le misure precedenti possono essere convertite in una lunghezza di circa 330 m per una larghezza di circa 5 m.

i paramenti esterni dei muri andatori variabile da 6.60 m in corrispondenza dell'estremità est sino a giungere a 5.80 m a 220 m da tale punto oppure a 6.30 m dall'estremità ovest.

Il nuovo ponte subì anch'esso numerosi danneggiamenti ancora una volta dovuti alle piene del Reno ma anche per le lotte per il dominio di Bologna. Nel 1269 crollarono due arcate non ben precisate a seguito di una piena straordinaria; nel 1329 il ponte fu 'rotto in tre parti' durante la battaglia di Zappolino, persa dai Bolognesi. Nel 1613 collassarono altre due arcate per cause ignote mentre la piena del 1650 danneggiò la statica del ponte. Nel 1758 furono eseguite riparazioni e restauri con l'eliminazione dei merli ornamentali. La piena del gennaio 1771 distrusse altre due arcate per cui, secondo quanto indicato dal Panighi, fu necessario affidare i lavori di riparazione '*ad un certo Petronio*' che '*realizzò un gran ponte di legname d'abete sopra a quello di pietra*'.

5.1.3. XIX secolo

Nel 1838 vennero realizzati dei lavori su committenza del Governo Pontificio e sotto la direzione dell'ing. Antolini, durante i quali vennero demoliti molti ruderi derivanti dai crolli precedenti ed alcune briglie presenti sotto alcune arcate molto sporgenti rispetto al piano dell'alveo.

Nel 1862 furono costruiti due argini ortogonali al ponte e nel 1867, allo scopo di dirigere opportunamente il corso del fiume, venne murata la prima arcata verso Modena. In questo modo risultarono interrate le prime due arcate lato Bologna e l'ultima lato Modena.

A seguito delle nuove esigenze da ricercarsi nel ponte e vista la sua inadeguatezza nel risponderci, sia nelle strutture che nelle dimensioni, nel 1840 il Governo Pontificio decise di affidare, sempre all'ing. Antolini, un progetto di rinnovamento del ponte con il quale prevederne in particolare l'allargamento. A tale progetto non venne però dato seguito, in quanto i lavori vennero interrotti ancora prima di iniziare, preferendo la sistemazione della via ferrata dell'Alta Italia che correva parallelamente al Pontelungo, sede attuale di un ponte ferroviario sempre sul Reno.

Il ponte rimase quindi nelle condizioni precedentemente descritte anche negli anni seguenti ma, vista l'importanza della via Emilia, il traffico continuò in ogni caso ad aumentare, sinché l'Amministrazione Provinciale, gestore del ponte, decise che era necessario iniziare l'esecuzione dei lavori di consolidamento ed ampliamento del ponte. Il progetto venne affidato all'ing. Adriano Panighi dell'Ufficio Tecnico della Provincia di Bologna, il quale lo realizzò nel periodo tra il 1877 ed il 1880. Facendo riferimento alle indicazioni presenti nella relazione di progetto, risalente a maggio 1877, è possibile individuare le scelte che egli compì con l'obiettivo di allargare il ponte. Vennero presi in esame due possibili modi di procedere per allargare il ponte: realizzare delle mensole di ferro (Figura 5.2) oppure allungare le pile (Figura 5.3). La prima soluzione fu scartata in quanto quest'ultime si trovavano in condizioni particolarmente compromesse al di sotto dell'alveo (tanto che l'ufficio provinciale in precedenza aveva già dovuto provvedere al rivestimento delle pile stesse) e affidare loro carico aggiuntivo non sembrava adatto; inoltre la soluzione con mensole in ferro avrebbe consentito un allargamento di soli 1.5 metri per estremità trasversale rendendo complicato il raccordo con la strada preesistente e costoso l'intervento. Per questi motivi venne preferita l'opzione che prevedeva l'allungamento delle pile e spalle sul lato di valle in conseguenza alla quale il ponte sul Reno venne allargato per una media di 4.78 m in modo che la precedente carreggiata del ponte (di larghezza media 3.87 m) fosse portata a 7.10 m, oltre due marciapiedi laterali ognuno di larghezza 1.00 m e due parapetti di spessore 0.45 m (per una larghezza complessiva di 10 m). La struttura antica, risalente al 1257, doveva essere mantenuta, anche se restaurata e consolidata.

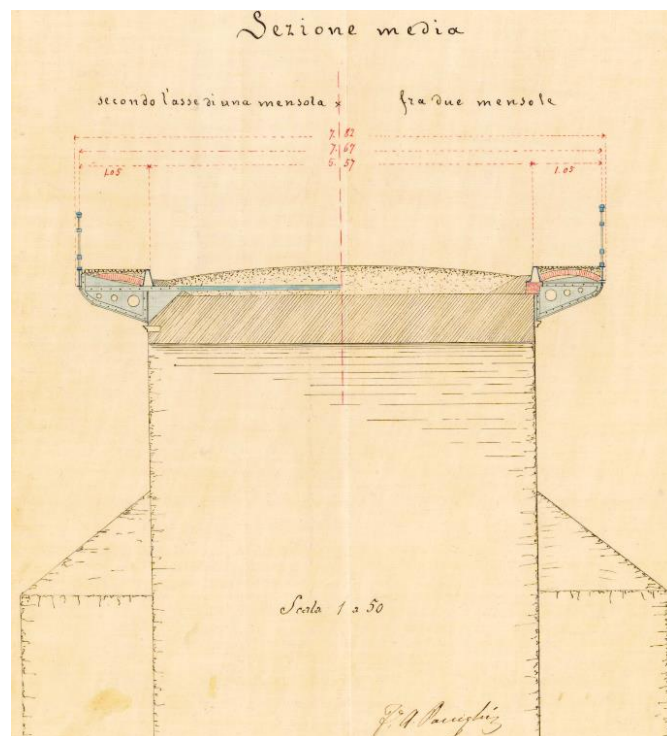


Figura 5.2 Sezione trasversale del Pontelungo in riferimento alla soluzione con allargamento dato da mensole in ferro. [169]

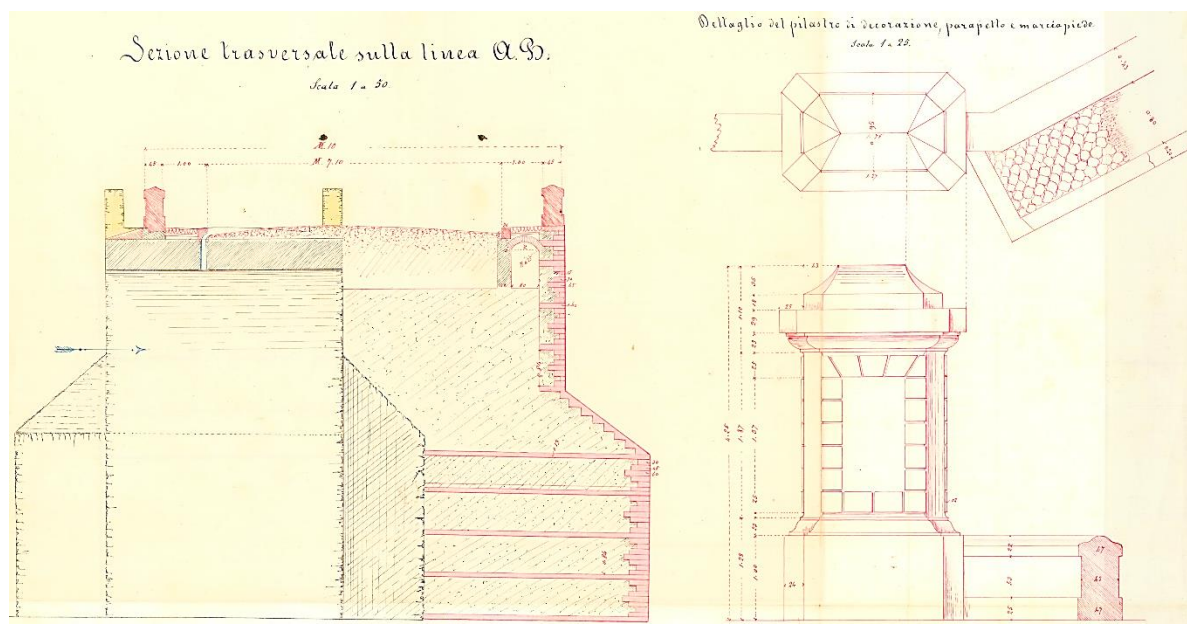


Figura 5.3 Sezione trasversale del Pontelungo in riferimento alla soluzione con allungamento delle pile e spalle (a sinistra); dettagli del pilastro di decorazione, del parapetto e del marciapiede. [169]

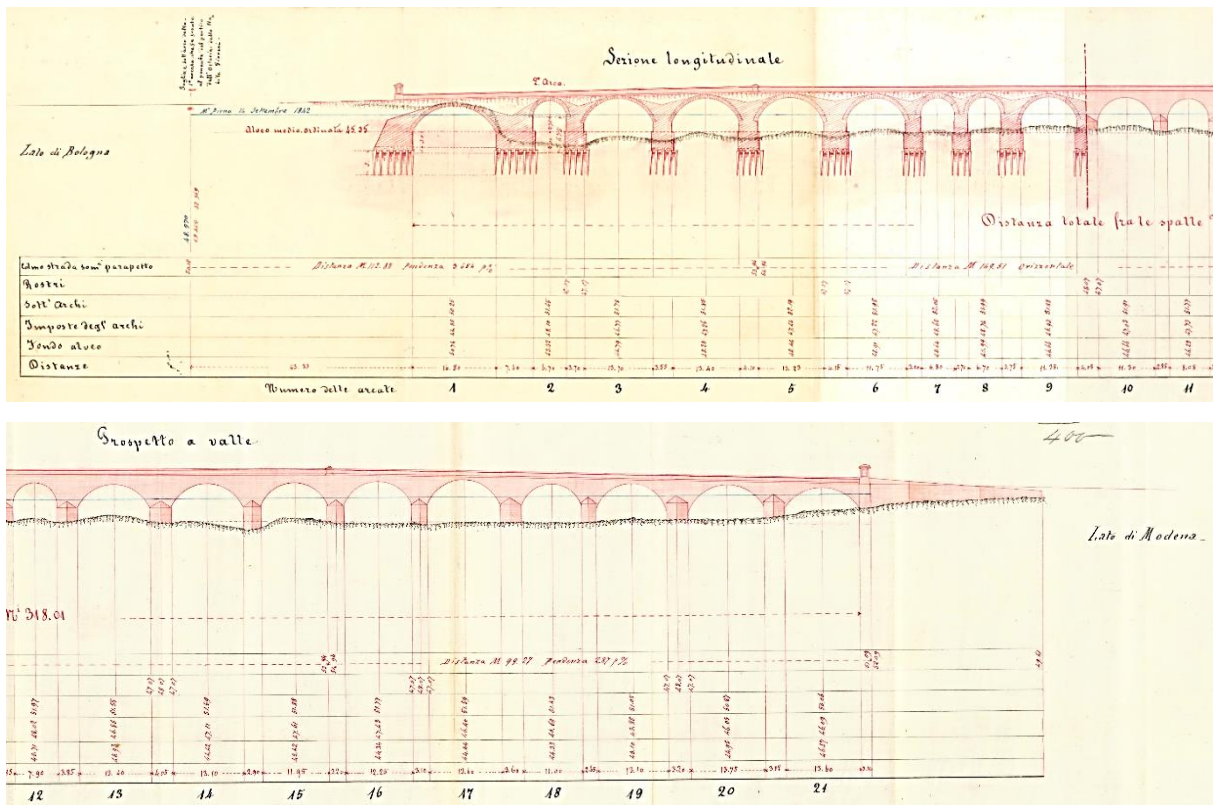


Figura 5.4 Sezione longitudinale e prospetto di valle del Pontelungo secondo il progetto del Panighi [169]. Si osservi che la numerazione delle arcate corrisponde a quella convenzionale adottata.

Come si può vedere dalle figure precedenti, in corrispondenza dell'allargamento venne predisposta una sede pedonale con una struttura adibita al contenimento di un cunicolo di servizio per il passaggio degli impianti. Vennero previsti inoltre degli accessi al ponte di maggiore ampiezza, i quali comportarono la demolizione di una cappella esistente sul lato Sud-Est del ponte, la quale venne definita 'recente' dallo stesso Panighi. Il ponte rimase composto da 21 arcate, mantenendo sostanzialmente la conformazione precedente.

La fondazione del prolungamento delle pile ed i rostri si effettuarono con palificate in legno e sovrapposta base di calcestruzzo. Le rimanenti costruzioni vennero fatte con murature in sassi, mattoni e calcestruzzo. In particolare, i piedritti sovrastanti le fondazioni su pali in legno erano costituiti da murature a sacco, nelle quali la parte interna era composta da ciottoli tondi di fiume legati da un riempimento di calcestruzzo. Il paramento esterno fu realizzato in mattoni e riempito di cemento e pezzi di laterizi intervallato a distanze regolari da corsi di mattoni (Figura 5.3 a sinistra).

Gli scavi di fondazione vennero eseguiti fino ad una profondità media di 4 m dall'alveo medio, cioè a 6.75 m dalla linea d'imposta dell'arcata numero 2. Le palificate furono eseguite con pali di pioppo di lunghezza di 5 m, dimensioni in testa 0.25 x 0.30 m e dotati di puntazza in ferro.

Le fondazioni vennero realizzate con un plinto in calcestruzzo di altezza pari a 1 m, intestando le teste delle palificate per 0.50 m al suo interno. Superiormente venne fatta procedere la muratura con un rivestimento di sassi, la quale costituiva una cassa da riempire in calcestruzzo. Le malte utilizzate vennero divise in due specie, la prima e la seconda, caratterizzate da un diverso quantitativo di calce idraulica e sabbia del Reno. La malta della prima specie venne utilizzata per la realizzazione di tutte le murature, sia in sassi che in calcestruzzo, al di sotto della risega di fondazione oltre che per le arcate. Per le altre murature che si trovavano al di sopra della risega venne invece utilizzata malta della seconda specie.

Il rivestimento dei muri di fondazione, di spessore pari a 0.75 m, venne eseguito con sassi scagliati nella parte esterna aventi lati non minori di 12 cm regolarmente accapezzati e collegati con la malta di prima specie. La muratura procedette a strati orizzontali, alti non più di 0.50 m e non appena essa fece presa venne riempita di calcestruzzo; si procedette poi con il rivestimento per altri 0.50 m di altezza e così di seguito.

Le malte utilizzate all'estradosso delle volte erano formate da malta della prima specie e ghiaia minuta, per uno spessore di 10 cm.

Arrivati con la muratura di fondazione al piano della risega che si trovava a 5.00 m sotto l'imposta dell'arcata numero 2, furono costruite le pile ed i rostri con calcestruzzo rivestito da mattoni di spessore pari a 0.45 m a strati interposti ogni 0.80 m ed i muri d'ala con muro in sassi, anch'essi rivestiti in laterizio i quali, nel basamento, presentavano i giunti stuccati e profilati alla Cappuccina.

I rin fianchi furono costruiti con calcestruzzo legato da malta di seconda specie.

Il riempimento, esteso su tutta la lunghezza delle arcate, tra il vecchio ed il nuovo muro frontale, venne effettuato con ghiaia in natura del Reno, scartando i sassi di dimensione maggiore, conguagliandolo e comprimendolo con mazzerranghe¹³ dopo averlo opportunamente bagnato.

All'arcata numero 5 venne praticato un rinforzo mediante la costruzione di una volta opportunamente immorsata con la preesistente, ottenendo con ciò, secondo il Panighi, il consolidamento della volta stessa.

La sede stradale venne realizzata a schiena d'asino con due marciapiedi laterali di larghezza approssimativamente pari ad un metro, protetti verso l'esterno da parapetti in muratura (Figura 5.5 a sinistra). Agli estremi del ponte vennero disposti degli ornamenti statuari rappresentanti sirene e realizzati da Carlo Monari (Figura 5.5 a destra), i quali sono presenti tutt'ora, seppur traslati rispetto alla posizione prevista all'epoca.



Figura 5.5 Imboccatura ovest del Pontelungo in uno scatto risalente alla fine dell'Ottocento nella quale sono visibili gli ornamenti statuari ed il parapetto in muratura (a sinistra); rappresentazione degli ornamenti statuari posizionati alle quattro estremità del Pontelungo e realizzate da Carlo Monari (a destra).

Le indicazioni di maggior rilievo dal punto di vista geometrico, riscontrabili dal progetto del Panighi sono state riassunte nella Tabella 5.2.

¹³ La *mazzerranga* è uno strumento formato da un'impugnatura lunga e da una piastra in acciaio o in legno, il quale viene generalmente utilizzato per spianare il terreno.

Lunghezza dello scavo tra le spalle del ponte	308.01 m
Sezione trasversale dello scavo	82.40 m ²
Allargamento medio delle pile	4.78 m
Spessore medio delle pile	3.60 m
Profondità dello scavo di fondazione rispetto all'alveo medio	4.00 m
Altezza della base di fondazione in calcestruzzo	1.00 m
Altezza della fondazione alla risega	3.00 m
Altezza delle pile al di sopra della risega sino all'imposta media delle arcate	4.00 m
Spessore del rivestimento in mattoni delle pile e delle spalle	0.45 m
Spessore del muro frontale	0.60 m
Lunghezza dei parapetti	325 m
Spessore dei parapetti	0.45 m
Altezza dei parapetti ad esclusione della copertina	0.78 m
Larghezza del singolo marciapiede	1.00 m
Altezza dei pilastri di decorazione in mattoni con basamenti e parte superiore in macigno di Vergato	4.25 m
Spessore dei pilastri di decorazione in mattoni con basamenti e parte superiore in macigno di Vergato	0.95 m
Larghezza del ponte tra i muri frontali	10 m
Larghezza della carreggiata	7.10 m
Spessore delle arcate	0.75 m
Altezza media dei rostri di forma prismatica	4.00 m
Spessore medio dei rostri di forma prismatica	3.60 m
Altezza della base triangolare della copertura piramidale dei rostri	2.00 m

Tabella 5.2 Riassunto delle dimensioni delle principali opere previste nel capitolato d'appalto dal Panighi.

Tra la documentazione storica è possibile reperire inoltre una perizia addizionale del 27/02/1879 [175], finalizzata all'approvazione della disposizione di catene di ferro sul manufatto. Infatti, nel progetto del Panighi non venne previsto un sistema di collegamento tra la parte di nuova costruzione e quella preesistente, in quanto venne sostenuto di poterne fare a meno. Viste però le condizioni subalvee del manufatto antico e dopo aver esaminato minuziosamente la costituzione delle volte antiche, si decise di proporre un collegamento tra le due parti, consistente nella disposizione di catene di ferro in corrispondenza del vertice di ciascuna arcata, come si può vedere rappresentato in Figura 5.6.

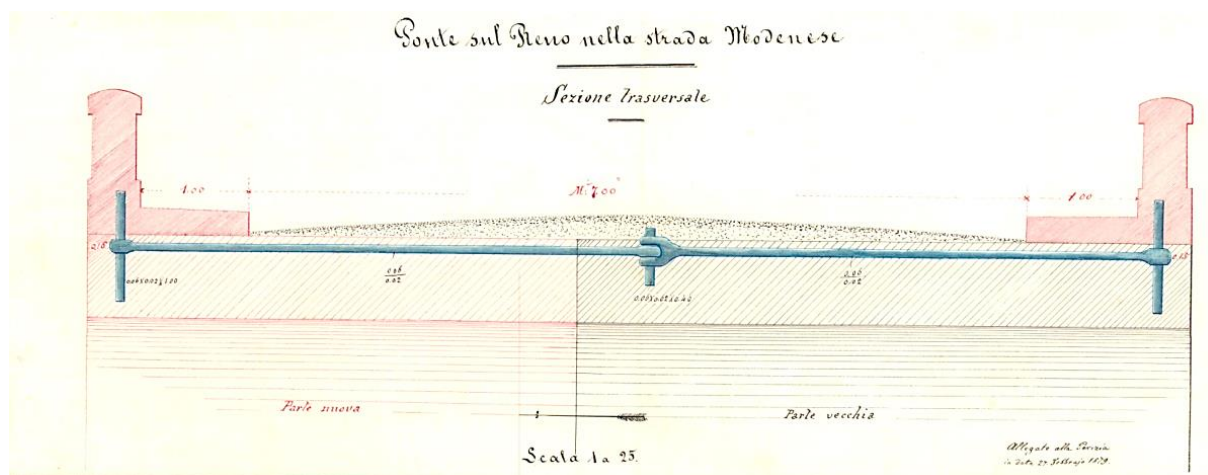


Figura 5.6 Sezione trasversale del Ponte sul Reno con disposizione di catene in ferro allegata alla perizia addizionale del 27/02/1879. [175]

Nel 1886 venne deliberato l'ampliamento della rete tramviaria a cavalli su rotaia sino alla località Scala e nel 1888 vennero realizzati i lavori; da tale momento sul ponte passò quindi anche tale servizio. Si ricorda inoltre che nel 1893 il Pontelungo venne nuovamente danneggiato da un'importante piena del Reno.

5.1.4. *Prima parte del XX secolo*

Nel 1903 la gestione di parte della strada e del Pontelungo passò dalla Provincia di Bologna al Comune di Bologna. La linea tramviaria Saffi-Scala venne successivamente elettrificata il 7 settembre 1904. Con ogni probabilità in questo periodo vennero realizzati anche l'ampliamento a sbalzo dei marciapiedi laterali oltre che l'installazione di un parapetto metallico di maggiore leggerezza, nonostante non ve ne sia documentazione a riguardo né nell'Archivio Storico della Provincia di Bologna e nemmeno in quello del Comune di Bologna e del Genio Civile. Tale supposizione deriva da alcune foto datate 1910-1911 attraverso l'esame delle carrozze tramviarie, nelle quali è possibile ritrovare tale maggiore larghezza ed il parapetto in metallo. In realtà non è nemmeno chiaro se tali lavori di elettrificazione possano essere associati al raddoppio dei binari tramviari e ad ulteriori lavori che riguardassero il lato settentrionale aggiunto dal Panighi, con la realizzazione di una connessione tra lo sbalzo e le pile, magari con una tavola di progetto già realizzata in precedenza ma non ritrovata tra quelle del 1877-1880.

5.1.5. *Secondo dopoguerra*

Durante la seconda guerra mondiale, essendo il ponte un obiettivo strategico, venne pesantemente bombardato e quindi danneggiato, fortunatamente, solo in modo localizzato. Esso rivestiva infatti uno snodo fondamentale per gli spostamenti dell'esercito tedesco, il quale predispose *fornelli per mine* in corrispondenza delle pile, in modo tale da poterlo far saltare in caso di necessità. Nonostante esse non fossero state utilizzate, i danneggiamenti risultarono comunque rilevanti.

Le parti danneggiate vennero riparate a seguito del progetto dell'Ufficio Tecnico del Comune di Bologna risalente al 22 Giugno 1945 il quale previde che i lavori fossero realizzati in continuità con le strutture preesistenti, le quali si erano mantenute per lo più in buone condizioni. Per comprendere i danni subiti dal ponte e gli interventi conseguenti è possibile fare riferimento alle indicazioni presenti nella relazione dell'ingegnere capo divisione dell'ufficio tecnico del comune di Bologna [174]. Egli afferma che il Pontelungo era costituito da un'arcata continua composta da 20 luci tutte diverse una dalle altre, variabili da un minimo di 6.90 m ad un massimo di 14.20 m, per una lunghezza complessiva di 322 m. Egli indicò inoltre che la saetta degli archi era invece costante e pari a 3.90 m per cui i raggi degli stessi erano anch'essi variabili¹⁴. Ricorda inoltre che il ponte, come visibile all'epoca, era stato realizzato in tre momenti diversi: inizialmente esso aveva una larghezza tra i paramenti esterni dei muri andatori variabile da 6.60 m all'inizio del ponte lato est (Bologna) fino a 5.80 m in corrispondenza di un punto a circa 220 m dal precedente e a 6.30 m al termine del ponte lato ovest (Modena). In un secondo momento le arcate furono allargate a seguito dell'allungamento verso valle delle pile e delle spalle, mediante l'aggiunta di anelli di arco di lunghezza pari a 4.30 m. In una terza fase venne poi aggiunta a valle, in corrispondenza della sede pedonale, una struttura posticcia in cemento armato per il contenimento di un cunicolo di servizio per le tubazioni dell'acqua, del gas e per i cavi elettrici e telefonici.

Preliminarmente alle ulteriori informazioni ricavabili dal progetto di adeguamento, è necessario far osservare che, rispetto alla convenzione adottata, nel progetto in esame le arcate sono state ancora numerate da Bologna verso Modena ma non presentando l'arcata 1; di conseguenza esse

¹⁴ Come si vedrà nel seguito, nella ricostruzione geometrica del ponte, tale affermazione non risulta del tutto corrispondente alla situazione attuale, in quanto si sono rilevate frecce diverse per le varie arcate.

risultano tutte numerate con un'unità maggiore rispetto a quella convenzionale. Nella parte descrittiva che segue si utilizzerà la convenzione adottata sin dall'inizio; nelle figure invece, essendo esse in originale, si ritroverà la numerazione appunto originale.

Nella relazione è possibile trovare un elenco dei danneggiamenti; per quanto riguarda le arcate si ha:

- L'arcata 3 è risultata interamente distrutta;
- L'arcata 5 ha presentato uno squarcio verso monte di dimensioni 6.40 x 3.60 m;
- L'arcata 6 ha presentato uno squarcio di dimensioni 9.50 x 7.60 m tanto che venne di fatto considerata come interamente distrutta;
- L'arcata 9 ha presentato uno squarcio verso monte di dimensioni 7.20 x 2.20 m;
- L'arcata 11 ha presentato uno squarcio verso valle di dimensioni 7.50 x 4.50 m;
- Le arcate 13 e 14 sono state distrutte per metà verso valle;
- L'arcata 16 ha presentato una distruzione per metà delle strutture posticce relative al cunicolo di servizio per il passaggio degli impianti;
- L'arcata 17 ha presentato uno squarcio verso monte di dimensioni 6.40 x 3.50 m e la distruzione verso valle delle strutture posticce relative al cunicolo di servizio per il passaggio degli impianti;
- Le arcate 18, 19 e 20 sono state distrutte per metà verso valle.

Le misure indicate per gli squarci si intendono in pianta. Le arcate non indicate, soprattutto quelle adiacenti a quelle danneggiate, hanno presentato anch'esse lesioni e fratture, anche se di entità inferiore.

Per quanto riguarda le pile, sono state asportate dalle bombe per buona parte della loro lunghezza quelle tra le arcate 13-14, 18-19, 19-20 e più o meno gravemente lesionate le pile tra le arcate 3-4, 5-6, 11-12, 12-13, 16-17, 17-18.

Il cunicolo di servizio è risultato in buona parte distrutto; in relazione il progettista scrisse che *'le strutture che lo contenevano erano la negazione della statica e dell'estetica e nella ricostruzione sarà necessario adottare un più razionale criterio costruttivo'* [174].

Le sovrastrutture stradali risultarono completamente sconvolte; fu necessario smontare e ricostruire le pavimentazioni in tutta la lunghezza del ponte e nella zona di raccordo, anche per adattare alla nuova sistemazione prevista. In tali condizioni si ritenne opportuno che i binari tramviari venissero portati nella parte centrale della sede stradale per tutta la lunghezza del ponte, creando due raccordi lungo le due rampe.

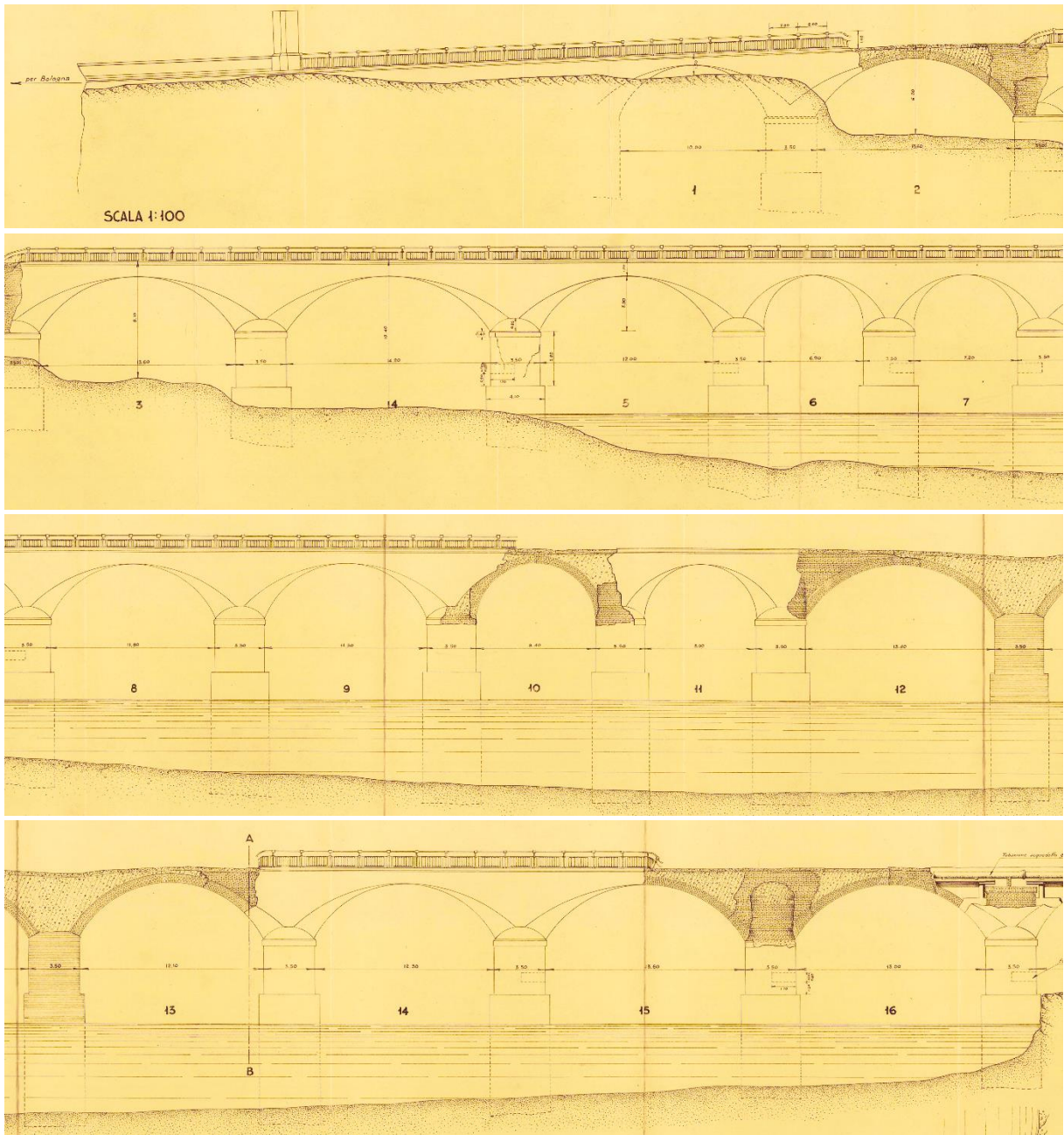
Per quanto riguarda le lavorazioni da eseguire, per prima cosa vennero realizzati gli sgomberi e le demolizioni finalizzate all'asportazione delle macerie andando inoltre a mettere a nudo le strutture portanti, eliminando le parti lesionate. Vennero poi ricostruiti gli appoggi dove necessari e furono inserite le parti intatte nelle strutture di nuova realizzazione. I rostri delle pile, le quali erano realizzate in calcestruzzo con rivestimento in mattoni, furono costruiti con forma semicircolare sia a monte che a valle e su di essi, sviluppati in altezza sino alla chiave delle arcate, vennero fatte posare due travi continue cave a sostegno delle sedi pedonali ed a contenimento delle tubazioni d'acquedotto, dei cavi e delle linee elettriche. In questo modo i cunicoli di servizio vennero realizzati simmetrici ed i prospetti di monte e valle divennero identici.

Le arcate vennero ricostruite in mattoni e malta di cemento con spessore variabile da 70 cm in chiave a 100 cm presso l'imposta. Esse furono anche portate tutte alla stessa larghezza attraverso l'aggiunta verso monte di anelli di spessore variabile. Secondo quanto indicato nel progetto [174], le arcate presentavano luci variabili e frecce costanti pertanto vennero previste differenti centine, sia in termini tipologici che dimensionali, tenuto anche conto che in certe occasioni la ricostruzione doveva essere parziale mentre in altre doveva essere totale.

I timpani vennero realizzati in calcestruzzo magro di calce idraulica, con la loro configurazione superiore finalizzata alla posa delle pavimentazioni.

Per consentire le deformazioni delle travi in dipendenza delle variazioni di temperatura si previde la realizzazione di travi a tre e quattro luci. Tali travi cave furono previste composte da due pareti laterali di altezza di 1.10 m e spessore 20 cm e da una soletta di larghezza di 1.35 m e dello spessore di 15 cm. La soluzione prevista permetteva l'ispezionabilità del cunicolo, in quando le parti laterali di ogni campata erano coperte con lastre in cemento armato gettate fuori opera. Dalla relazione risulta che le armature lavoravano a 1000 kg/cm^2 mentre il calcestruzzo a 30 kg/cm^2 . In termini di materiali necessari per la realizzazione dei lavori, si previde l'uso di 1 400 000 mattoni UNI, 400 tonnellate di cemento, 500 tonnellate di calce idraulica, 5 tonnellate di ghisa per la realizzazione del parapetto, 30 tonnellate di ferro per c.a. e 4 tonnellate di ferro per i parapetti.

Nelle figure seguenti verranno riportate le tavole relative al ponte danneggiato ed agli interventi di consolidamento previsti.



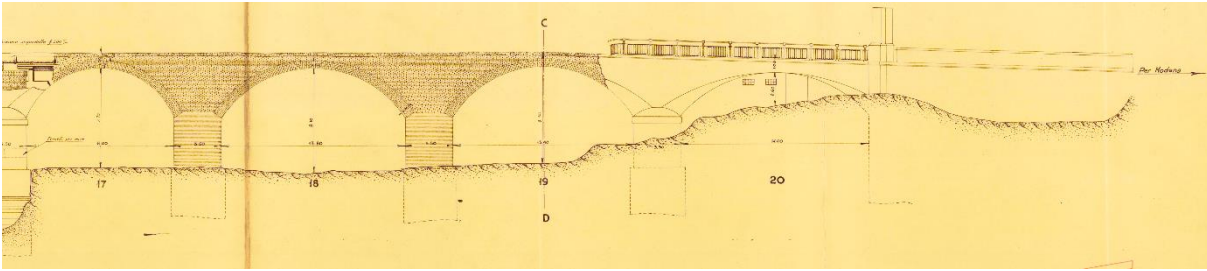
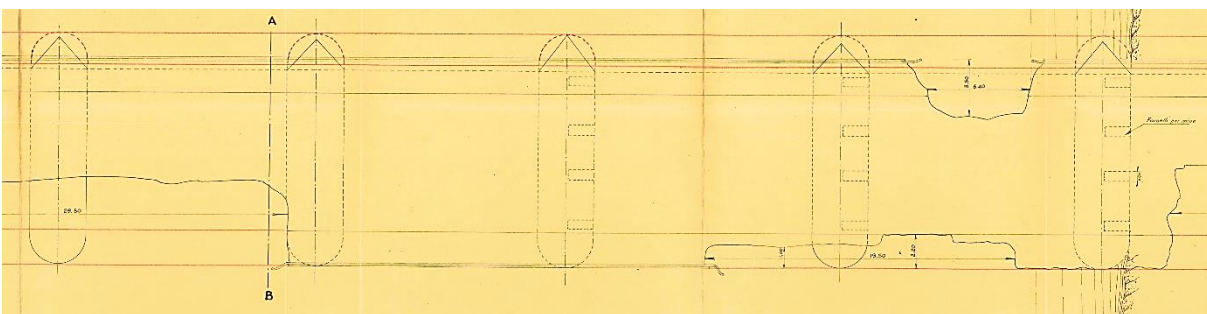
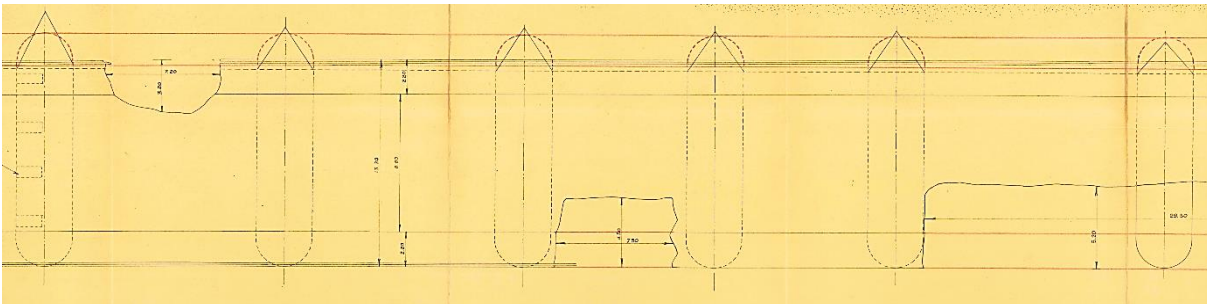
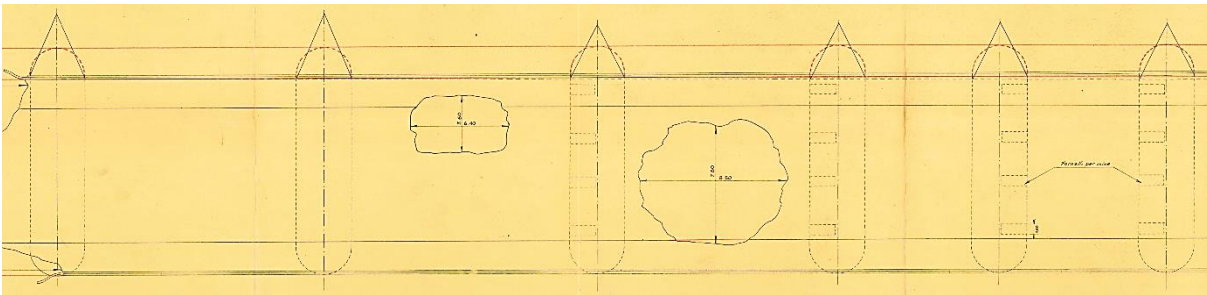
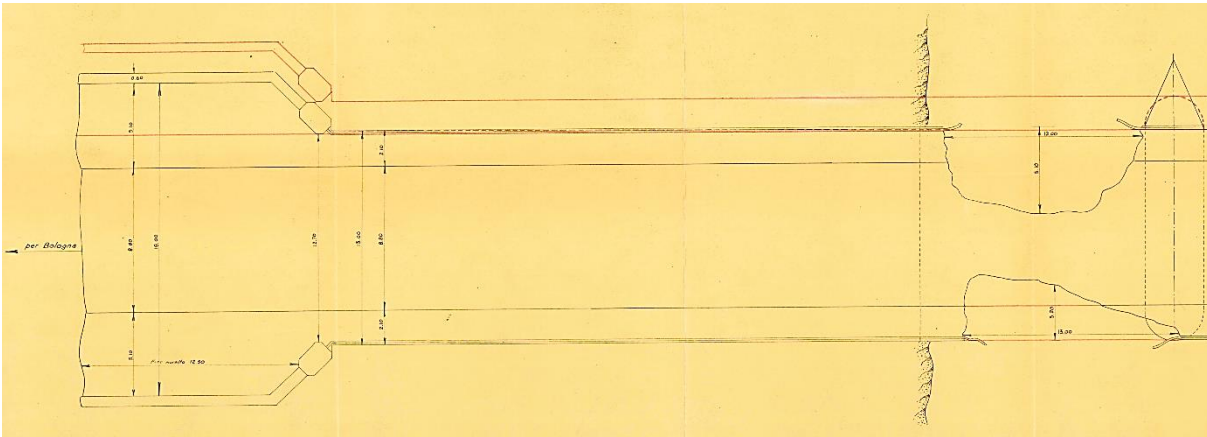


Figura 5.7 Progetto dei lavori di ricostruzione del Pontelungo – Particolari del ponte danneggiato: prospetto nord. [174]



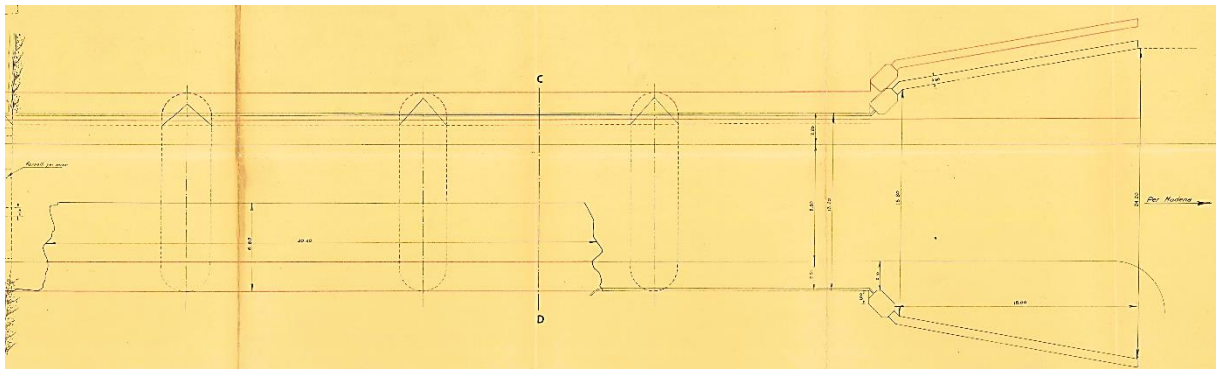


Figura 5.8 Progetto dei lavori di ricostruzione del Pontelungo – Particolari del ponte danneggiato: pianta. [174]

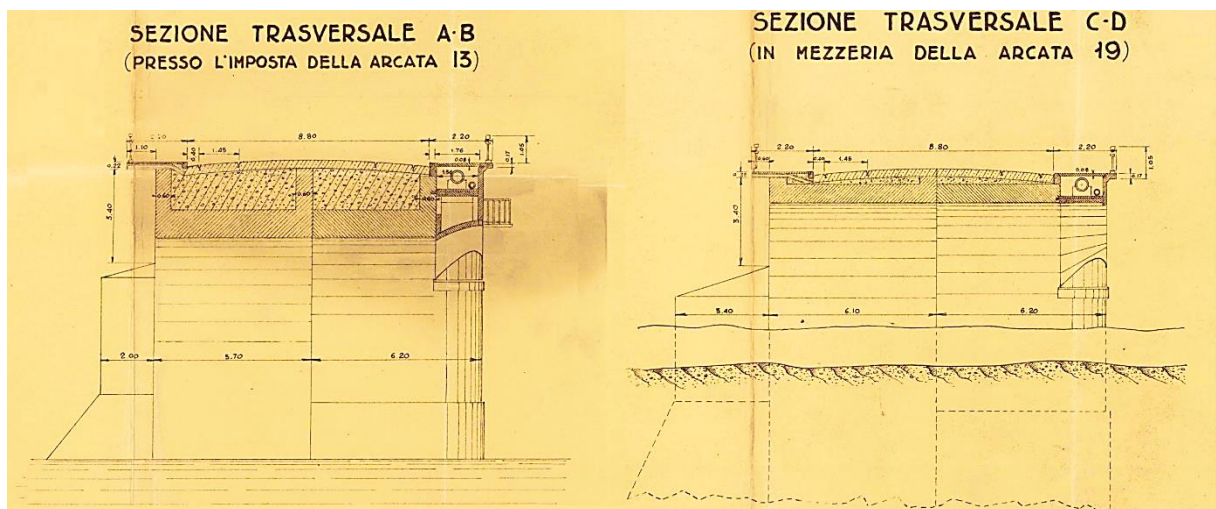
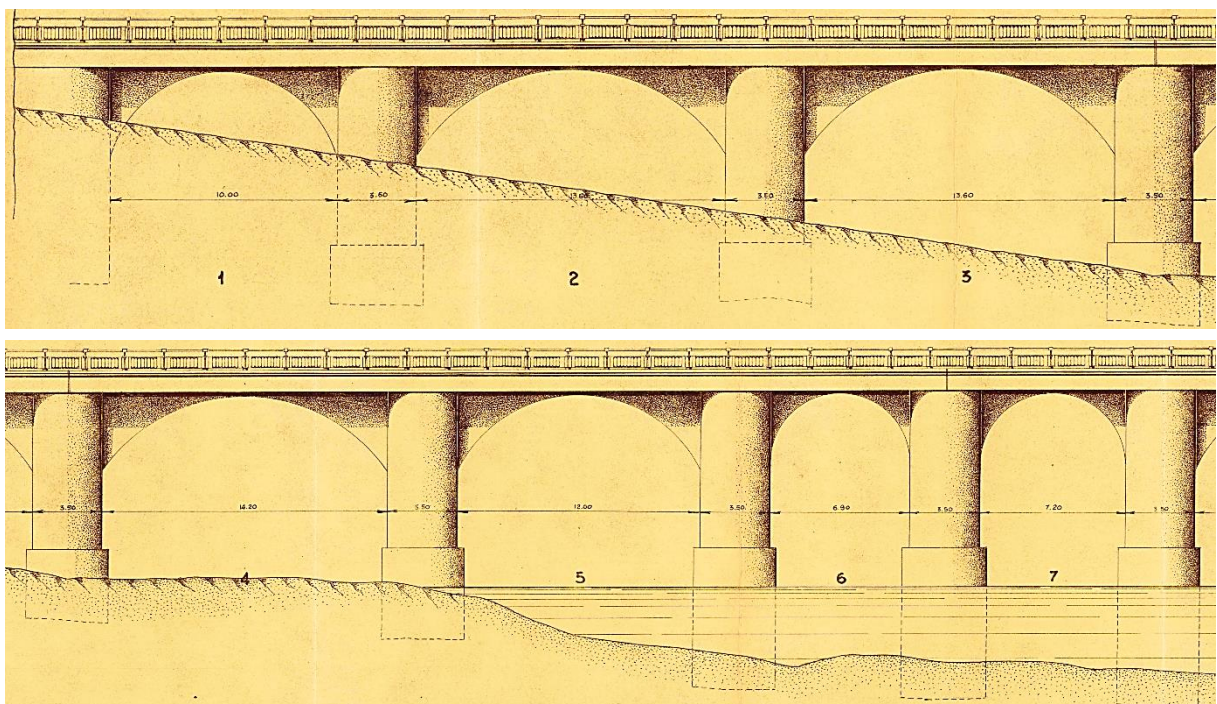


Figura 5.9 Progetto dei lavori di ricostruzione del Pontelungo – Particolari del ponte danneggiato: sezioni trasversali A-B e C-D. [174]



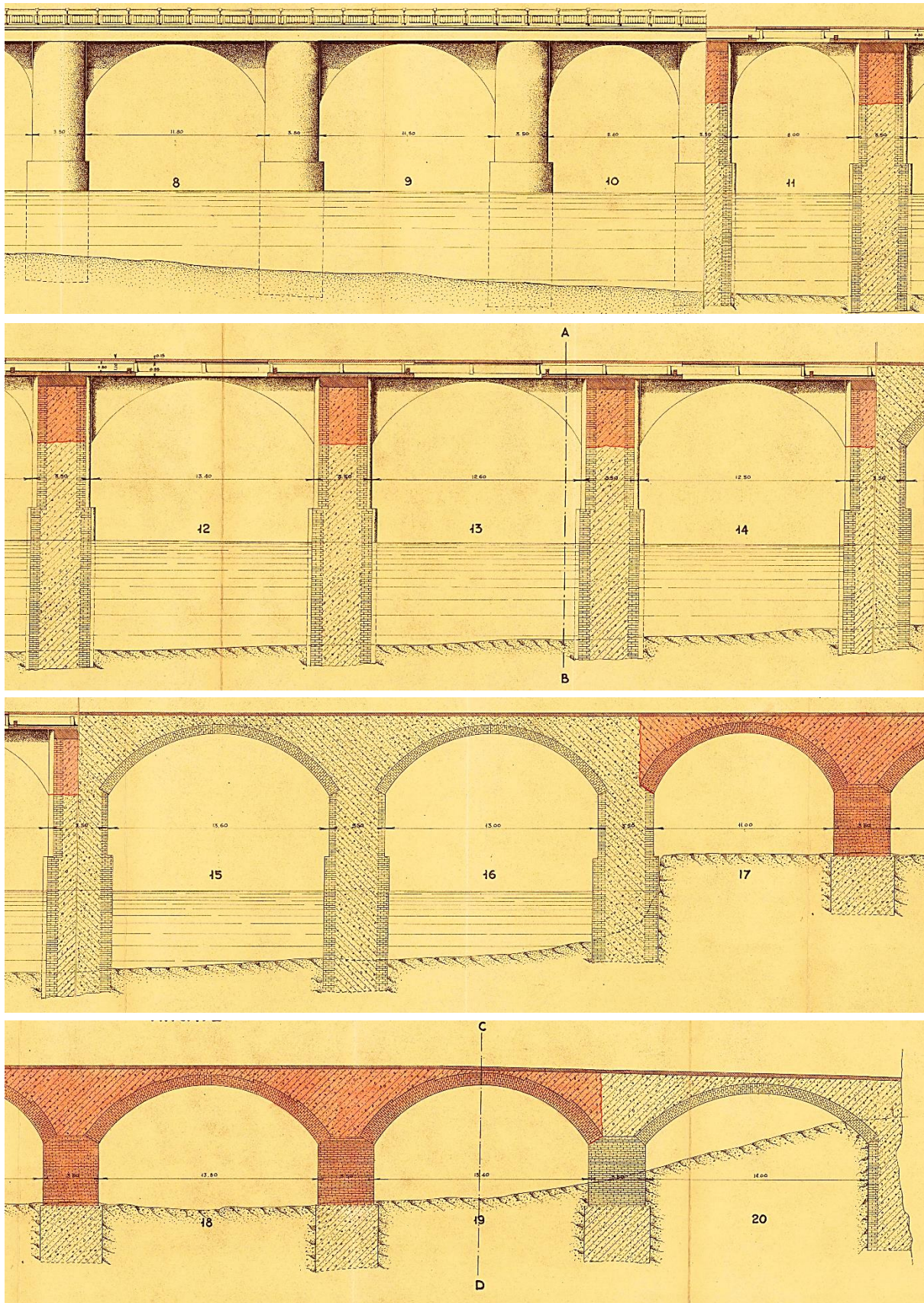


Figura 5.10 Progetto dei lavori di ricostruzione del Pontelungo – Particolari dei lavori in progetto: nuovo prospetto nord, sezione longitudinale del cunicolo dei servizi, e sezione longitudinale delle arcate. [174]

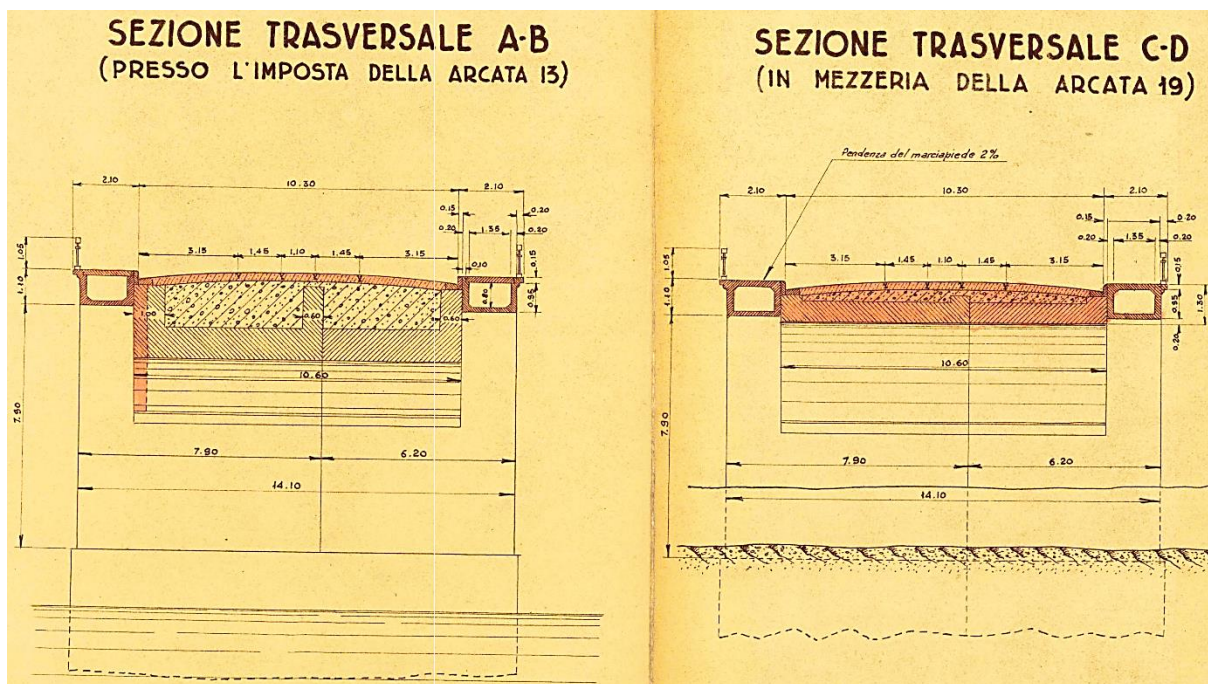
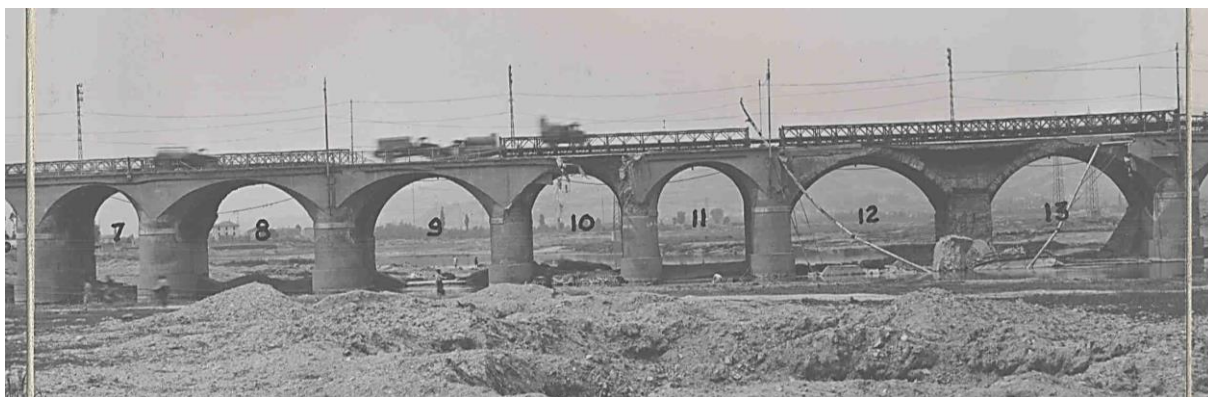
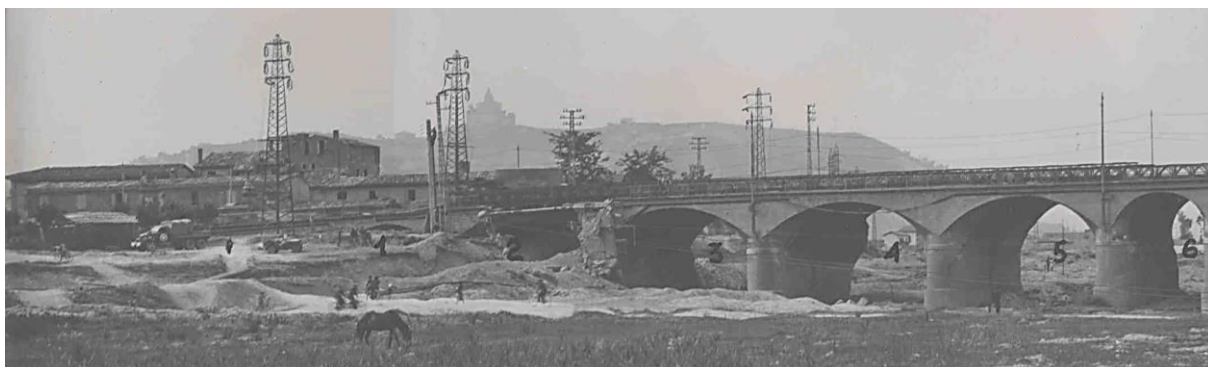
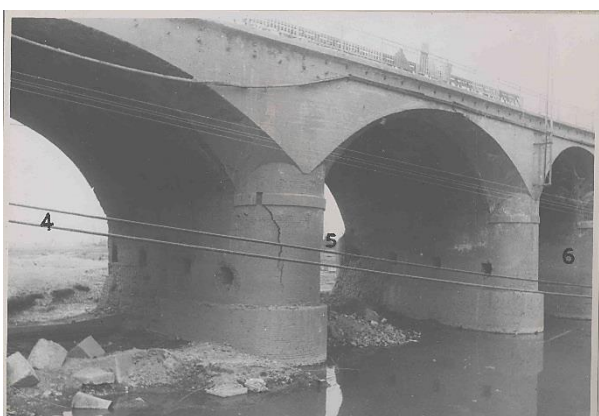
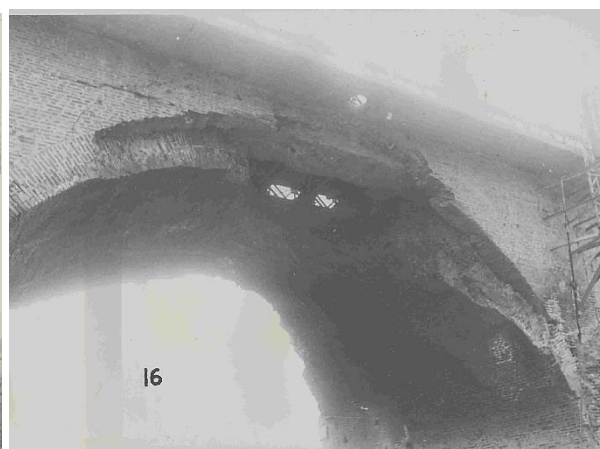
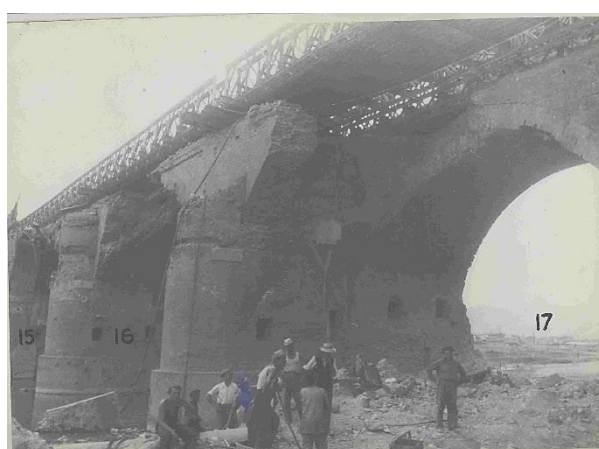
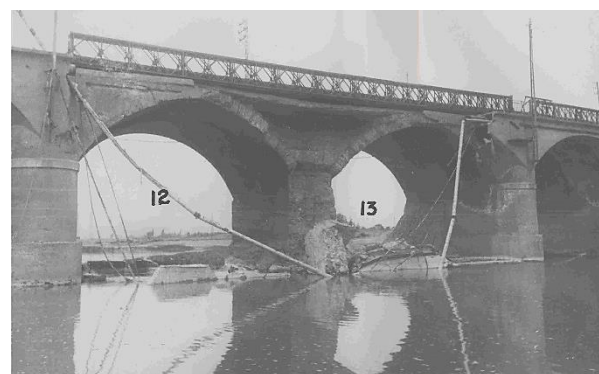
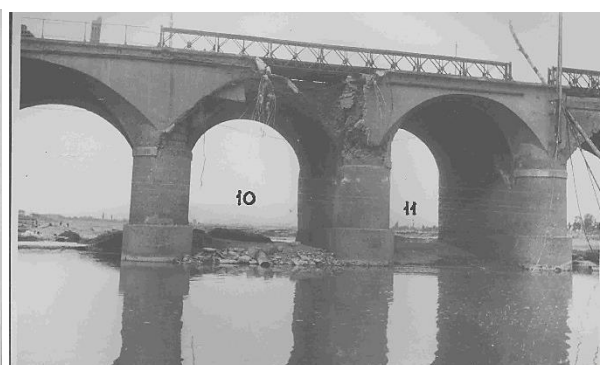
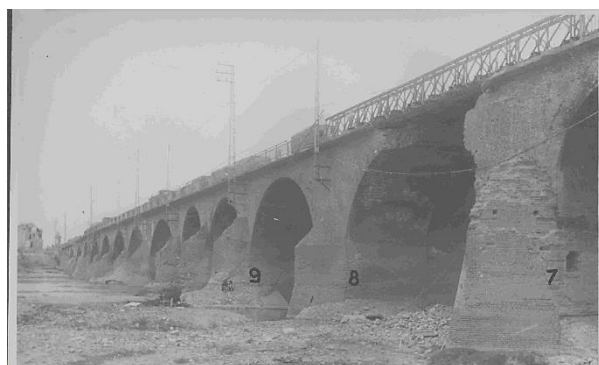
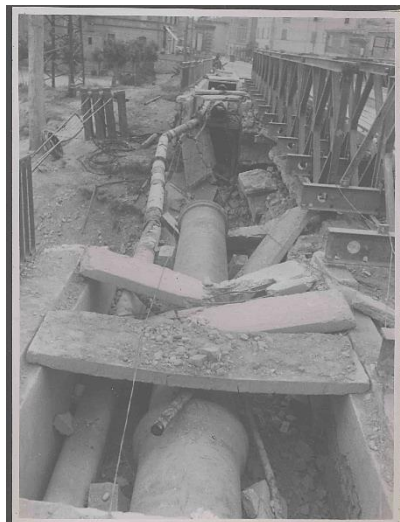
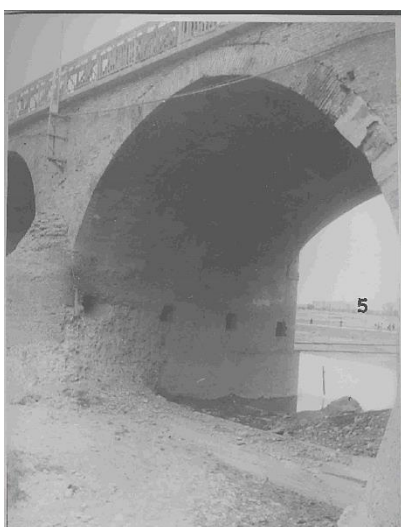


Figura 5.11 Progetto dei lavori di ricostruzione del Pontelungo – Particolari dei lavori in progetto: sezioni trasversali A-B e C-D. [174]

Nelle figure seguenti è possibile vedere la documentazione fotografica dei danni derivanti dalla 2^a guerra mondiale. La numerazione delle arcate è riferita alle tavole precedentemente riportate.







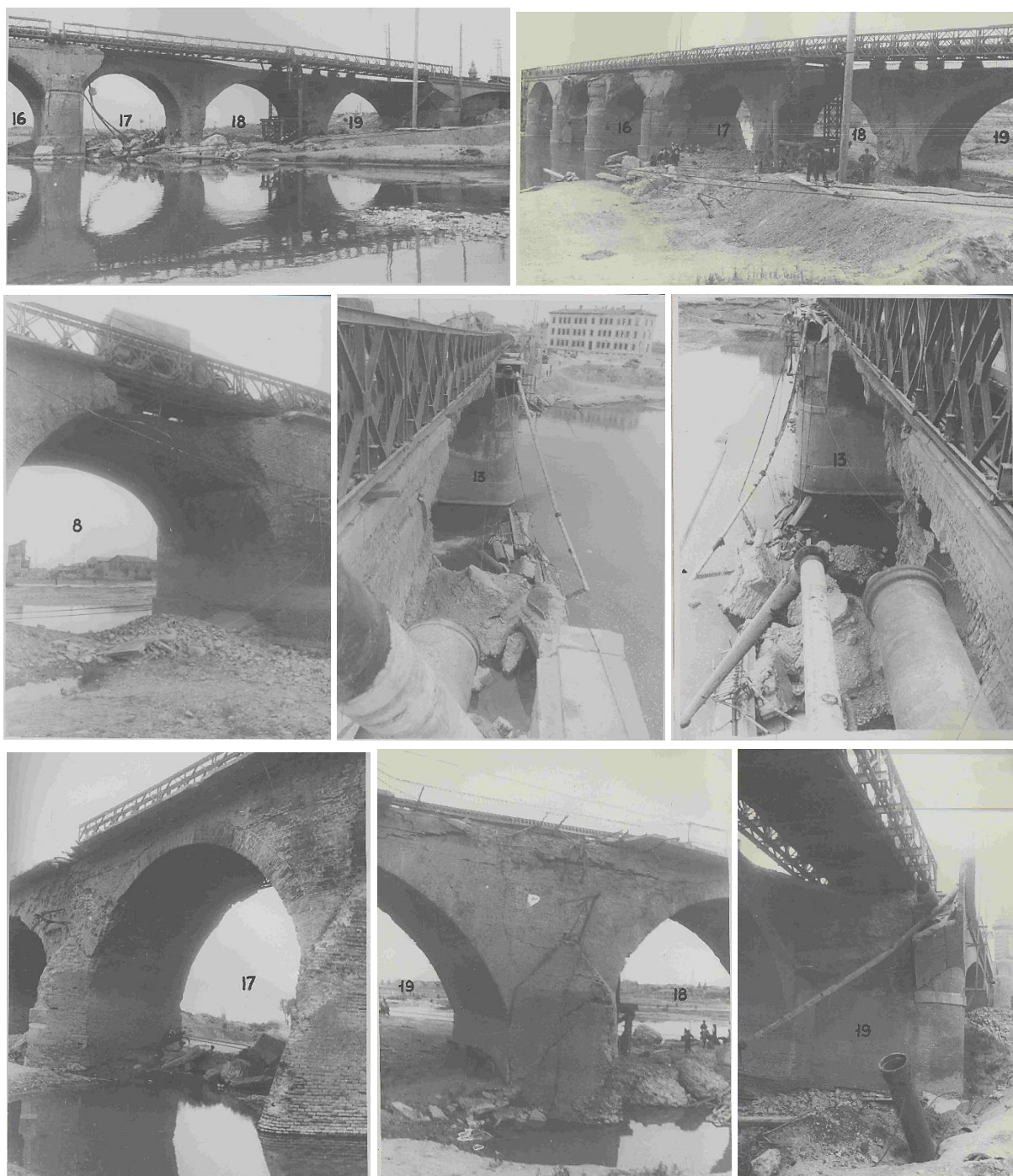


Figura 5.12 Documentazione fotografica dei danni di guerra. [174]

È possibile osservare che in corrispondenza delle arcate 18, 19, 20, risultando esse particolarmente danneggiate nella parte verso valle, la parte verso monte, più antica e di cui si hanno poche informazioni strutturali, è stata messa in mostra. Dalla sezione longitudinale disponibile (Figura 5.7) è possibile individuare l'indicazione di uno spessore pari a 60 cm in chiave e 70 cm all'imposta.

Nel 1946 il Pontelungo viene riattivato a seguito della liberazione, ampliato e rimodernato con la costruzione di nuovi marciapiedi, a seguito dell'approvazione del progetto dei lavori di sistemazione ed allargamento del 10/04/1956.

Il ponte che derivò dai lavori presentava delle pile uniformate, senza che vi fossero più tracce degli antichi speroni disposti a ponte, inglobati all'interno degli attuali profili cilindrici in mattoni moderni. I marciapiedi vennero disposti al di fuori delle arcate, su dei cassoni cavi in calcestruzzo armato che appoggiavano sulle teste semicilindriche delle pile e che permettevano anche il passaggio delle reti impiantistiche.

Nel 1949 vennero ampliati i marciapiedi e venne sostituita la ringhiera protettiva mentre nel 1953 il marciapiedi a monte venne interamente posto al di fuori delle pile e la sede stradale allargata a seguito dell'asportazione delle rotaie tramviarie.

Uno degli ultimi interventi risale al 1970 ed aveva come scopo quello di rinforzare le basi delle pile a causa del continuo abbassamento del letto del fiume Reno.

5.1.6. *Lavori eseguiti tra il 2015 ed il 2016*

I lavori eseguiti tra il 2015 ed il 2016, a seguito del progetto realizzato dalla società di ingegneria Enser Srl [176], sono stati finalizzati alla realizzazione delle opere necessarie per la protezione spondale delle pile del ponte e per la sistemazione dell'alveo fluviale nella sua prossimità. Nel passato, come presidi antierosivi erano state realizzate delle briglie in muratura ad arco, le quali sono risultate profondamente disgregate e degradate, tanto da non poter essere considerate minimamente in grado di svolgere alcuna funzione difensiva.

Lo stato di conservazione della base delle pile, in particolare di quelle centrali che si trovavano nella porzione di alveo attiva (dalla 8 alla 14), era molto preoccupante, a causa dello sviluppo di meccanismi di scalzamento. La corrente aveva provocato importanti erosioni, scalzando gli speroni in calcestruzzo di cui le pile erano provvisti. Tale condizione preoccupante venne messa in mostra anche dalle indagini subacquee realizzate nel Luglio 2013 dalla società BGS [177], le quali misero appunto in evidenza come tali speroni fossero rimasti privi di appoggio a causa della formazione di fosse di erosione che, localmente, avevano raggiunto profondità anche superiori ai 2 m.

Anche i piani di deflusso inclinati relativi ai stramazzi si trovavano in condizioni critiche in quanto risultarono scalzati a monte del ponte con un dislivello rispetto a fondo alveo pari a circa 1 m mentre a valle, a causa della loro inefficacia, si era formato un invaso in cui si è risultato evidente l'accumulo di ghiaia, ad una distanza di circa 30 m dal manufatto (visibile anche in Figura 5.1). In questo modo essi non potevano certamente garantire una difesa delle fondazioni delle pile nei confronti dei fenomeni erosivi, sia nella zona di monte che in quella di valle.

Per la messa in sicurezza del ponte dai meccanismi appena discussi sono stati realizzati sostanzialmente due interventi:

- Costruzione di una briglia – scivolo antierosione tra le pile 6 e 17 che sostituisce le strutture fatiscenti precedenti, con lo scopo di eliminare i fenomeni erosivi del fondo alveo; tale briglia presenta uno sviluppo di 149 m ed una larghezza di 20 m. È costituita da una soletta nervata in c.a. le cui nervature sono costituite da un reticolo di cordoli interrati su pali, orditi sia in direzione longitudinale che trasversale. Essi hanno la funzione di collegamento tra soletta e terreno ed evitano che si possano determinare problemi a seguito di meccanismi di scalzamento. Inoltre, a monte ed a valle della stessa, si è previsto un rivestimento con massi lapidei, il quale si estende per 8 m a monte e per 12 m a valle, con uno spessore, in entrambi i casi, di 2 m.
- Risezionamento dell'alveo nei tratti a monte e valle del ponte al fine di migliorare le condizioni di deflusso del fiume Reno.

Nelle figure seguenti vengono riportate le principali tavole grafiche relative a tali interventi [176].

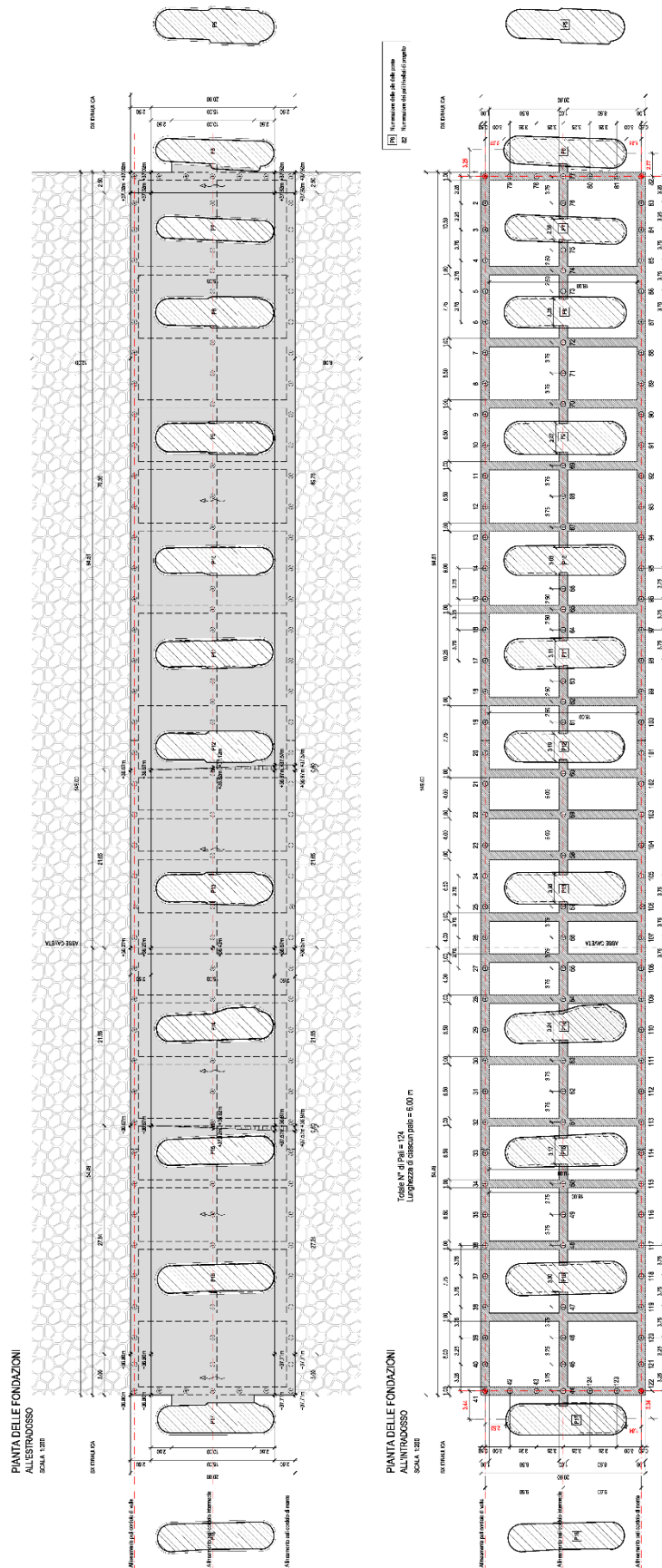


Figura 5.13 Pianta della briglia oggetto di nuova realizzazione con vista dell'estradosso (la quale mette in mostra la soletta) e dell'intradosso (la quale mette in mostra le nervature). [176]

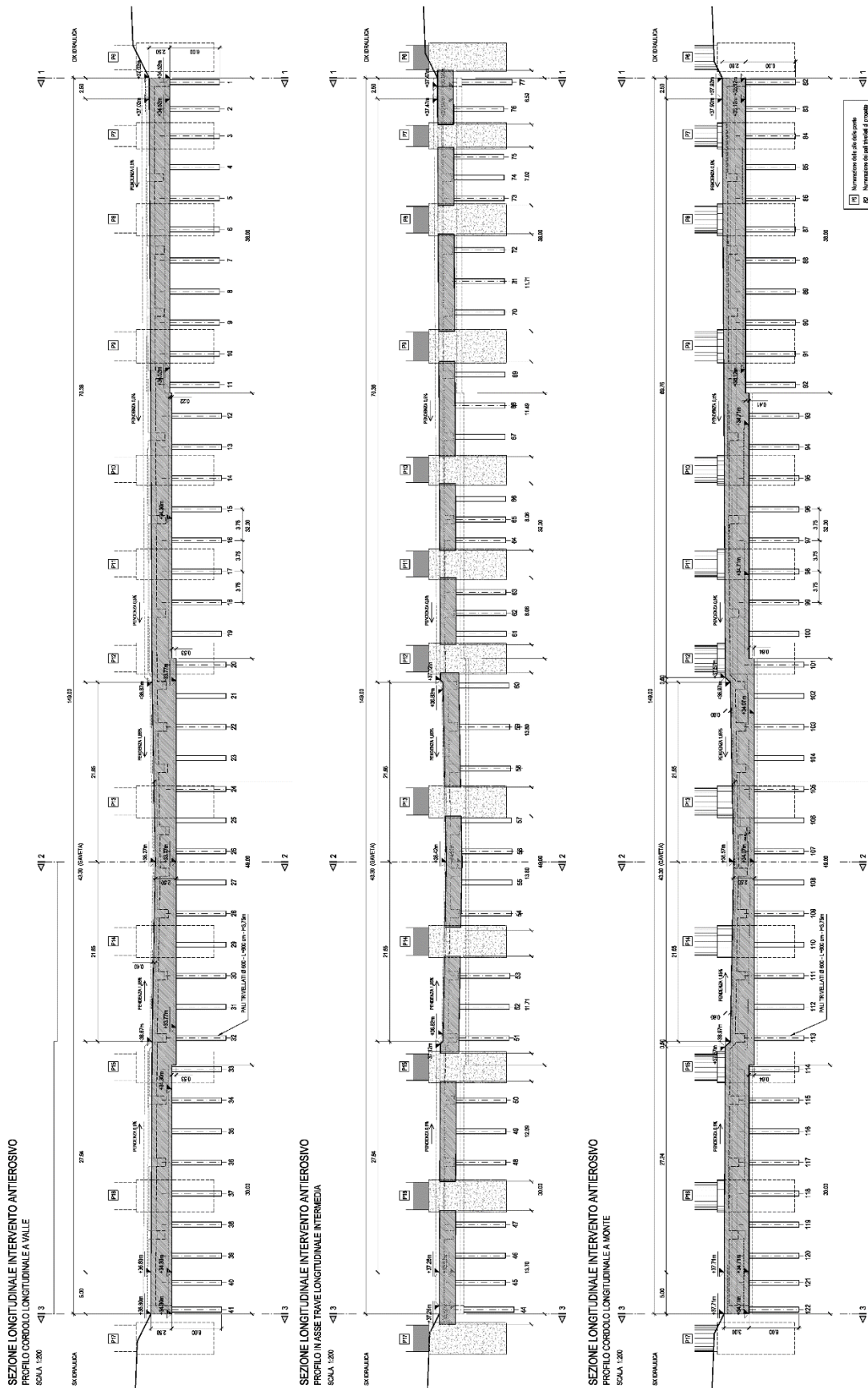


Figura 5.14 Sezioni longitudinali della briglia a valle, in una posizione intermedia ed a monte. [176]

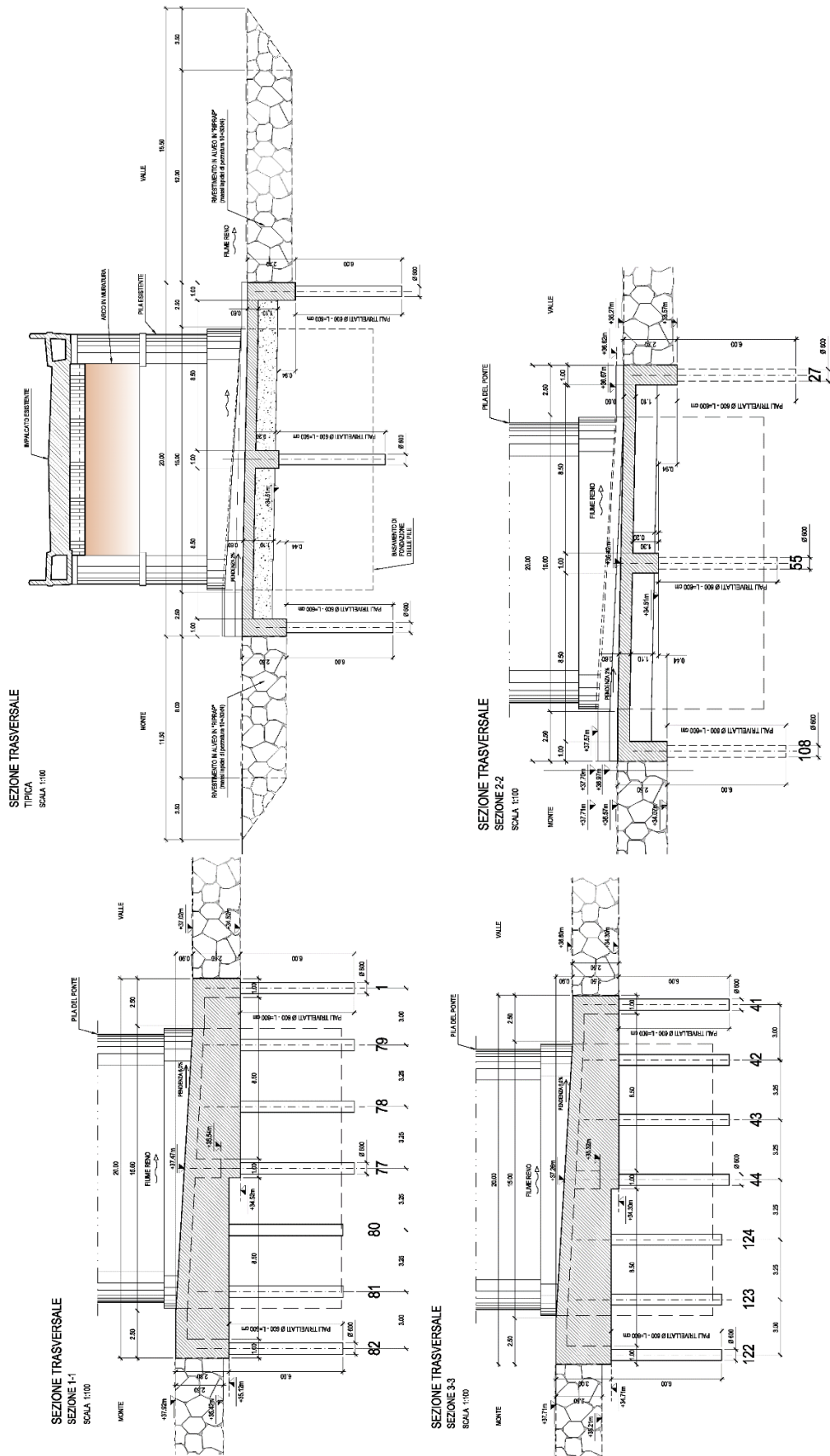


Figura 5.15 Sezione trasversale tipica e delle travi di estremità costituenti la briglia. [176]
 5.1.7. Giorni d'oggi

Come indicato in [168] e come risulterà evidente dalle figure che verranno illustrate in seguito, la situazione attuale, di fatto corrispondente a quella derivante dagli interventi realizzati dopo la seconda guerra mondiale, presenta diversi punti di degrado, per lo più associati proprio alle opere postbelliche. Quanto realizzato dopo il 1945 fa riferimento a materiali di scarsa qualità, soprattutto per quanto riguarda i manufatti in cemento armato utilizzati come marciapiedi e per il passaggio degli impianti, il cui stato di degrado è visibile nelle Figura 5.16 e Figura 5.17. Tale degrado risulta essere associato alla mancanza di un copriferro adatto, a cedimenti in corrispondenza dell'estradosso del manufatto ed alla disgregazione del conglomerato. Inoltre i parapetti presenti sono inaffidabili tanto da dover essere stati affiancati, almeno provvisoriamente, da reti metalliche di sicurezza.

Sui paramenti in laterizio delle arcate, soprattutto in quelle realizzate più recentemente, è possibile osservare la disgregazione delle malte, la mancanza di elementi e dei distacchi in corrispondenza degli ammorsamenti.

Le problematiche associate allo scalzamento delle fondazioni delle pile è stato risolto con gli interventi relativi al primo lotto, descritti nel paragrafo precedente. In elevazione invece non è risultato un quadro fessurativo particolarmente preoccupante.

I lavori di ampliamento eseguiti dal Panighi risultano essere particolarmente evidenti, in quanto è visibile l'alternarsi dei materiali utilizzati e delle geometrie, con le arcate accostate con differenze nella curva di intradosso (Figura 5.16 a sinistra e Figura 5.17).

I mattoni utilizzati a seguito della seconda guerra mondiale, utilizzati per eseguire le testate della maggior parte delle pile meridionali e settentrionali, possono essere notati per le differenze che essi presentano rispetto al paramento murario realizzato in precedenza (Figura 5.16 a destra).



Figura 5.16 Vista dal basso di lato a monte (sud) dell'arcata numero 5 (a sinistra) e dettaglio della muratura di rivestimento dei rostri semicircolari (a destra). Nella foto a sinistra è evidente il dislivello tra parte di valle e monte e l'avanzato stato di deterioramento del manufatto in cemento armato. [25]



Figura 5.17 Vista da monte (sud) dell'arcata numero 5 in cui si nota lo spessore dell'arcata ed il danneggiamento del manufatto in cemento armato. [25]

5.2. Ricostruzione geometrica e strutturale dello stato di fatto

In questo paragrafo verrà realizzata la ricostruzione geometrica e strutturale del ponte nella condizione in cui si trova attualmente. Le valutazioni verranno realizzate facendo riferimento alla documentazione storica precedentemente illustrata, dando in ogni caso precedenza alle prove realizzate. Infatti, negli ultimi anni, essenzialmente tra il 2013 ed il 2017, è stata condotta una mole rilevante di prove finalizzate al rilievo dell'impalcato, alla stima della quota di imposta delle fondazioni delle pile, alla composizione della muratura a sacco che costituisce quest'ultime, all'identificazione della categoria di sottosuolo oltre che ad una caratterizzazione dinamica del ponte.

5.2.1. Geometria di pile ed arcate derivante dal rilievo 3D con laser scanner

La ricostruzione geometrica delle pile e della superficie di intradosso delle arcate è stata eseguita facendo riferimento al rilievo 3D con laser scanner realizzato in fase preliminare [178]. In Tabella 5.2 è possibile ritrovare gli sviluppi di pile e volte, oltre che le quote di imposta ed in chiave di quest'ultime, da cui si è ricavata per differenza la loro freccia. Tali valori sono stati distinti tra lato monte e lato valle e poi mediati; per lo sviluppo di pile ed arcate il valore derivante è stato in seguito approssimato.

	Sviluppo [m]				Quota imposta [m]			Quota in chiave [m]			Freccia [m]		
	Monte	Valle	Media	Assunto	Monte	Valle	Media	Monte	Valle	Media	Monte	Valle	Media
Arcata 4	13.19	13.67	13.43	13.40	41.48	41.99	41.73	45.96	45.99	45.98	4.48	4.01	4.24
Pila 4	3.86	3.49	3.68	3.70									
Arcata 5	13.82	14.16	13.99	14.00	42.15	42.15	42.15	45.49	46.03	45.76	3.34	3.89	3.61
Pila 5	4.15	3.51	3.83	3.80									
Arcata 6	11.80	12.25	12.03	12.00	42.28	42.00	42.14	45.56	45.57	45.57	3.29	3.57	3.43
Pila 6	3.07	2.75	2.91	2.90									
Arcata 7	6.68	6.79	6.74	6.75	43.30	42.89	43.09	46.23	46.07	46.15	2.94	3.18	3.06
Pila 7	2.62	2.67	2.65	2.65									
Arcata 8	6.76	7.24	7.00	7.00	43.20	42.91	43.06	46.07	46.19	46.13	2.87	3.28	3.08

Pila 8	3.79	3.31	3.55	3.55									
Arcata 9	11.33	11.89	11.61	11.60	42.25	42.29	42.27	45.61	46.18	45.90	3.36	3.89	3.63
Pila 9	4.12	3.54	3.83	3.80									
Arcata 10	11.35	11.68	11.52	11.50	41.32	42.10	41.71	46.13	46.24	46.19	4.81	4.15	4.48
Pila 10	3.08	3.06	3.07	3.10									
Arcata 11	8.12	8.32	8.22	8.20	42.49	42.20	42.34	45.97	45.63	45.80	3.49	3.44	3.46
Pila 11	3.24	3.02	3.13	3.10									
Arcata 12	7.85	8.17	8.01	8.00	42.55	42.45	42.50	46.20	46.15	46.18	3.65	3.71	3.68
Pila 12	3.84	3.29	3.57	3.60									
Arcata 13	13.30	13.95	13.63	13.60	41.24	42.23	41.73	45.79	45.62	45.71	4.55	3.40	3.97
Pila 13	4.07	3.34	3.71	3.70									
Arcata 14	13.36	13.82	13.59	13.60	41.29	42.26	41.77	45.88	45.61	45.75	4.59	3.36	3.97
Pila 14	2.99	3.14	3.07	3.10									
Arcata 15	11.98	11.93	11.96	12.00	41.96	42.28	42.12	46.06	46.17	46.12	4.10	3.90	4.00
Pila 15	3.28	3.16	3.22	3.20									
Arcata 16	12.15	12.19	12.17	12.20	41.67	42.31	41.99	46.01	45.61	45.81	4.34	3.30	3.82
Pila 16	3.35	3.40	3.38	3.40									
Arcata 17	13.54	13.72	13.63	13.60	42.44	42.29	42.37	45.57	45.58	45.58	3.13	3.29	3.21
Pila 17	3.71	3.37	3.54	3.50									
Arcata 18	10.96	10.90	10.93	11.00	42.25	42.25	42.25	45.14	45.18	45.16	2.90	2.93	2.91
Pila 18	3.36	3.38	3.37	3.40									
Arcata 19	13.06	13.06	13.06	13.00	42.08	42.10	42.09	44.93	44.99	44.96	2.85	2.90	2.87
Pila 19	3.34	3.34	3.34	3.30									
Arcata 20	13.90	14.52	14.21	14.20	42.18	41.93	42.05	44.62	44.67	44.65	2.45	2.74	2.59

Tabella 5.3 Sviluppo trasversale delle pile oltre che luce, quote di imposta ed in chiave e frecce delle arcate, così come ricavate da [178].

5.2.2. Caratteristiche del corpo delle pile derivanti da carotaggi

Nell'ottobre 2013 è stata eseguita un'indagine conoscitiva sulle pile per valutare lo spessore del paramento murario esterno e le caratteristiche del riempimento a sacco [179], integrata poi con ulteriori prove risalenti al 2016 [180]. Informazioni ad esso relativo, almeno per quanto riguarda la porzione di valle possono essere riprese da quanto già indicato in precedenza, in riferimento al progetto di allargamento redatto dall'ing. Panighi il quale affermava che le pile e le spalle erano realizzate con murature in sassi, mattoni e calcestruzzo. In particolare esse erano a sacco, con muratura esterna di spessore 45 cm al di sopra della risega di fondazione e 75 cm al di sotto e nucleo interno in ciottoli tondi di fiume legati da calcestruzzo. Tale paramento esterno era inoltre intervallato a distanze regolari da corsi di mattoni ogni 80 cm che ne permettevano un comportamento maggiormente monolitico con la parte preesistente. Al di sotto della risega di fondazione venne utilizzata malta di prima specie mentre al di sopra malta di seconda specie, differenziate per un diverso quantitativo di calce idraulica e sabbia del Reno. Le fondazioni erano invece realizzate con un plinto in calcestruzzo di altezza pari a 1 m, intestando le teste delle palificate per 0.50 m al suo interno.

Come detto, nel 2013 sono stati eseguiti dei carotaggi per confermare tali condizioni; in particolare sono state valutate le pile numero 4 (con un sondaggio parziale lato monte ed uno lato valle), 5 (con un sondaggio parziale lato valle ed uno in corrispondenza della testa della pila lato valle), 17 (con un sondaggio parziale lato valle) e 18 (con un sondaggio parziale in corrispondenza della testa della pila lato valle ed uno totale lato monte).

Per completare le indicazioni fornite da tali prove, dal 18/04/2016 al 09/09/2016 sono state eseguite ulteriori indagini, realizzando carotaggi parziali in corrispondenza delle pile numero 4 (lato valle), 5 (lato valle), 6 (lato valle), 8 (lato monte), 10 (lato monte), 12 (lato valle), 13 (lato valle), 17 (lato valle), 19 (lato monte) e 20 (lato valle).

I risultati derivanti da tali campagne sono stati riassunti in Tabella 5.4.

Pila	Anno	Posizione	Tipologia	Direzione perforazione	Spessore parziale [m]	Materiale
4	2013	Corpo pila lato monte	Carotaggio parziale	Ovest - Est	0.50	Mattoni pieni legati a cemento
					0.50	Riempimento in laterizio organizzato e legato a cemento
	2013	Corpo pila lato valle	Carotaggio parziale	Ovest - Est	0.80	Mattoni pieni legati a cemento
					0.20	Cemento con resti di laterizi
	2016	Corpo pila lato valle	Carotaggio parziale	Ovest - Est	0.45	Mattoni pieni
					0.30	Riempimento misto di laterizio e pietre
0.40					Pietre grossolane e malta	
5	2013	Corpo pila lato valle	Carotaggio parziale	Ovest - Est	0.60	Mattoni pieni legati a cemento
					0.20	Riempimento in mattoni e abbondante malta
					0.20	Riempimento in ciottoli di fiume non organizzati e apparentemente senza legante
	2016	Corpo pila lato valle	Carotaggio parziale	Est - Ovest	0.65	Mattoni pieni
					0.16	Riempimento misto di laterizio e pietre
					0.30	Riempimento misto di pietra e malta
					0.12	Riempimento di inerti fini e malta
					0.15	Riempimento misto di pietra e malta
	2016	Corpo pila lato valle	Carotaggio parziale	Est - Ovest	0.42	Mattoni pieni
	2013	Testa pila lato valle	Carotaggio parziale	Nord - Sud	0.80	Mattoni pieni legati a cemento non sempre ben organizzati
0.20					Riempimento in ciottoli di fiume non organizzati e apparentemente senza legante	
6	2016	Corpo pila lato valle	Carotaggio parziale	Est - Ovest	0.58	Mattoni pieni
					0.32	Riempimento in pietre e legante cementizio
8	2016	Corpo pila lato monte	Carotaggio parziale	Est - Ovest	0.365	Mattoni pieni
10	2016	Corpo pila lato monte	Carotaggio parziale	Ovest - Est	0.26	Mattoni pieni
					0.64	Riempimento in aggregati di diversa dimensione e malta
12	2016	Corpo pila lato valle	Carotaggio parziale	Est - Ovest	0.435	Mattoni pieni
					0.78	Riempimento in malta cementizia e sporadici blocchi in laterizio
					0.285	Riempimento in pietre e legante cementizio
13	2016			Est - Ovest	0.355	Mattoni pieni

		Corpo pila lato valle	Carotaggio parziale		0.07	Riempimento in aggregati di diversa dimensione e malta
17	2013	Corpo pila lato valle	Carotaggio parziale	Ovest - Est	0.35	Mattoni pieni legati a cemento
					0.65	Riempimento in ciottoli di fiume non organizzati e localmente legati a cemento
	2016	Corpo pila lato valle	Carotaggio parziale	Ovest - Est	0.53	Mattoni pieni
					0.43	Mattoni e malta
					0.56	Riempimento misto di laterizio, pietre e malta
18	2013	Testa pila lato monte	Carotaggio parziale	Sud - Nord	0.30	Mattoni pieni legati a cemento
					0.20	Riempimento in ciottoli di fiume non organizzati e apparentemente senza legante
	2013	Corpo pila lato monte	Carotaggio totale	Est - Ovest	0.50	Mattoni pieni legati a cemento
					2.80	Riempimento in laterizio organizzato e legato a cemento
					0.20	Mattoni pieni legati a cemento
19	2016	Corpo pila lato monte	Carotaggio parziale	Est - Ovest	0.60	Mattoni pieni
					0.85	Riempimento misto di laterizio e pietre con la parte conclusiva in sole pietre
	2016	Corpo pila lato monte	Carotaggio parziale	Ovest - Est	0.36	Mattoni pieni
20	2016	Corpo pila lato valle	Carotaggio parziale	Est - Ovest	0.30	Mattoni pieni
					0.60	Riempimento in pietre e legante cementizio

Tabella 5.4 Riepilogo dei carotaggi eseguiti in corrispondenza delle pile.

Com'è possibile vedere dalla tabella, tali indagini hanno messo in mostra differenziazioni tra le porzioni di monte e di valle delle pile, risalenti alle fasi successive di ampliamento del ponte. Le indagini hanno confermato il fatto che le pile hanno struttura a sacco, costituite da un paramento esterno in muratura riempito internamente da ciottoli apparentemente senza legante per quanto riguarda la porzione di valle (maggiormente recente) oppure da laterizi organizzati / pietre legati a cemento nella porzione di monte (più antica). La qualità del riempimento appare quindi migliore per la porzione di monte più antica e peggiore per quella di valle; allo stesso tempo, almeno dalla relazione di progetto e dalle tavole grafiche, si ritrova indicazione della presenza di diàtoni¹⁵ di collegamento con la porzione di monte che permettono un comportamento maggiormente monolitico della muratura a sacco.

Per quanto riguarda lo spessore del paramento lato valle esso può essere assunto pari a 45 cm così come derivante dal progetto di allargamento; infatti, come si può vedere dalla figura 5.5, esso non è costante ma varia da 30 cm a 60 cm, assumendo appunto un valore medio di 45 cm. Per tale motivo, nei carotaggi sono stati ritrovati valori differenti, variabili da un valore minimo di 30 cm ad un massimo di 80 cm, il quale può essere derivante anche dalla ricostruzione eseguita a seguito della seconda guerra mondiale.

Per la porzione di monte non sono disponibili informazioni dell'epoca approfondite come per quella di valle per cui è necessario riferirsi unicamente ai carotaggi eseguiti; si ipotizza che il

¹⁵ Per *diàtono* si intende un elemento passante che veniva disposto, più o meno regolarmente, in direzione trasversale al piano della parete muraria costituita da due o più cortine, per realizzare un collegamento tra tali paramenti. La presenza di tali elementi evita l'innescarsi di fenomeni di instabilità per compressione e garantisce un comportamento monolitico per azioni ortogonali al piano della parete. [211]

paramento murario abbia uno spessore analogo a quello di valle (45 cm) in quanto sono stati identificati valori tra i 30 cm ed i 60 cm, da cui si possono derivare considerazioni analoghe.

5.2.3. Carotaggi e tomografie elettriche 3D finalizzate alla stima della quota di imposta delle fondazioni

Per quanto riguarda la valutazione della quota di imposta delle fondazioni, le indagini di maggior rilievo sono state eseguite nel settembre 2014 [179] e nel novembre 2017 [181].

In particolare, nel settembre 2014 si sono utilizzate due metodologie, una diretta tramite carotaggi eseguiti sulle pile e spinti sino al raggiungimento delle ghiaie al di sotto delle imposte di fondazione ed una indiretta, la quale ha fatto uso di tomografie elettriche 3D realizzate nell'intorno delle pile.

I carotaggi eseguiti sono stati in totale 6:

- S1: carotaggio verticale in corrispondenza della porzione di monte della pila 17;
- S2: carotaggio con inclinazione di 45° in direzione nord-sud in corrispondenza della porzione di valle della pila 17;
- S3: carotaggio con inclinazione di 45° in direzione est-ovest in corrispondenza della porzione di valle della pila 8;
- S4: carotaggio con inclinazione di 10° rispetto alla verticale in direzione sud-nord in corrispondenza della porzione di monte della pila 7;
- S5: carotaggio con inclinazione di 50° rispetto all'orizzontale in direzione ovest-est in corrispondenza della porzione di valle della pila 6;
- S6: carotaggio con inclinazione di 50° rispetto all'orizzontale in direzione est-ovest in corrispondenza del passaggio tra la porzione di valle e quella di monte della pila 9.

Per tutti i carotaggi eseguiti, tranne che per l'S2, è stato recuperato quasi completamente il materiale attraversato, comprese, in buona parte, le ghiaie di fondazione (in funzione della granulometria che esse presentavano). In ogni caso il piano di fondazione è stato verificato per via indiretta, valutando la variazione nel comportamento della carotatrice una volta incontrate tale ghiaie, con un incremento notevole di vibrazioni. In ogni caso, per completezza, una volta raggiunte le ghiaie si è proseguiti nella prova approfondendosi per ulteriori 50 cm [179]. In Tabella 5.5 si è riepilogato quanto ottenuto in tali carotaggi.

PILA 17			
Carotaggio:	S1	Quota di riferimento:	40 m s.l.m.
Porzione di monte		Boccaforo:	-1.60 m
Inclinazione sull'orizzontale:	90 °	Lunghezza del sondaggio:	3.50 m

Stratigrafia			
Spessore rilevato[m]	Spessore verticale [m]	Quote (da - a)	Descrizione
0.20	0.20	38.40 - 38.20	Mattoni legati a cemento
0.80	0.80	38.20 - 37.40	Conglomerato cementizio mal cementato
0.80	0.80	37.40 - 36.60	Conglomerato cementizio ben cementato con grossi ciottoli
0.90	0.90	36.60 - 35.70	Mattoni legati a cemento
0.30	0.30	35.70 - 35.40	Conglomerato cementizio
0.50	0.50	35.40 - 34.90	Probabili ghiaie non recuperate

PILA 17	
Carotaggio:	S2
Porzione di valle	
Inclinazione sull'orizzontale:	45 °

Quota di riferimento:	40	m s.l.m.
Boccaforo:	-3.05	m
Lunghezza del sondaggio:	2.20	m

Stratigrafia			
Spessore rilevato[m]	Spessore verticale [m]	Quote (da - a)	Descrizione
2.20	1.56	36.95 - 35.39	Materiale eterogeneo

PILA 8	
Carotaggio:	S3
Porzione di valle	
Inclinazione sull'orizzontale:	45 °

Quota di riferimento:	40	m s.l.m.
Boccaforo:	-3.75	m
Lunghezza del sondaggio:	1.65	m

Stratigrafia			
Spessore rilevato[m]	Spessore verticale [m]	Quote (da - a)	Descrizione
0.21	0.15	36.25 - 36.10	Conglomerato cementizio
1.34	0.95	36.10 - 35.15	Mattoni legati a cemento
0.10	0.07	35.15 - 35.08	Ghiaia

PILA 7	
Carotaggio:	S4
Porzione di monte	
Inclinazione sull'orizzontale:	80 °

Quota di riferimento:	40	m s.l.m.
Boccaforo:	-2.40	m
Lunghezza del sondaggio:	4.50	m

Stratigrafia			
Spessore rilevato[m]	Spessore verticale [m]	Quote (da - a)	Descrizione
0.98	0.97	37.60 - 36.63	Conglomerato cementizio ben cementato
0.52	0.51	36.63 - 36.12	Mattoni legati a cemento
0.60	0.59	36.12 - 35.53	Conglomerato cementizio
1.10	1.08	35.53 - 34.45	Mattoni legati a cemento
0.50	0.49	34.45 - 33.96	Conglomerato cementizio
0.42	0.41	33.96 - 33.54	Mattoni legati a cemento
0.15	0.15	33.54 - 33.39	Conglomerato cementizio
0.23	0.23	33.39 - 33.17	Ghiaia

PILA 6	
Carotaggio:	S5
Porzione di valle	
Inclinazione sull'orizzontale:	50 °

Quota di riferimento:	40	m s.l.m.
Boccaforo:	-3.40	m
Lunghezza del sondaggio:	1.40	m

Stratigrafia			
Spessore rilevato[m]	Spessore verticale [m]	Quote (da - a)	Descrizione
0.39	0.30	36.60 - 36.30	Blocco lapideo di arenaria
0.31	0.24	36.30 - 36.06	Mattoni legati a cemento
0.34	0.26	36.06 - 35.80	Conglomerato cementizio
0.36	0.28	35.80 - 35.53	Ghiaia

PILA 9	
Carotaggio:	S6
Passaggio tra monte e valle	
Inclinazione sull'orizzontale:	50 °

Quota di riferimento:	40	m s.l.m.
Boccaforo:	-3.55	m
Lunghezza del sondaggio:	4.00	m

Stratigrafia			
Spessore rilevato[m]	Spessore verticale [m]	Quote (da - a)	Descrizione
3.72	2.85	36.45 - 33.60	Mattoni legati a cemento con presenza a tratti di conglomerato cementizio
0.30	0.23	33.60 - 33.37	Ghiaia

Tabella 5.5 Riepilogo dei carotaggi eseguiti in corrispondenza dei basamenti delle pile nel 2014.

Le tomografie elettriche 3D sono state invece realizzate nell'intorno delle pile 5, 17 e 19, con stendimenti configurati in due linee parallele alla lunghezza della pila, con distanza dalla stessa di 2.0 m e lunghezza totale di ogni linea di 75.0 m. L'ubicazione di tali stendimenti è indicata nella Figura 5.18. Le considerazioni che seguono derivano dalla relazione relativa [179].

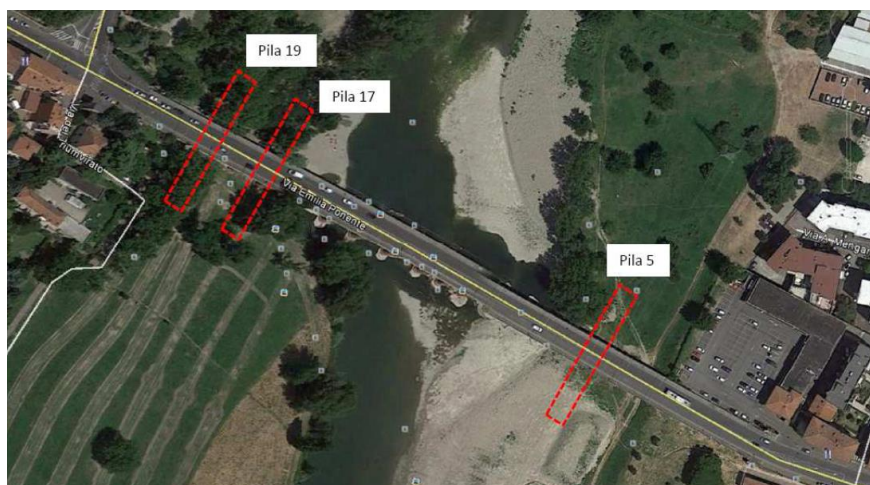


Figura 5.18 Disposizione degli stendimenti per la realizzazione delle tomografie elettriche 3D. [179]

Per quanto riguarda la pila 19, la struttura portante sepolta del ponte è ben visibile e raggiunge una profondità massima di -6.5m rispetto alla quota 41. Allo stesso tempo, sia nella porzione di monte che in quella di valle è stato possibile individuare degli alti resistivi, associabili, con buona probabilità, a dei resti di pile realizzate in epoche precedenti.

La prova ha portato anche delle perplessità: i valori di resistività rilevanti nelle diverse sezioni longitudinali hanno messo in mostra profondità diverse della quota di imposta delle fondazioni in senso trasversale alla pila. In particolare è possibile osservare che nella porzione Ovest la quota di imposta è stimabile a -6.5m rispetto al chiodo di quota 41 m mentre nella porzione Est a -4.5m rispetto al medesimo chiodo. Evidentemente questa differenziazione trasversale pare particolarmente strana dal punto di vista strutturale.

Per quanto riguarda la pila 17, la struttura portante sepolta del ponte è risultata raggiungere una profondità massima di -5.7m rispetto a quota 40.

Anche in questo caso, sia nella porzione di monte che in quella di valle è possibile individuare degli alti resistivi, associabili, con buona probabilità, a dei resti di pile realizzate in epoche precedenti. Per la pila in esame, a differenza della precedente, non sono presenti perplessità sulla quota di imposta in direzione trasversale; longitudinalmente invece è possibile mettere in evidenza come la porzione di monte, più antica, risulti essere più profonda di quella di valle, più recente. In termini quantitativi, l'altro valore a disposizione consiste nei -4.60m rispetto al chiodo di quota 40 per la porzione di monte (S1) determinati attraverso un carotaggio. Allo stesso tempo, per la porzione di valle della pila, il carotaggio S2 aveva permesso un recupero esiguo di materiale, per cui può essere d'aiuto fare riferimento alla condizione delle altre pile prossime all'alveo.

Per quanto riguarda la pila 5, valgono sostanzialmente le considerazioni già espresse in precedenza; in questo caso la struttura portante sepolta del ponte è risultata raggiungere una profondità massima di -6.0m rispetto a quota 40 per quanto riguarda la porzione di monte, più antica. Per quella di valle invece, più recente, le valutazioni sono risultate di maggiore complessità ma hanno portato ad una stima di una quota di imposta che si approfondisce a circa -4.0m da quota 40m.

Nel novembre 2017 sono stati poi realizzati due ulteriori carotaggi, in corrispondenza delle porzioni di valle delle pile 12 e 18. I risultati delle stesse sono sintetizzati in Tabella 5.6.

PILA 18	
Carotaggio:	SG1
Porzione di valle	
Inclinazione sull'orizzontale:	80 °

Quota di riferimento:	40	m s.l.m.
Boccaforo:	-1.00	m
Lunghezza del sondaggio:	9.00	m

Stratigrafia			
Spessore rilevato[m]	Spessore verticale [m]	Quote (da - a)	Descrizione
0.30	0.30	39.00 - 38.70	Terreno vegetato costituito da limo debolmente sabbioso fine, umido. Presenza di radici di piante.
0.30	0.30	38.70 - 38.41	Limo sabbioso marrone, moderatamente consistente, umido. Inclusi frammenti di vetro, laterizi e radici di piante a partire da una profondità di sondaggio di 0.40m.
2.20	2.17	38.41 - 36.24	Cordolo basale della pila costituito da mattoni pieni (UNI 5.5 x 11.5 x 25 cm).

0.50	0.49	36.24 - 35.75	Fondazione in calcestruzzo compatto con rare vescicolazioni (clasti subarrotondati da 2-3 cm).
1.40	1.38	35.75 - 34.37	Ghiaia subarrotondata centimetrica (2-5 cm) in abbondante matrice limoso sabbiosa (fine), colore grigio-grigio scuro, moderatamente consistente, bagnata. Presenza abbondante di frammenti di laterizi fino a 4.30 m (quota 34.77m) poi rari. Frammento di legno centimetrico a 3.30 m (quota 35.75m). Presenza di depositi lenticolari organici centimetrici grigio-neri.
0.40	0.39	34.37 - 33.98	Ghiaia subarrotondata centimetrica (2-5 cm) in matrice sabbiosa (media) debolmente limosa, colore grigio-grigio scuro, moderatamente consistente, bagnata.
1.70	1.67	33.98 - 32.30	Sabbia media e fine grigia a tratti debolmente limosa, moderatamente consistente, bagnata. Presenza di rari inclusi di ghiaia subarrotondata. Sensibile aumento della consistenza a partire da 6.20m (quota 32.90m).
2.20	2.17	32.30 - 30.14	Ghiaia (piuttosto addensata) subarrotondata da millimetrica a centimetrica (max 5 cm, prevalente 2-3 cm) in scarsa matrice sabbiosa debolmente limosa grigia marrone, bagnata. Aumento matrice a partire da 7.50 m (quota 31.61m).

PILA 12	
Carotaggio:	SG2
Porzione di valle	
Inclinazione sull'orizzontale:	80 °

Quota di riferimento:	40	m s.l.m.
Boccaforo:	-3.32	m
Lunghezza del sondaggio:	9.00	m

Stratigrafia			
Spessore rilevato[m]	Spessore verticale [m]	Quote (da - a)	Descrizione
1.00	0.98	36.68 - 35.70	Platea di rinforzo in calcestruzzo, compatta, clasti spigolosi da 1-3 cm. Da 0.80 m a 1.00 m quote da 35.90 a 35.70m) clasti da 10-20 cm subarrotondati.
0.10	0.10	35.70 - 35.60	Cordolo basale della pila costituito da mattoni pieni (UNI 5.5 x 11.5 x 25 cm).
1.20	1.18	35.60 - 34.41	Fondazione in calcestruzzo compatto con rare vescicolazioni (clasti subarrotondati da 2-3 cm ma anche da 10-20 cm).

3.20	3.15	34.41 - 31.26	Ghiaia subarrotondata centimetrica (2-5 cm) ed alcuni ciottoli (6-7 cm) in matrice ad abbondanza variabile sabbiosa (media e fine) debolmente limosa, colore grigio-grigio scuro, moderatamente consistente (consistenza in aumento a partire da 4.50m, quota 32.25m), bagnata.
0.30	0.30	31.26 - 30.97	Sabbia media e fine grigia a tratti debolmente limosa, con ghiaia subarrotondata, bagnata.
0.60	0.59	30.97 - 30.38	Ghiaia subarrotondata centimetrica (2-5 cm) ed alcuni ciottoli (6-7 cm) in matrice ad abbondanza variabile sabbiosa (media e fine) debolmente limosa, colore grigio-grigio scuro, consistente, bagnata.
2.60	2.56	30.38 - 27.82	Ghiaia (piuttosto addensata) subarrotondata da millimetrica a centimetrica (max 5cm, prevalente 2-3 cm) in matrice sabbiosa debolmente limosa grigia-marrone, bagnata.

Tabella 5.6 Riepilogo dei carotaggi eseguiti in corrispondenza dei basamenti delle pile nel 2017.

Ulteriori considerazioni possono essere tratte dalla documentazione fotografica derivante dai lavori eseguiti nel 2015-2016 relativi al I lotto, finalizzati alla risoluzione dei problemi legati ai processi di erosione e di scalzamento delle strutture [178]. In tale contesto, al fine di realizzare la platea nervata sono state messe in mostra parte delle fondazioni del lato di valle, più recente. In particolare, alcune foto hanno messo in mostra la presenza di pali in legno battuti al di sotto del basamento delle pile stesse (Figura 5.19, Figura 5.20 e Figura 5.21). Tale aspetto è stato confermato anche dal sondaggio SG1 indicato in precedenza, il quale ha individuato un frammento di legno.



Figura 5.19 Foto realizzata il 27/10/2015 durante la realizzazione delle opere del I lotto in corrispondenza della porzione di valle della pila 8. [178]



Figura 5.20 Foto realizzata il 27/10/2015 durante la realizzazione delle opere del I lotto in corrispondenza della porzione di valle della pila 7. [178]



Figura 5.21 Foto realizzata il 13/07/2016 durante la realizzazione delle opere del I lotto in corrispondenza della porzione di valle delle pile 13 e 14. [178]

Informazioni ulteriori riguardanti tale fondazione su pali possono ritrovarsi in quanto già riportato in precedenza a riguardo del progetto redatto dall'ing. Panighi tra il 1777 ed il 1780 [169].

Ulteriori valutazioni si possono ottenere anche dalle indagini subacquee realizzate per evidenziare problemi di erosione e conseguente scalzamento delle pile in alveo (dalla 8 alla 16) [177]. Dai rilievi altimetrici e batimetrici è possibile arrivare ad individuare le quote di fondo alveo a monte e valle, indicando quindi, se non scalzate, delle profondità minime che le fondazioni di tali pile possono raggiungere. Per la porzione di monte l'unica quota che si rivela poter essere utile è quella in corrispondenza alla pila 12, pari a 33.71 m, in buon accordo con quanto ricavato dal carotaggio S6, eseguito sulla pila 9, il quale aveva ricavato un valore di 33.60 m. Per la porzione di valle invece, è stato stimato un fondo alveo con quota 35.01 m per le pile 8, 9 e 11, 35.11 m per la 10, 34.41 m per la 12 e 13, 34.51 m per la 14 e 34.61 m per la 15. Il valore di 35.01m per la pila 8 è in buon accordo con quello stimato dal carotaggio S3 pari a 35.15m; vi è inoltre perfetta corrispondenza tra il valore di 34.41m per la pila 12 e quello ricavato dal sondaggio SG2, identici. Nella Tabella 5.7 sono sintetizzati i valori ricavati.

Numero pila	Quota di imposta della fondazione lato monte (1200) [m s.l.m.]		Quota di imposta fondazione lato valle (1800) [m s.l.m.]		Quota assunta [m s.l.m.]
3	-		-		35.00
4	-		-		35.00
5	34.00		36.00		35.00
6	-		35.80		35.00
7	33.39		-		34.30
8	-		35.15		34.30
9	33.60		35.01		34.30
10	-		35.01		34.30
11	-		35.01		34.30
12	33.71		34.41		34.30
13	-		34.41		34.30
14	-		34.51		34.30
15	34.16		34.61		34.30
16	-		-		34.30
17	34.85		-		34.30
18	-		35.75		35.80
19	34.50	36.50	34.50	36.50	35.80
20	-		-		35.80

Tabella 5.7 Riepilogo delle quote di imposta delle fondazioni; in grassetto sono indicati i valori ricavati dalle prove mentre con carattere normale quelle stimate facendo uso delle indagini subacquee. Nell'ultima colonna sono poi indicate le quote medie assunte.

Si anticipa sin d'ora che, nonostante la quota assumibile per l'imposta delle fondazioni sia quella indicata in precedenza, in corrispondenza della porzione in alveo interessata dagli interventi anti-scalzamento, la soletta realizzata funge da vincolo per le pile dalla 7 alla 16, le quali si suppongono ritrovarsi ad essere vincolate in corrispondenza dell'estradosso di tale soletta nervata.

5.2.4. Determinazione dello stato di sollecitazione e delle caratteristiche di deformabilità della muratura mediante l'uso di martinetti piatti

Tra il 18/04/2016 ed il 09/09/2016 sono state eseguite inoltre delle prove con martinetti piatti al fine di risalire allo stato di sollecitazione esistente in alcune murature (con il martinetto piatto singolo) e di valutarne le caratteristiche di deformabilità (con il martinetto piatto doppio) [180]. Tali prove sono state eseguite in corrispondenza della porzione di monte della pila 7, della porzione di valle della 11, della porzione di monte della 17 ed infine della porzione di valle della 18. I risultati delle prove con martinetti piatti singoli sono sintetizzati in Tabella 5.8.

Posizione del punto esaminato	Altezza dal piano di calpestio [m]	Tensione nel punto di prova σ [MPa]
Pila 7 – Monte	1.35	2.105
Pila 11 – Valle	1.50	1.269
Pila 17 – Monte	1.30	2.105
Pila 18 - Valle	1.10	1.932

Tabella 5.8 Riepilogo delle tensioni presenti in alcuni paramenti murari ottenute attraverso prove con martinetti singoli piatti. Riadattato da [180]

Per quanto riguarda le prove con i martinetti piatti doppi, i valori di deformazione verticale ed orizzontali sono stati ricavati facendo riferimento rispettivamente a tre basi di misura verticali, di dimensione 250 mm (mentre i martinetti sono stati disposti ad una distanza di 50 cm) e due orizzontali (Figura 5.22), eseguendo il rapporto tra la media dei valori di estensione e la dimensione della base di misura.

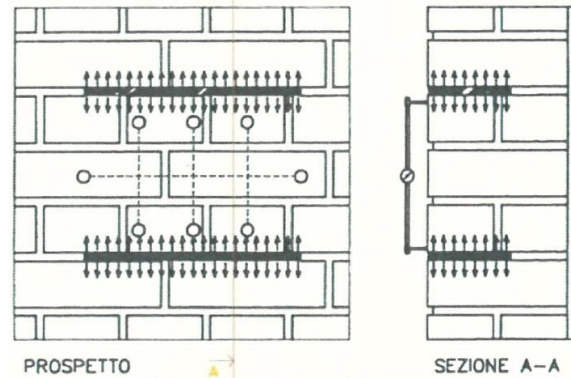


Figura 5.22 Schema della prova realizzata con martinetti piatti doppi. [180]

Dai valori di deformazione si sono poi stimati i valori del modulo elastico longitudinale, valutato tra due passi di carico successivi, in riferimento alle fasi di scarico elastico. Inoltre, dai risultati in direzione trasversale, per rapporto tra deformazioni trasversali e longitudinali riferite al medesimo stato tensionale, è stato possibile stimare il valore del modulo di Poisson.

Tutte le informazioni descritte sono riassunte nelle tabelle seguenti, nelle quali l'unica informazione non riportata è riferita appunto al modulo di Poisson, il quale è risultato prossimo a $\nu = 0.20$, valore che si ritrova anche nella letteratura tecnica [21]. Insieme alle tabelle verranno anche riportati i grafici tensione-deformazione corrispondenti.

Pressione applicata [MPa]	Basi di misura longitudinali					E [MPa]	Basi di misura trasversali			
	V1 [mm]	V2 [mm]	V3 [mm]	V med [mm]	Def. media		H1 [mm]	H2 [mm]	H med [mm]	Def. media
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000E+00		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
0.279	0.016	0.007	0.009	0.011	4.267E-05		-0.004	0.000	-0.0020	-8.000E-06
0.558	0.024	0.015	0.015	0.018	7.200E-05		-0.006	-0.003	-0.0045	-1.800E-05
0.837	0.028	0.020	0.021	0.023	9.200E-05		-0.008	-0.004	-0.0060	-2.400E-05
1.116	0.032	0.026	0.021	0.026	1.053E-04		-0.009	-0.005	-0.0070	-2.800E-05
1.395	0.036	0.034	0.027	0.032	1.293E-04		-0.011	-0.007	-0.0090	-3.600E-05
1.674	0.046	0.046	0.030	0.041	1.627E-04		-0.012	-0.008	-0.0100	-4.000E-05
0.837	0.034	0.018	0.021	0.024	9.733E-05	12811	-0.007	-0.004	-0.0055	-2.200E-05
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000E+00	8599	0.000	0.006	0.0030	1.200E-05
0.558	0.016	0.014	0.007	0.012	4.933E-05		-0.006	-0.001	-0.0035	-1.400E-05
1.116	0.029	0.019	0.028	0.025	1.013E-04		-0.011	-0.005	-0.0080	-3.200E-05
1.674	0.044	0.044	0.034	0.041	1.627E-04		-0.013	-0.009	-0.0110	-4.400E-05
2.232	0.052	0.048	0.045	0.048	1.933E-04		-0.016	-0.011	-0.0135	-5.400E-05
2.790	0.061	0.058	0.059	0.059	2.373E-04		-0.021	-0.014	-0.0175	-7.000E-05
3.348	0.079	0.069	0.079	0.076	3.027E-04		-0.025	-0.021	-0.0230	-9.200E-05
3.906	0.093	0.081	0.101	0.092	3.667E-04		-0.032	-0.030	-0.0310	-1.240E-04
1.674	0.037	0.027	0.033	0.032	1.293E-04	9404	-0.020	-0.009	-0.0145	-5.800E-05

0.000	0.000	0.003	0.000	0.001	4.000E-06	13356	0.000	0.006	0.0030	1.200E-05
0.837	0.019	0.018	0.021	0.019	7.733E-05		-0.008	-0.006	-0.0070	-2.800E-05
1.674	0.046	0.038	0.036	0.040	1.600E-04		-0.015	-0.008	-0.0115	-4.600E-05
2.511	0.062	0.059	0.056	0.059	2.360E-04		-0.020	-0.014	-0.0170	-6.800E-05
3.348	0.100	0.069	0.087	0.085	3.413E-04		-0.025	-0.021	-0.0230	-9.200E-05
4.185	0.121	0.086	0.115	0.107	4.293E-04		-0.034	-0.033	-0.0335	-1.340E-04
5.022	0.149	0.119	0.155	0.141	5.640E-04		-0.043	-0.034	-0.0385	-1.540E-04
5.859	0.201	0.150	0.207	0.186	7.440E-04		-0.058	-0.040	-0.0490	-1.960E-04
6.696	0.249	0.177	0.250	0.225	9.013E-04		-0.075	-0.049	-0.0620	-2.480E-04
7.440	0.304	0.210	0.310	0.275	1.099E-03		-0.090	-0.056	-0.0730	-2.920E-04
3.720	0.178	0.102	0.171	0.150	6.013E-04	7480	-0.060	-0.021	-0.0405	-1.620E-04
0.000	0.000	-0.005	0.007	0.001	2.667E-06	6214	-0.012	0.006	-0.0030	-1.200E-05
1.395	0.064	0.025	0.062	0.050	2.013E-04		-0.012	-0.002	-0.0070	-2.800E-05
2.790	0.141	0.079	0.128	0.116	4.640E-04		-0.027	-0.012	-0.0195	-7.800E-05
4.185	0.188	0.117	0.179	0.161	6.453E-04		-0.042	-0.023	-0.0325	-1.300E-04
5.580	0.239	0.157	0.240	0.212	8.480E-04		-0.061	-0.026	-0.0435	-1.740E-04
6.975	0.290	0.193	0.295	0.259	1.037E-03		-0.090	-0.053	-0.0715	-2.860E-04
8.370	0.400	0.261	0.372	0.344	1.377E-03		-0.124	-0.070	-0.0970	-3.880E-04
9.765	0.474	0.332	0.471	0.426	1.703E-03		-0.171	-0.112	-0.1415	-5.660E-04
4.650	0.321	0.185	0.314	0.273	1.093E-03	8394	-0.112	-0.061	-0.0865	-3.460E-04
0.000	0.055	0.025	0.048	0.043	1.707E-04	5040	-0.041	-0.005	-0.0230	-9.200E-05

Tabella 5.9 Riepilogo della prova con martinetto piatto doppio realizzata in corrispondenza della porzione di monte della pila 7. Riadattato da [180]

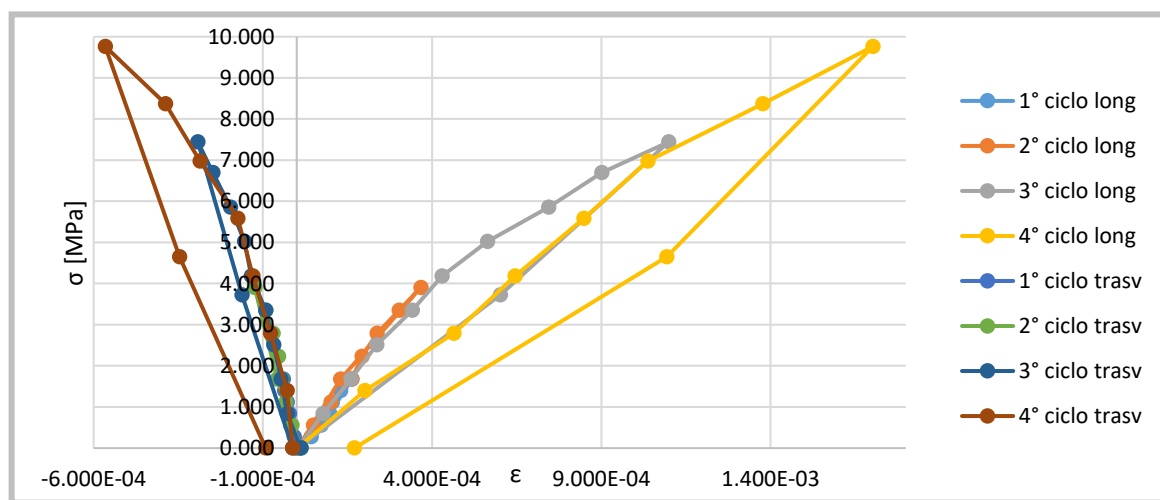


Grafico 5.1 Andamento tensione-deformazione in direzione longitudinale e trasversale in corrispondenza della porzione di monte della pila 7.

Pressione applicata [MPa]	Basi di misura longitudinali					E [MPa]	Basi di misura trasversali			
	V1 [mm]	V2 [mm]	V3 [mm]	V med [mm]	Def. media		H1 [mm]	H2 [mm]	H med [mm]	Def. media
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000E+00		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
0.186	0.028	0.018	0.007	0.018	7.067E-05		0.000	-0.001	-0.0005	-2.000E-06
0.372	0.032	0.018	0.011	0.020	8.133E-05		-0.001	-0.002	-0.0015	-6.000E-06
0.558	0.033	0.032	0.011	0.025	1.013E-04		-0.003	-0.002	-0.0025	-1.000E-05
0.744	0.036	0.032	0.014	0.027	1.093E-04		-0.003	-0.002	-0.0025	-1.000E-05
0.000	0.004	-0.003	0.003	0.001	5.333E-06	7154	0.000	0.001	0.0005	2.000E-06
0.465	0.022	0.033	0.012	0.022	8.933E-05		-0.004	-0.005	-0.0045	-1.800E-05
0.930	0.036	0.038	0.030	0.035	1.387E-04		-0.009	-0.011	-0.0100	-4.000E-05
1.395	0.048	0.053	0.041	0.047	1.893E-04		-0.009	-0.015	-0.0120	-4.800E-05
1.860	0.077	0.069	0.061	0.069	2.760E-04		-0.013	-0.017	-0.0150	-6.000E-05
2.325	0.082	0.090	0.080	0.084	3.360E-04		-0.019	-0.023	-0.0210	-8.400E-05
0.930	0.032	0.035	0.039	0.035	1.413E-04	7166	-0.014	-0.004	-0.0090	-3.600E-05
0.000	0.000	-0.003	-0.002	-0.002	-6.667E-06	6284	-0.001	0.001	0.0000	0.000E+00
0.930	0.040	0.037	0.025	0.034	1.360E-04		-0.016	-0.009	-0.0125	-5.000E-05
1.860	0.068	0.071	0.065	0.068	2.720E-04		-0.023	-0.021	-0.0220	-8.800E-05
2.790	0.125	0.110	0.101	0.112	4.480E-04		-0.037	-0.028	-0.0325	-1.300E-04
3.720	0.157	0.163	0.144	0.155	6.187E-04		-0.058	-0.041	-0.0495	-1.980E-04
4.650	0.248	0.258	0.228	0.245	9.787E-04		-0.084	-0.073	-0.0785	-3.140E-04
2.325	0.177	0.177	0.145	0.166	6.653E-04	7420	-0.063	-0.045	-0.0540	-2.160E-04
0.000	0.023	0.024	0.004	0.017	6.800E-05	3892	-0.016	-0.005	-0.0105	-4.200E-05
1.395	0.117	0.108	0.083	0.103	4.107E-04					
2.790	0.170	0.181	0.150	0.167	6.680E-04					
4.185	0.234	0.244	0.208	0.229	9.147E-04					
5.580	0.341	0.369	0.326	0.345	1.381E-03					
6.975	0.700	0.700	0.621	0.674	2.695E-03					

Tabella 5.10 Riepilogo della prova con martinetto piatto doppio realizzata in corrispondenza della porzione di valle della pila 11. Riadattato da [180]

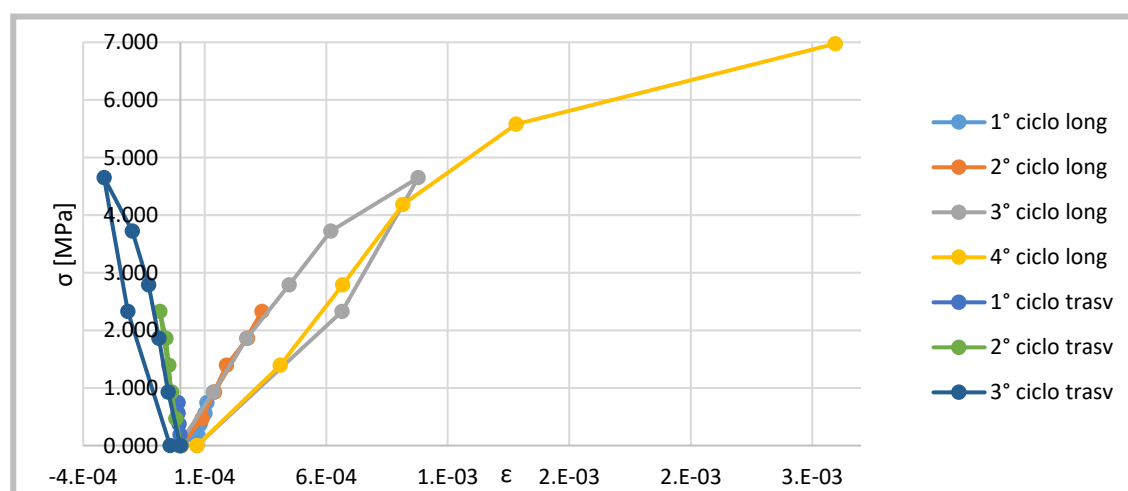


Grafico 5.2 Andamento tensione-deformazione in direzione longitudinale e trasversale in corrispondenza della porzione di valle della pila 11.

Pressione applicata [MPa]	Basi di misura longitudinali					E [MPa]	Basi di misura trasversali			
	V1 [mm]	V2 [mm]	V3 [mm]	V med [mm]	Def. media		H1 [mm]	H2 [mm]	H med [mm]	Def. media
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000E+00		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
0.372	0.017	0.011	0.010	0.013	5.067E-05		-0.001	-0.002	-0.0015	-6.000E-06
0.744	0.027	0.027	0.026	0.027	1.067E-04		-0.003	-0.002	-0.0025	-1.000E-05
1.116	0.043	0.031	0.026	0.033	1.333E-04		-0.003	-0.002	-0.0025	-1.000E-05
1.488	0.054	0.047	0.044	0.048	1.933E-04		-0.003	-0.002	-0.0025	-1.000E-05
1.860	0.058	0.060	0.049	0.056	2.227E-04		-0.003	-0.002	-0.0025	-1.000E-05
1.302	0.051	0.043	0.040	0.045	1.787E-04	12682	-0.003	0.000	-0.0015	-6.000E-06
0.651	0.032	0.031	0.032	0.032	1.267E-04	12519	-0.002	0.000	-0.0010	-4.000E-06
0.000	0.006	0.005	0.004	0.005	2.000E-05	6103	0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
0.744	0.034	0.027	0.022	0.028	1.107E-04		-0.003	-0.002	-0.0025	-1.000E-05
1.488	0.063	0.048	0.036	0.049	1.960E-04		-0.003	-0.002	-0.0025	-1.000E-05
2.232	0.071	0.057	0.057	0.062	2.467E-04		-0.003	-0.002	-0.0025	-1.000E-05
2.976	0.089	0.079	0.077	0.082	3.267E-04		-0.004	-0.002	-0.0030	-1.200E-05
3.720	0.104	0.094	0.084	0.094	3.760E-04		-0.004	-0.003	-0.0035	-1.400E-05
2.418	0.071	0.071	0.062	0.068	2.720E-04	12519	-0.004	-0.002	-0.0030	-1.200E-05
1.209	0.057	0.039	0.029	0.042	1.667E-04	11478	-0.003	-0.002	-0.0025	-1.000E-05
0.000	0.005	0.007	0.011	0.008	3.067E-05	8890	0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
1.116	0.040	0.043	0.035	0.039	1.573E-04		-0.003	-0.002	-0.0025	-1.000E-05
2.232	0.073	0.066	0.060	0.066	2.653E-04		-0.004	-0.002	-0.0030	-1.200E-05
3.348	0.097	0.093	0.082	0.091	3.627E-04		-0.005	-0.003	-0.0040	-1.600E-05
4.464	0.121	0.114	0.098	0.111	4.440E-04		-0.007	-0.005	-0.0060	-2.400E-05
5.580	0.153	0.144	0.135	0.144	5.760E-04		-0.013	-0.011	-0.0120	-4.800E-05
3.720	0.101	0.098	0.090	0.096	3.853E-04	9755	-0.005	-0.008	-0.0065	-2.600E-05
1.860	0.062	0.055	0.047	0.055	2.187E-04	11160	-0.004	-0.004	-0.0040	-1.600E-05
0.000	0.012	0.014	0.010	0.012	4.800E-05	10898	0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
1.860	0.103	0.068	0.084	0.085	3.400E-04		-0.004	-0.003	-0.0035	-1.400E-05
3.720	0.125	0.111	0.102	0.113	4.507E-04		-0.005	-0.007	-0.0060	-2.400E-05
5.580	0.153	0.146	0.138	0.146	5.827E-04		-0.013	-0.013	-0.0130	-5.200E-05
7.440	0.204	0.189	0.187	0.193	7.733E-04		-0.020	-0.024	-0.0220	-8.800E-05
9.300	0.287	0.257	0.258	0.267	1.069E-03		-0.057	-0.077	-0.0670	-2.680E-04
6.138	0.224	0.185	0.188	0.199	7.960E-04	11568	-0.041	-0.060	-0.0505	-2.020E-04
3.069	0.145	0.132	0.124	0.134	5.347E-04	11744	-0.025	-0.030	-0.0275	-1.100E-04
0.000	0.048	0.025	0.025	0.033	1.307E-04	7597	-0.005	-0.001	-0.0030	-1.200E-05

Tabella 5.11 Riepilogo della prova con martinetto piatto doppio realizzata in corrispondenza della porzione di monte della pila 17. Riadattato da [180]

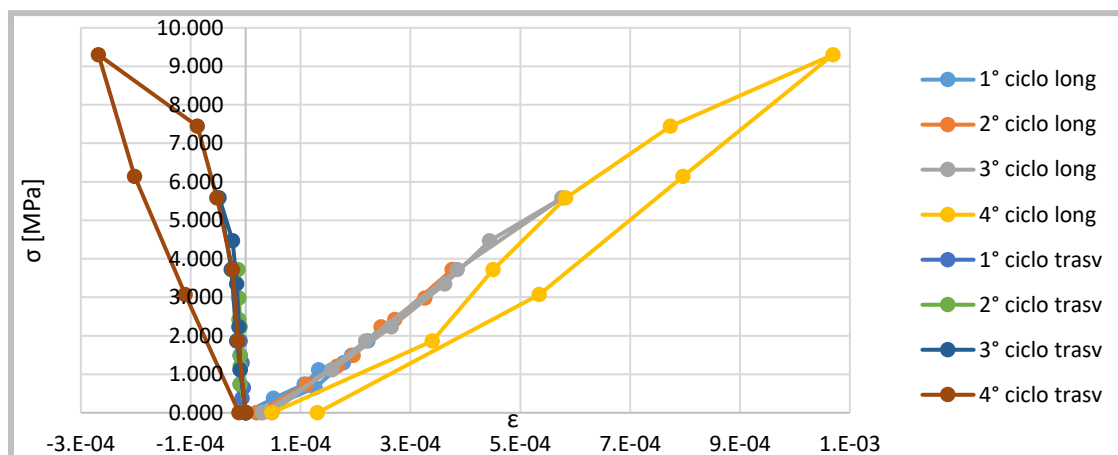


Grafico 5.3 Andamento tensione-deformazione in direzione longitudinale e trasversale in corrispondenza della porzione di monte della pila 17.

Pressione applicata [MPa]	Basi di misura longitudinali					E [MPa]	Basi di misura trasversali			
	V1 [mm]	V2 [mm]	V3 [mm]	V med [mm]	Def. media		H1 [mm]	H2 [mm]	H med [mm]	Def. media
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000E+00		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
0.372	0.013	0.007	0.004	0.008	3.200E-05		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
0.744	0.014	0.010	0.006	0.010	4.000E-05		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
1.116	0.014	0.015	0.010	0.013	5.200E-05		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
1.488	0.019	0.017	0.014	0.017	6.667E-05		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
1.860	0.025	0.019	0.018	0.021	8.267E-05		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
1.302	0.022	0.018	0.015	0.018	7.333E-05	59786	0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
0.651	0.005	0.006	0.005	0.005	2.133E-05	12519	0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
0.000	0.001	0.000	-0.001	0.000	0.000E+00	30516	0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
0.744	0.015	0.011	0.004	0.010	4.000E-05		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
1.488	0.031	0.020	0.012	0.021	8.400E-05		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
2.232	0.036	0.026	0.026	0.029	1.173E-04		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
2.976	0.041	0.032	0.035	0.036	1.440E-04		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
3.720	0.047	0.043	0.053	0.048	1.907E-04		-0.001	0.000	-0.0005	-2.000E-06
2.418	0.035	0.029	0.035	0.033	1.320E-04	22193	0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
1.209	0.020	0.013	0.016	0.016	6.533E-05	18135	0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
0.000	0.003	0.000	0.000	0.001	4.000E-06	19712	0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
1.116	0.020	0.022	0.018	0.020	8.000E-05		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
2.232	0.043	0.037	0.034	0.038	1.520E-04		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
3.348	0.063	0.057	0.051	0.057	2.280E-04		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
4.464	0.081	0.075	0.076	0.077	3.093E-04		-0.002	-0.002	-0.0020	-8.000E-06
5.580	0.091	0.087	0.090	0.089	3.573E-04		-0.005	-0.004	-0.0045	-1.800E-05
3.720	0.056	0.048	0.059	0.054	2.173E-04	13286	-0.002	-0.003	-0.0025	-1.000E-05
1.860	0.047	0.031	0.029	0.036	1.427E-04	24911	-0.001	-0.002	-0.0015	-6.000E-06
0.000	0.006	0.003	0.003	0.004	1.600E-05	14684	0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
1.860	0.040	0.049	0.038	0.042	1.693E-04		0.000	0.000	0.0000	0.000E+00
3.720	0.079	0.070	0.069	0.073	2.907E-04		-0.002	-0.002	-0.0020	-8.000E-06
5.580	0.097	0.094	0.092	0.094	3.773E-04		-0.005	-0.005	-0.0050	-2.000E-05

7.440	0.131	0.131	0.119	0.127	5.080E-04		-0.011	-0.009	-0.0100	-4.000E-05
9.300	0.165	0.163	0.164	0.164	6.560E-04		-0.023	-0.016	-0.0195	-7.800E-05
6.138	0.095	0.102	0.100	0.099	3.960E-04	12162	-0.008	-0.004	-0.0060	-2.400E-05
3.069	0.057	0.057	0.058	0.057	2.293E-04	18414	-0.005	0.000	-0.0025	-1.000E-05
0.000	0.015	0.016	0.006	0.012	4.933E-05	17050	0.000	0.000	0.0000	0.000E+00

Tabella 5.12 Riepilogo della prova con martinetto piatto doppio realizzata in corrispondenza della porzione di valle della pila 18. Riadattato da [180]

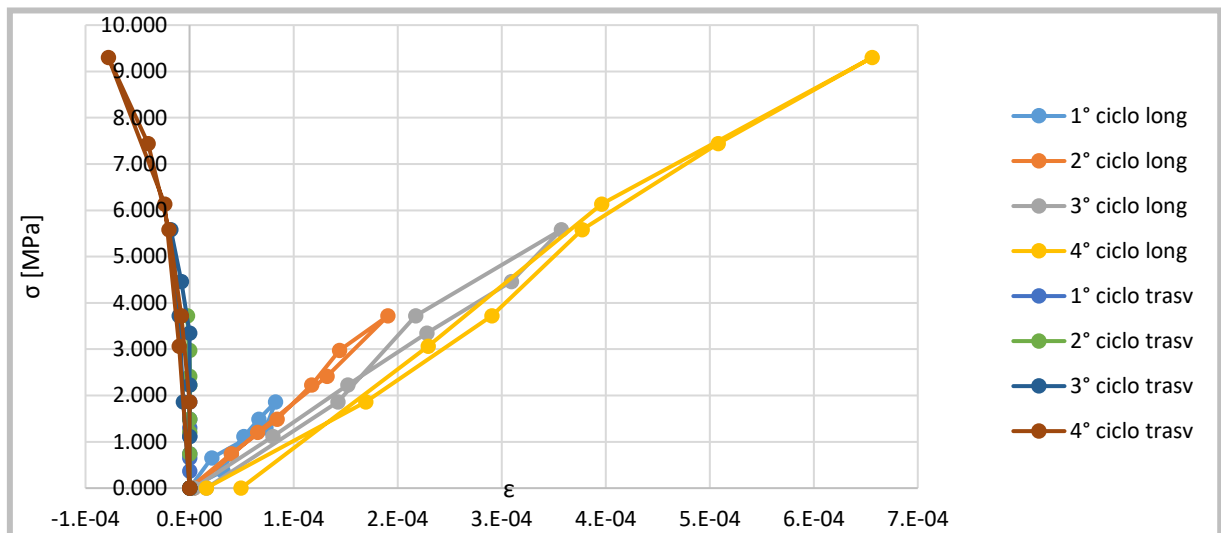


Grafico 5.4 Andamento tensione-deformazione in direzione longitudinale e trasversale in corrispondenza della porzione di valle della pila 18.

5.2.5. Determinazione della resistenza meccanica di mattoni, pietre e malte

In data 18/04/2016 sono stati prelevati dei campioni di laterizio, pietra e malta dalle pile del ponte e sono stati portati a rottura per schiacciamento il 18/05/2016, al fine di determinarne la resistenza a compressione. In particolare essi sono stati prelevati in corrispondenza delle porzioni di monte delle pile 8 e 12. Per quanto riguarda i mattoni e le pietre, il carico di prova è stato applicato normalmente al piano di posa dell'elemento in opera su superfici preventivamente spianate mediante rettifica meccanica mentre per i provini di malta di allestimento, in laboratorio si è proceduto all'intaglio, con apposita sega, cercando di disturbare il meno possibile il campione, andando a ricavare una serie di provini, su cui si è eseguita la prova di compressione, caricando il giunto di malta con appositi punzoni; la velocità della prova è stata posta pari a 5 mm/min [180]. Nelle tabelle seguenti sono indicati i risultati delle prove.

Provino	Dimensioni della faccia caricata [mm]	Superficie di carico [mm ²]	Altezza [mm]	Massa [g]	Densità [kg/m ³]	Carico di rottura [N]	Carico di rottura unitario [N/mm ²]
1	50.0 x 50.0	2500.00	50.5	220.0	1743	103540	41.42
2	50.0 x 50.0	2500.00	50.0	213.0	1704	109620	43.85
3	50.0 x 50.0	2500.00	50.0	210.0	1680	69500	27.80
4	50.0 x 50.2	2510.00	49.8	214.0	1712	99240	39.54
5	50.0 x 50.0	2500.00	50.3	219.0	1742	127290	50.92

Carico di rottura unitario medio [N/mm²] 40.70

Tabella 5.13 Resistenza a compressione dei mattoni (parte di monte della pila numero 8). [180]

Provino	Dimensioni della faccia caricata [mm]	Superficie di carico [mm ²]	Altezza [mm]	Massa [g]	Densità [kg/m ³]	Carico di rottura [N]	Carico di rottura unitario [N/mm ²]
1	20.0 x 17.0	340.00	19.0	8.7	1347	2514	7.39
2	25.0 x 21.0	525.00	14.0	9.9	1347	3212	6.12
3	20.0 x 16.0	320.00	17.0	9.5	1746	2169	6.78
4	22.0 x 18.0	396.00	13.0	6.0	1166	1959	4.95
5	19.0 x 20.0	380.00	17.0	11.0	1703	2714	7.14

Carico di rottura unitario medio [N/mm²] 6.48

Tabella 5.14 Resistenza a compressione della malta di allettamento associata ai mattoni (parte di monte della pila numero 8). [180]

Provino	Dimensioni della faccia caricata [mm]	Superficie di carico [mm ²]	Altezza [mm]	Massa [g]	Densità [kg/m ³]	Carico di rottura [N]	Carico di rottura unitario [N/mm ²]
1	60.5 x 60.8	3678.40	61.3	587.0	2603	362400	98.52
2	60.9 x 60.7	3696.63	61.2	583.0	2577	398400	107.77
3	60.8 x 60.8	3696.64	60.8	585.0	2603	320700	86.75
4	60.6 x 60.8	3684.48	61.4	580.0	2564	326000	88.48
5	60.6 x 60.6	3672.36	61.2	580.0	2581	340600	92.75

Carico di rottura unitario medio [N/mm²] 94.86

Tabella 5.15 Resistenza a compressione delle pietre (parte di monte della pila numero 8). [180]

Provino	Dimensioni della faccia caricata [mm]	Superficie di carico [mm ²]	Altezza [mm]	Massa [g]	Densità [kg/m ³]	Carico di rottura [N]	Carico di rottura unitario [N/mm ²]
1	25.0 x 16.0	400.00	19.0	11.8	1553	4720	11.80
2	22.0 x 20.0	440.00	16.0	10.2	1449	5210	11.84
3	26.0 x 20.0	520.00	15.0	10.2	1308	5382	10.35
4	21.0 x 21.0	441.00	14.0	8.7	1409	2862	6.49
5	27.0 x 17.0	459.00	19.0	13.2	1514	7298	15.90

Carico di rottura unitario medio [N/mm²] 11.28

Tabella 5.16 Resistenza a compressione della porzione di malta di allettamento associata alle pietre (parte di monte della pila numero 8). [180]

Provino	Dimensioni della faccia caricata [mm]	Superficie di carico [mm ²]	Altezza [mm]	Massa [g]	Densità [kg/m ³]	Carico di rottura [N]	Carico di rottura unitario [N/mm ²]
1	45.0 x 45.0	2025.00	44.6	166.0	1838	83870	41.42
2	45.2 x 44.8	2024.96	44.6	162.0	1794	57210	28.25
3	44.8 x 45.1	2020.48	44.6	168.0	1864	128660	63.68
4	44.7 x 44.8	2002.56	44.7	150.0	1676	58920	29.42
5	44.7 x 44.3	1980.21	44.9	147.0	1653	67980	34.33

Carico di rottura unitario medio [N/mm²] 39.42

Tabella 5.17 Resistenza a compressione dei mattoni (parte di monte della pila numero 12). [180]

Provino	Dimensioni della faccia caricata [mm]	Superficie di carico [mm ²]	Altezza [mm]	Massa [g]	Densità [kg/m ³]	Carico di rottura [N]	Carico di rottura unitario [N/mm ²]
1	24.0 x 17.0	408.00	16.0	9.7	1486	4574	11.21
2	32.0 x 26.0	832.00	12.0	14.9	1492	9455	11.36
3	35.0 x 20.0	700.00	16.0	15.7	1402	8395	11.99
4	30.0 x 23.0	690.00	9.0	8.4	1353	7214	10.46
5	18.0 x 19.0	342.00	19.0	9.6	1477	4542	13.28

Carico di rottura unitario medio [N/mm²] 11.66

Tabella 5.18 Resistenza a compressione della porzione di malta di allettamento associata ai mattoni (parte di monte della pila numero 12). [180]

Provino	Dimensioni della faccia caricata [mm]	Superficie di carico [mm ²]	Altezza [mm]	Massa [g]	Densità [kg/m ³]	Carico di rottura [N]	Carico di rottura unitario [N/mm ²]
1	60.7 x 60.6	3678.42	61.0	558.0	2487	313500	85.23
2	60.6 x 60.6	3672.36	61.0	555.0	2478	252900	68.87
3	60.7 x 60.7	3684.49	61.1	557.0	2474	267600	72.63
4	60.7 x 61.0	3702.70	61.0	556.0	2462	279000	75.35
5	60.8 x 61.1	3714.88	60.9	555.0	2453	281300	75.72

Carico di rottura unitario medio [N/mm²] 75.56

Tabella 5.19 Resistenza a compressione delle pietre (parte di monte della pila numero 12). [180]

Provino	Dimensioni della faccia caricata [mm]	Superficie di carico [mm ²]	Altezza [mm]	Massa [g]	Densità [kg/m ³]	Carico di rottura [N]	Carico di rottura unitario [N/mm ²]
1	37.0 x 20.0	740.00	12.0	11.0	1239	5532	7.48
2	24.0 x 18.0	432.00	12.0	7.3	1408	5374	12.44
3	26.0 x 25.0	650.00	13.0	9.4	1112	4073	6.27
4	32.0 x 23.0	736.00	12.0	12.7	1438	6186	8.40
5	25.0 x 16.0	400.00	15.0	8.0	1333	3921	9.80

Carico di rottura unitario medio [N/mm²] 8.88

Tabella 5.20 Resistenza a compressione della porzione di malta di allettamento associata alle pietre (parte di monte della pila numero 8). [180]

Dall'elaborazione statistica dei dati precedenti, si ottiene la resistenza a compressione media dei diversi materiali ed il relativo coefficiente di variazione (Tabella 5.21).

Materiale	Resistenza a compressione media [MPa]	Coefficiente di variazione (%)
Mattone	40.06	26.53
Pietra	85.21	13.73
Malta-mattone	9.07	30.31
Malta-pietra	10.08	28.53

Tabella 5.21 Resistenze a compressione media e relativo coefficiente di variazione dei materiali sperimentati.

A partire dall'equazione (2.2), è possibile risalire quindi ai valori di resistenza a compressione caratteristica della muratura. In particolare si ricorda debba essere $f_b \leq 75 \text{ MPa}$ (quindi per la muratura di pietra verrà fatto riferimento a tale valore massimo) e $f_m \leq \min(20 \text{ MPa}; 2 f_b)$. Il coefficiente di variazione degli elementi lapidei deve essere inoltre inferiore al 25%; tale aspetto non è verificato per i mattoni, ma la relazione verrà adottata comunque per ottenere dei valori indicativi. Vale infine, per entrambe le tipologie murarie, $K = 0.45$. I risultati sono riassunti in Tabella 5.22.

Tipologia muraria	Resistenza a compressione [MPa]
Muratura di mattoni	11.54
Muratura di pietre	18.48

Tabella 5.22 Resistenze a compressione caratteristiche delle tipologie murarie analizzate.

5.2.6. Sondaggi tramite pozzetti esplorativi, carotaggi continui ed indagini endoscopiche finalizzate alla determinazione stratigrafica dell'impalcato del ponte

Nei giorni 18, 19, 28, 29 Aprile e 9 Settembre 2016, oltre alle prove già indicate in precedenza, sono stati eseguiti dei sondaggi mediante pozzetti esplorativi all'estradosso dell'impalcato oltre che saggi diretti, carotaggi continui e indagini endoscopiche finalizzate alla determinazione stratigrafica dell'impalcato del ponte [180]. I risultati di tali analisi sono sintetizzati in Tabella 5.23.

Posizione	Lato	Tipologia	Spessore [cm]	Materiale
Mezzeria arcata 4	Valle	Pozzetto esplorativo	5.5	Asfalto
			10.0	San Pietrini
			5.0	Strato di posa sabbioso
			14.5	Riempimento compatto misto in aggregato e pietre
	Monte	Pozzetto esplorativo	7.0	Asfalto
			10.0	San Pietrini
			5.0	Strato di posa sabbioso
			8.0	Riempimento compatto misto in aggregato e rocce
Asse pila 4	Monte	Indagine endoscopica	7.0	Asfalto
			10.0	San Pietrini
			5.0	Strato di posa sabbioso
			98.0	Riempimento compatto misto in aggregato e pietre

Mezzeria arcata 5	Valle	Carotaggio continuo	4.0	Asfalto
			3.0	San Pietrini
			16.0	Strato di posa sabbioso
			44.0	Riempimento compatto misto in aggregato e pietre
			36.0	Mattoni
Arcata 5 a 3.0 m dall'asse della pila 5	Valle	Carotaggio continuo	5.0	Asfalto
			8.5	San Pietrini
			5.0	Strato di posa sabbioso
			20.0	Riempimento compatto misto in aggregato e rocce
			276.5	Riempimento sciolto con parte terminale in malta e frammenti di mattoni (approssimativamente per gli ultimi 70 cm)
			25.0	Mattoni
Asse pila 5	Valle	Carotaggio continuo	4.0	Asfalto
			7.0	San Pietrini
			237.0	Riempimento sciolto
Arcata 6 a 3.0 dall'asse della pila 5	Valle	Carotaggio continuo	6.0	Asfalto
			14.0	San Pietrini
			295.0	Riempimento misto
			25.0	Mattoni
Mezzeria arcata 6	Valle	Carotaggio continuo - Indagine endoscopica	6.0	Asfalto
			10.0	San Pietrini
			5.0	Strato di posa sabbioso
			34.0	Riempimento compatto
			18.0	Riempimento sciolto
			58.0	Riempimento compatto
			25.0	Mattoni
Mezzeria arcata 9	Monte	Carotaggio continuo - Indagine endoscopica	6.0	Asfalto
			7.0	San Pietrini
			11.0	Strato di posa sabbioso
			28.0	Riempimento compatto
			20.0	Riempimento sciolto
			68.0	Riempimento compatto
			18.0	Mattoni
Mezzeria arcata 11	Valle	Pozzetto esplorativo	7.0	Asfalto
			10.0	San Pietrini
			5.0	Strato di posa sabbioso
			11.0	Riempimento compatto misto in aggregato e pietre
	Monte	Pozzetto esplorativo - Indagine endoscopica	6.0	Asfalto
			10.0	San Pietrini
			5.0	Strato di posa sabbioso
			26.0	Riempimento compatto misto in aggregato e pietre
87.0	Mattoni			
Mezzeria arcata 14	Valle	Indagine endoscopica	7.0	Asfalto
			10.0	San Pietrini
			5.0	Strato di posa sabbioso

			30.0	Riempimento compatto	
			23.0	Riempimento sciolto	
			45.0	Riempimento compatto	
Mezzeria arcata 15	Valle	Carotaggio continuo - Indagine endoscopica	6.0	Asfalto	
			8.0	San Pietrini	
			5.0	Strato di posa sabbioso	
			32.0	Riempimento sciolto	
			20.0	Riempimento compatto	
			35.0	Mattoni	
Mezzeria arcata 16	Valle	Pozzetto esplorativo - Indagine endoscopica	8.0	Asfalto	
			10.0	San Pietrini	
			4.0	Strato di posa sabbioso	
			33.0	Riempimento compatto misto in aggregato e pietre	
			25.0	Riempimento sciolto in malta e frammenti di mattoni	
				48.0	Riempimento misto di pietra, aggregati e laterizio
	Monte	Pozzetto esplorativo - Indagine endoscopica	6.0	Asfalto	
			10.0	San Pietrini	
			5.0	Strato di posa sabbioso	
			89.0	Riempimento compatto misto in aggregato e pietre	
20.0			Mattoni		
Mezzeria arcata 17	Monte Valle	Pozzetto esplorativo - Indagine endoscopica	4.0	Asfalto	
			8.0	San Pietrini	
			9.0	Strato di posa sabbioso	
			26.0	Riempimento compatto	
			20.0	Riempimento sciolto	
			75.0	Riempimento compatto	
			25.0	Mattoni	

Tabella 5.23 Risultati delle prove finalizzate alla determinazione stratigrafica dell'impalcato del ponte.

Dai risultati delle prove lasciano particolarmente perplessi i valori relativi allo spessore dei soli mattoni ritrovati nelle diverse arcate (ad eccezione della 11). Essi risultano eccessivamente ridotti rispetto a quelli evidenziati negli elaborati storici riguardanti il ponte: si ricorda infatti che il Panighi, nel progetto di allargamento, riportava spessori di 75 cm, mentre nel progetto di ricostruzione a seguito dei danneggiamenti della seconda guerra mondiale, si ritrovano indicazioni relativamente allo spessore delle arcate di monte, variabile da 70 cm alle imposte e 60 cm in chiave, oltre che a quelli previsti nella ricostruzione, variabili da 100 cm alle imposte e 70 cm in chiave. Si può quindi ipotizzare che lo strato indicato come 'riempimento compatto' presente subito prima dei mattoni, possa essere in realtà ricondotto alle arcate. Per questo motivo, lo spessore che verrà adottato per essere sarà scelto facendo riferimento alle informazioni storiche; per le arcate non distrutte durante la seconda guerra mondiale verrà mantenuto lo spessore medio di 65 cm per la porzione di monte e 75 cm per quella di valle. Per quelle distrutte verrà fatto invece riferimento allo spessore di 85 cm (il quale corrisponde ad una media tra i 70 cm in chiave e 100 cm all'imposta previsti nel progetto di ricostruzione). I valori che si otterranno per le porzioni di monte e valle verranno poi a loro volta mediati

arrivando allo spessore effettivamente adottato nelle analisi. Tali informazioni sono riassunte nella Tabella 5.24.

Arcata		4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Spessore [cm]	Monte	65	85	85	65	65	85	65	65	65	65	65	65	65	85	65	65	65
	Valle	75	75	85	75	75	75	75	85	75	85	85	75	75	75	85	85	85
	Media	70	80	85	70	70	80	70	75	70	75	75	70	70	80	75	75	75

Tabella 5.24 Spessori delle arcate stimata a partire dagli elaborati storici.

Per quanto riguarda poi riempimento e rinfiacco, tenuto conto che i carotaggi eseguiti in corrispondenza dell'asse delle pile non sono in numero tale da permettere valutazioni rigorose, le maggiori informazioni sulla loro disposizione possono essere reperite dalla sezione longitudinale del progetto redatto dall'ing. Panighi.

5.2.7. Indagini di natura sismica

Nella campagna di indagini eseguita tra il 2013 ed il 2014 dai geologi Sandrelli e Costanzo vennero eseguite anche due analisi multicanale delle onde di superficie (MASW), con lineamenti sismici composti da 24 geofoni. Esse hanno permesso di caratterizzare, mediante il confronto con i risultati forniti dalle prove SPT, i terreni anche dal punto di vista sismico [179]. Dall'elaborazione dei risultati delle analisi MASW sono emersi i profili di velocità delle onde S al variare della profondità (valutata sino a 30.0 m) riportati in Figura 5.23. In un caso la velocità media è risulta essere 328 m/s (Figura 5.23 a sinistra) mentre nell'altro 337 m/s (Figura 5.23 a destra) [179].

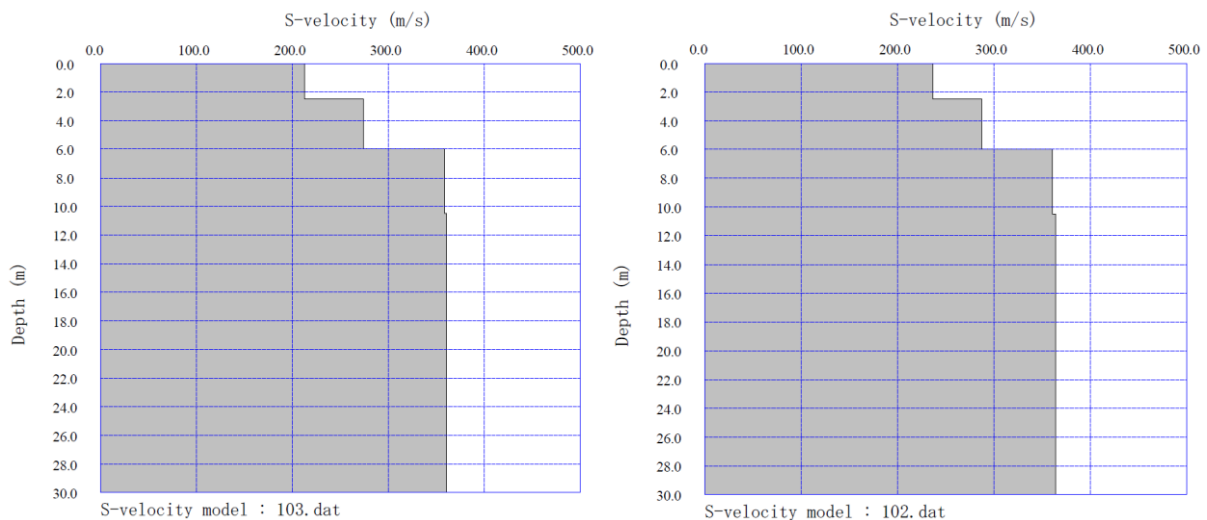


Figura 5.23 Profili di velocità delle onde S al variare della profondità come elaborati a seguito delle prove MASW eseguite nel 2013-2014. [179]

Sulla base di tali prove e facendo riferimento alla normativa vigente [182] (in particolare alle tabelle 3.2.II e 3.2.III), i terreni di fondazione possono essere ricondotti alla categoria di sottosuolo 'C' (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 m/s e 360 m/s*). Inoltre, per quanto riguarda le condizioni topografiche, è possibile inserire l'opera nella categoria T1 (*superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore a 15°*).

5.2.8. Caratterizzazione dinamica

Informazioni riguardanti il comportamento dinamico del ponte possono essere ricavate da un altro lavoro di tesi [25], nel quale esso è stato identificato facendo riferimento a delle prove in situ, a seguito della registrazione delle accelerazioni causate dal traffico veicolare e da una conseguente analisi nel dominio delle frequenze, la quale ne ha permesso l'individuazione dei parametri modali (frequenze e forme modali).

Le indagini dinamiche sono state svolte in tre periodi: nel settembre 2017 gli accelerometri sono stati posti in chiave a 4 arcate (dalla 10 alla 13) nel lato di valle; a novembre le misure sono state ripetute per le stesse arcate e per lo stesso lato; in due giornate di gennaio 2018 esse sono state sviluppate per tutte le arcate, sia per la porzione di monte che per quella di valle.

Nella Tabella 5.25 sono riassunti i valori di frequenza propria con particolare riguardo al primo modo di vibrare, il quale verrà utilizzato nella calibrazione dei modelli in una fase successiva. Essi sono distinti per la porzione di monte e per quella di valle e successivamente mediati.

Arcata	Frequenze di primo modo [Hz]		
	Monte	Valle	Media
4	-	9.88	9.88
5	9.64	9.52	9.58
6	10.01	9.76	9.89
7	10.50	10.99	10.75
8	10.50	10.74	10.62
9	10.99	10.50	10.75
10	10.99	9.88	10.44
11	10.25	10.86	10.56
12	10.62	10.74	10.68
13	10.25	10.25	10.25
14	10.62	10.38	10.50
15	11.23	11.23	11.23
16	10.99	10.13	10.56
17	10.38	10.25	10.32
18	10.74	10.25	10.50
19	10.01	10.62	10.32
20	10.74	10.13	10.44

Tabella 5.25 Frequenze relative al primo modo derivanti da elaborazioni sperimentali, valutate per la porzione di monte e di valle con corrispondente valore medio. Riadattato da [25]

Capitolo 6

Il Pontelungo sul Reno: analisi numeriche statiche e sismiche

In questo capitolo verranno sviluppate ed illustrate le analisi numeriche, statiche e sismiche, riguardanti il Pontelungo sul Reno. Per prima cosa verrà riportato un breve inquadramento normativo, il quale consentirà la definizione dei modelli di carico e delle verifiche di maggior rilievo da svilupparsi, oltre che dare indicazioni riguardanti le proprietà dei materiali. Verranno poi descritte le metodologie di modellazione utilizzate nelle analisi, quali quella a fibre, con macro-elementi ed al continuo con un modello di frattura. Facendo uso delle prove di caratterizzazione dinamica e dei modelli maggiormente sofisticati, verrà eseguita una calibrazione relativa alle proprietà elastiche delle varie parti costituenti il ponte, in modo tale da poterle poi utilizzare nelle analisi successive. Alcune delle proprietà meccaniche dei materiali verranno stimate facendo uso delle prove realizzate in situ mentre altre saranno assunte in funzione di indicazioni reperibili dalla letteratura tecnica. In questo modo si realizzeranno delle valutazioni in relazione al comportamento statico e sismico del ponte, utilizzando i modelli indicati.

6.1. Introduzione

Prima di procedere con le analisi statiche e sismiche si intende dare un inquadramento alle modalità di procedere adottate. Per fare questo, per prima cosa verranno riprese le principali istruzioni relative alle normative tecniche nazionali di interesse ([10], [182], [34] e [35]) seguite poi dalle condizioni assunte nelle valutazioni.

Per quanto riguarda le indicazioni normative, si farà particolare riferimento a [10], la quale si rivolge esplicitamente ai ponti ad arco in muratura dando indicazioni rilevanti per la loro valutazione, le quali sono per lo più conformi alla norma tecnica attuale [182] salvo che per quanto riguarda la definizione delle azioni sismiche.

Per le analisi di natura statica, in funzione della tipologia di modellazione che si intende adottare, [10] indica come sia possibile eseguire la verifica del sistema portante longitudinale per strisce di larghezza pari alle corsie convenzionali, così come definite in [182], facendo riferimento alla condizione di carico della corsia numero 1. In questo modo è possibile considerare implicitamente verificato anche il sistema portante trasversale del ponte, in quanto non viene tenuta in conto l'azione di ripartizione del carico sulla sua larghezza effettiva, in particolar modo verso le zone meno sollecitate. A tal fine, come già visto nel capitolo 3, può risultare di particolare rilevanza il contributo determinato da riempimento e rinfiacco, il quale

può essere tenuto in conto secondo due possibili approcci [10]. Nel primo, essi vengono considerati unicamente in termini di peso proprio valutando anche la loro funzione di diffusione del carico mobile agente sulla carreggiata, il quale viene riportato su una certa porzione di arcata. In questo caso la condizione di carico corrisponderà a quella di carico uniforme e carico tandem previsto nello schema di carico 1, in riferimento alla corsia 1 di [182] con quest'ultimo uniformemente distribuito su una lunghezza pari a quella di impronta complessiva prevista da [182] (pari a 1.60 m) a cui aggiungere lo spessore della massicciata, tenendo conto di un angolo di diffusione del carico pari quindi a circa 45° . Nell'altro il contributo del riempimento e rinfianco possono essere considerati facendo riferimento a due condizioni successive: nella prima si valutano unicamente tali elementi, caricati secondo le prescrizioni di normativa (carico uniformemente distribuito e carico tandem) e vincolati in corrispondenza delle arcate; successivamente si applicherà all'arcata la reazione da essa esplicata in precedenza. Si osservi che, a prescindere dalla modalità adottata, è necessario valutare le proprietà della massicciata stradale, in riferimento alla sua effettiva capacità di ripartire il carico.

Per quanto riguarda le verifiche di natura sismica, [10] indica la possibilità di fare riferimento al solo SLV seguendo i concetti del 'Displacement-based Design'.

Si sottolinea poi come le norme prevedano l'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza che tengano conto del livello di conoscenza dell'opera, della conformità alle 'regole d'arte' utilizzate storicamente per la progettazione dei ponti ad arco in muratura, in modo tale da definire un fattore di confidenza FC con il quale ridurre i parametri meccanici dei materiali. Oltre al livello di conoscenza, per strutture che hanno generalmente un'età particolarmente considerevole come quelle oggetto di valutazione, è di particolare importanza tenere anche in conto il livello di degrado che essa presenta. A tal proposito [10] definisce un ulteriore coefficiente parziale, relativo appunto al degrado γ_D che tiene conto del quadro fessurativo e delle condizioni in cui si trova il ponte.

Per il caso in esame, non si hanno informazioni sufficientemente dettagliate riguardo lo stato effettivo del ponte in termini di quadri fessurativi particolari relativi alle strutture murarie. Allo stesso tempo pare che il livello di degrado non sia trascurabile. In ogni caso, le valutazioni verranno realizzate con l'obiettivo di valutare il comportamento del ponte facendo, per quanto possibile riferimento alle prove realizzate in situ e ad una condizione nella quale si siano risolte le problematiche locali di maggiore rilievo riguardo eventuali distacchi, mancanza di mattoni, problemi nella tessitura oltre che all'effettiva realizzazione degli ammorsamenti trasversali che consentano al ponte di presentare un effettivo comportamento monolitico.

Per questo motivo le considerazioni che verranno eseguite non seguiranno in toto le prescrizioni normative, non essendo questo l'obiettivo del presente lavoro, oltre che le effettive condizioni attuali, delle quali sarebbero necessarie maggiori informazioni per tenere in conto di tutti gli aspetti peculiari che il ponte presenta. Di conseguenza quella che verrà realizzata non sarà una valutazione dell'effettivo stato del ponte ma esso sarà utilizzato come esempio per mettere in mostra alcuni aspetti peculiari del comportamento dei ponti ad arco in muratura oltre che per eseguire dei confronti sulle varie tecniche di modellazione ed analisi attualmente disponibili, lasciando ad altri contesti valutazioni di carattere tecnico specificamente riguardanti tale struttura.

6.2. Metodologie di modellazione adottate e relativi legami costitutivi

In questo paragrafo verranno ripresi alcune delle tipologie di modellazione ed i corrispettivi legami costitutivi di maggiore utilizzo nelle applicazioni, effettivamente adottate nel seguito. Si partirà dal modello a fibre, implementato nel software Midas GEN, in cui la muratura sarà descritta dal *legame di Kent & Park*, il quale ne rappresenta con buona precisione il comportamento quando soggetta a compressione uniassiale. Successivamente si passerà ad una modellazione al continuo utilizzando un legame costitutivo elasto-fragile, il *total strain crack* implementato in Midas FEA. Infine verrà preso in esame il modello DMEM implementato in *HiStrA Bridges*.

6.2.1. Modellazione a fibre

La prima strategia di modellazione che si adotterà consiste nella modellazione a fibre, la quale è stata originariamente sviluppata per lo studio del comportamento di elementi in calcestruzzo armato [183]. In particolare il software che verrà utilizzato è Midas GEN [184].

L'elemento a fibre è un elemento beam non-lineare, a plasticità distribuita, il quale permette di descrivere accuratamente la risposta strutturale nei casi in cui si determinino fenomeni inelastici. Questo perché esso considera adeguatamente l'interazione che si determina tra azioni assiali e momento flettente, tiene conto del comportamento non lineare del materiale offrendo la possibilità di eseguire analisi strutturali in presenza di storie di carico anche piuttosto complesse, richiedendo un onere computazione relativamente ridotto rispetto ad altre tipologie di modellazione a causa dell'uso di elementi monodimensionali [141].

In questa tipologia di modellazione la generica sezione trasversale viene suddivisa in $n \times m$ fibre (Figura 6.1), caratterizzate da un legame costitutivo uniassiale. La legge forza-deformazione che la caratterizza viene determinata attraverso un'integrazione numerica della relazione tensione-deformazione delle singole fibre in corrispondenza dei punti di integrazione, partendo dall'ipotesi di piccole deformazioni e di conservazione delle sezioni piane¹⁶, non permettendo quindi alcun scorrimento tra le fibre. Maggiori dettagli teorici possono essere ritrovati in [141] e [184].

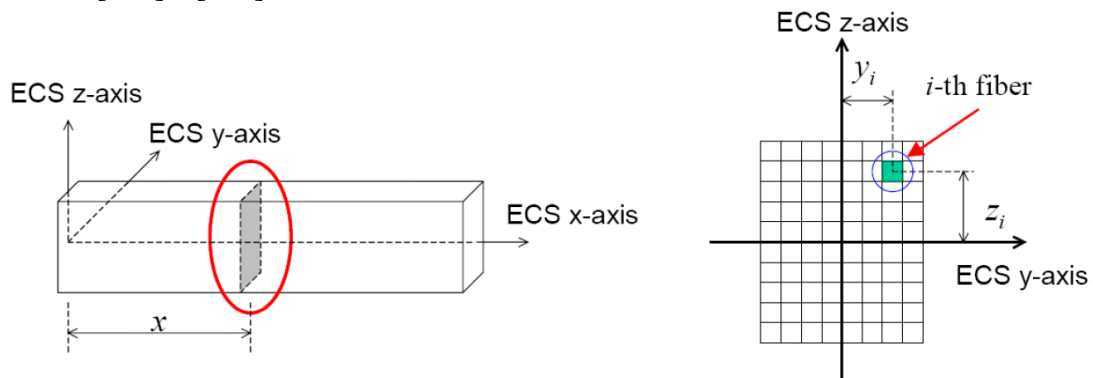


Figura 6.1 Discretizzazione di una sezione in fibre. [184]

Per quanto riguarda i legami costitutivi uniassiali per la definizione delle proprietà delle singole fibre con le quali viene suddivisa la sezione, è necessario osservare come uno dei modelli migliori per descrivere la risposta globale della muratura storica soggetta a compressione monotona è il *modello modificato di Kent & Park* [185], il quale corrisponde alla relazione tensione-deformazione proposta per il calcestruzzo da Kent & Park nel 1971 ed estesa in [186]. Essa consente di ottenere un buon bilanciamento tra semplicità ed accuratezza ed è stata per

¹⁶ Questa assunzione è stata confermata, con buona approssimazione, anche nella fase di comportamento non lineare, quando si iniziano a determinare concentrazioni tensionali e sviluppare fessurazioni, dalla sperimentazione realizzata recentemente su prismi di muratura soggetti a compressione eccentrica [207] [208].

questo motivo molto utilizzata nella modellazione delle strutture in calcestruzzo armato; nell'ultimo periodo è possibile individuare alcuni lavori in cui essa è stata adoperata anche per la muratura [163]. Essa infatti è adatta per rappresentare le proprietà di maggior rilievo mostrate dalla muratura storica nei test sperimentali secondo quanto proposto in [187] [188] in quanto è costituita da un tratto iniziale parabolico seguito da una fase non lineare precedente al raggiungimento della tensione di picco ed un comportamento post-picco caratterizzato da un ramo di rammollimento lineare fino al raggiungimento di una tensione residua; trascura inoltre la resistenza a trazione (Figura 6.2).

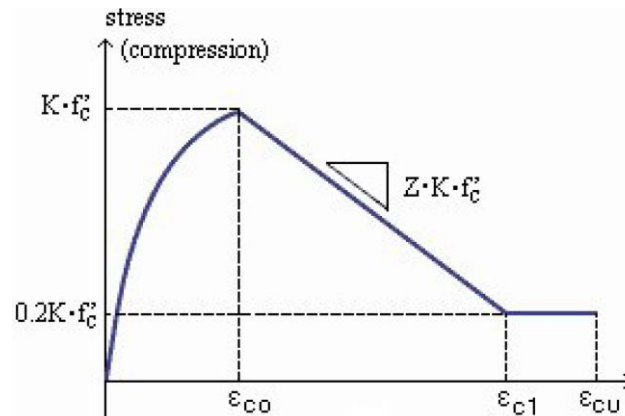


Figura 6.2 Modello di Kent & Park a compressione implementato in Midas GEN. [189]

Le grandezze che caratterizzano tale modello sono:

- ε : Deformazione
- ε_{c0} : Deformazione corrispondente alla tensione di picco
- ε_{cu} : Deformazione ultima
- σ : Tensione di compressione
- f'_c : Resistenza a compressione di picco
- K : Fattore di aumento della resistenza per confinamento laterale
- Z : Pendenza della curva di softening

In [188], i vari rami sono descritti dalle seguenti relazioni:

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{c0} = 0.0015 \quad \sigma = 1.067 f'_c \left[\frac{2\varepsilon}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon}{0.002} \right)^2 \right] \quad (6.1)$$

$$\varepsilon_{c0} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cu} \quad \sigma = \max\{f'_c [1 - Z(\varepsilon - 0.0015)]; 0.2 f'_c\}$$

Dove, indicando con f_j la resistenza a compressione della malta si ha:

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29 f_j}{145 f_j - 1000} - 0.002} \quad (6.2)$$

Le relazioni generali che caratterizzano i diversi rami sono le seguenti:

$$\varepsilon \leq \varepsilon_{c0} \quad \sigma = K f'_c \left[2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad (6.3)$$

$$\varepsilon_{c0} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cu} \quad \sigma = \max\{K f'_c [1 - Z(\varepsilon - \varepsilon_{c0})]; 0.2 K f'_c\}$$

Di conseguenza, nel caso di muratura non confinata, è possibile assumere $K = 1$, $\varepsilon_{c0} = 0.0015 \div 0.002$ e stimare Z con la relazione precedente o con considerazioni adeguate.

6.2.2. Modello di frattura *Total Strain Crack*

La seconda tipologia di modellazione adottata è quella al continuo, nell'ambito del metodo agli elementi finiti. In particolare il legame costitutivo adottato per la muratura è un modello elasto-fragile, di danneggiamento, il *total strain crack*.

In generale, i modelli di danneggiamento hanno come scopo quello di simulare la propagazione delle fratture che si determinano in materiali quali il calcestruzzo o la muratura. In particolare l'evoluzione di tali metodi è stata associata allo studio del calcestruzzo [32]. Sostanzialmente è possibile identificare due approcci di modellazione: i modelli di danno discreti (*discrete crack model*) ed i modelli di danno diffusi (*smearred crack model*). Un'illustrazione schematica di tali tipologie di modellazione si ritrova in Figura 6.3.

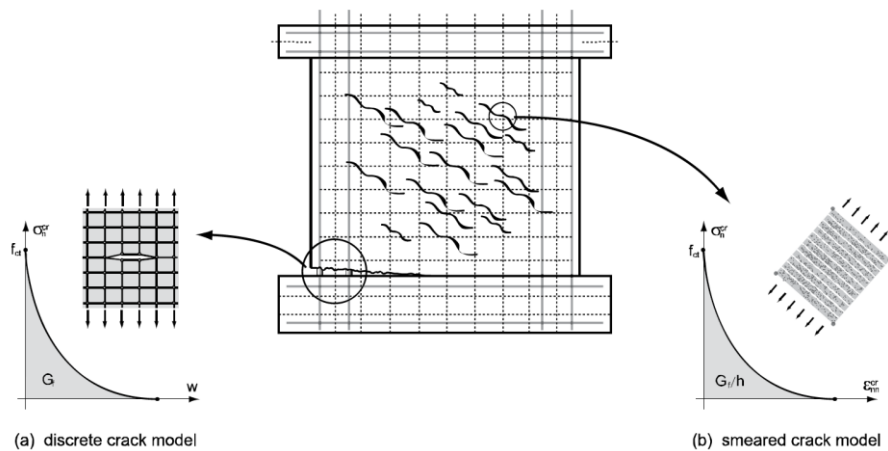


Figura 6.3 Schema dei modelli di danno *discrete* (a sinistra) e *smeared* (a destra). [190]

Nel *discrete crack model* l'obiettivo è quello di simulare la formazione e la propagazione delle fratture di maggior rilievo. Tali fratture vengono inserite nel modello come elementi geometrici di interfaccia; la struttura viene considerata elastica lineare tranne che in corrispondenza della punta della fessura. Quando in sua corrispondenza viene superata la resistenza a trazione si ha una divisione automatica degli elementi e la propagazione della frattura. Il problema di questa tipologia di modellazione è legata alla dipendenza dalla mesh (anche se sono state studiate tecniche per superare tale limitazione, le quali risultano però complesse). Vista tale complessità, esso generalmente è utilizzato per scopi di ricerca [32] [190].

Nello *smeared crack model* si parte dal presupposto che le fessurazioni che si formano in fase iniziale siano diverse, le quali interessano quindi una zona di una certa estensione, con alcune delle quali che si possono sviluppare in funzione dello stato di sollecitazione. A differenza nel *discrete crack model*, esso risulta di maggiore semplicità computazionale. Può essere classificato a sua volta in modelli di danno *ortogonali* oppure *non ortogonali*, a seconda dell'assunzione relativa all'angolo con il quale la fessura si sviluppa. Inoltre il metodo può essere classificato anche in funzione della modalità di calcolo delle deformazioni in *decomposed-strain model* o *total-strain model*. Nel primo caso le deformazioni vengono calcolate a partire da quelle relative, separatamente, al materiale ed alla frattura. Questa metodologia risulta essere piuttosto versatile ma anche complessa computazionalmente [190]. Per questo motivo viene spesso preferito il *total-strain model*, nel quale la deformazione non viene valutata in funzione di diverse componenti, ma direttamente come valore complessivo. Esso risulta piuttosto semplice in quanto è caratterizzato da un'unica relazione costitutiva per il comportamento a trazione che include la fessurazione ed una per quello a compressione [190].

Per questo motivo, nel seguito, si farà riferimento a tale *total-strain crack model*. Questo modello costitutivo è fondato sulla *Modified Compression Field Theory*, proposta da Vecchio e Collins [191] per problemi bidimensionali, estesa poi al caso tridimensionale in [192]. In questa tipologia di modellazione, sono possibili due approcci: il *fixed crack model (TSFC)* e il *rotating crack model (TSRC)*. I due si distinguono in base all'orientazione della fessura man mano che procede il processo inelastico: il primo considera che gli assi della fessura rimangano, per tutto il processo, pari a quelle determinati in corrispondenza della sua formazione mentre nel secondo essi sono considerati ruotare continuamente in funzione degli assi delle deformazioni principali che via via si determinano [190] (Figura 6.4).

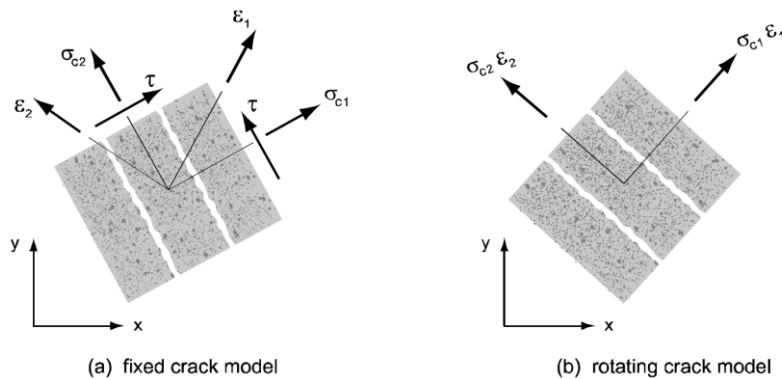


Figura 6.4 Sistema di riferimento relativo al *fixed* e *rotating total-strain crack model*. [190]

In entrambi gli approcci la prima fessura si forma secondo le direzioni principali di deformazione una volta che la massima tensione principale raggiunge la resistenza a trazione del materiale. Nella fase iniziale il modello fa riferimento ad un materiale isotropo, il quale diventa ortotropo una volta formatasi tale prima fessura. Come detto in precedenza, la differenza sostanziale tra i due sta nelle direzioni di propagazione della fessurazione; in ogni caso, considerando entrambi unicamente angoli di fessurazione perpendicolari, tali approcci possono essere classificati come *modelli di danno ortogonale* [190]. Diversi studi hanno messo in mostra come il TSRC dovrebbe essere usato nelle applicazioni dominate dal taglio [193] e che, per le strutture esistenti in muratura non armata, non dovrebbe essere utilizzato il TSFC [32]. Il modello è in grado di rappresentare tutti gli stati ultimi dei materiali, come la frattura per trazione, lo schiacciamento per compressione e quella per taglio. Si osservi inoltre che la curva di scarico punta verso l'origine del diagramma tensione-deformazione (Figura 6.5). Per quanto riguarda invece il processo analitico di determinazione dello stato tensionale a partire da quello deformativo è possibile fare riferimento a [190].

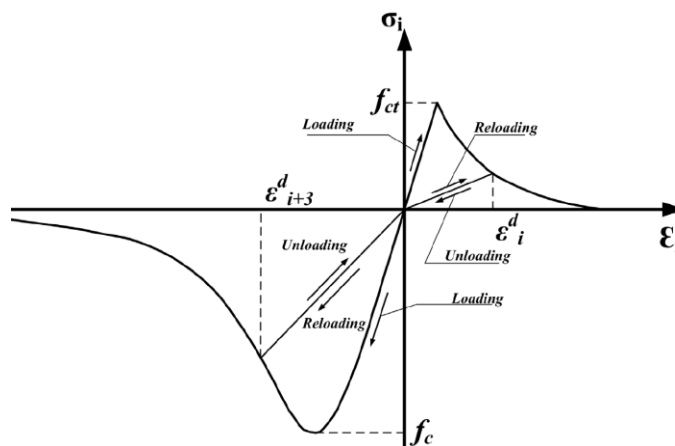


Figura 6.5 Grafico illustrativo le condizioni di carico-scarico-ricarico. [32]

Fondamentale risulta la definizione del legame costitutivo del materiale, andando ad esplicitare le proprietà delle curve sforzo-deformazione. In generale, l'utilizzo del modello richiede la definizione delle proprietà dei materiali quali la densità ρ , il modulo di Young E , la resistenza a compressione f_c , l'energia di frattura a compressione G_c , la resistenza a trazione f_t , l'energia di frattura a trazione G_t . In particolare è necessario osservare come l'energia di frattura venga divisa per un fattore h associato ad una dimensione caratteristica dell'elemento considerato, in modo tale che i risultati che si ottengono siano indipendenti dalla mesh.

Per quanto riguarda il comportamento *a trazione*, facendo riferimento al software Midas FEA [190], sono messi a disposizione diversi legami costitutivi (Figura 6.6). Il più semplice è quello elastico lineare, con il quale però non si ha alcuna formazione di fratture; ve ne sono poi alcuni in cui il rammollimento è associato all'energia di frattura (lineare, esponenziale, non lineare secondo Hordijk). Infine ve ne sono altri di non associati all'energia di frattura (elastico-perfettamente plastico, multilineare e fragile).

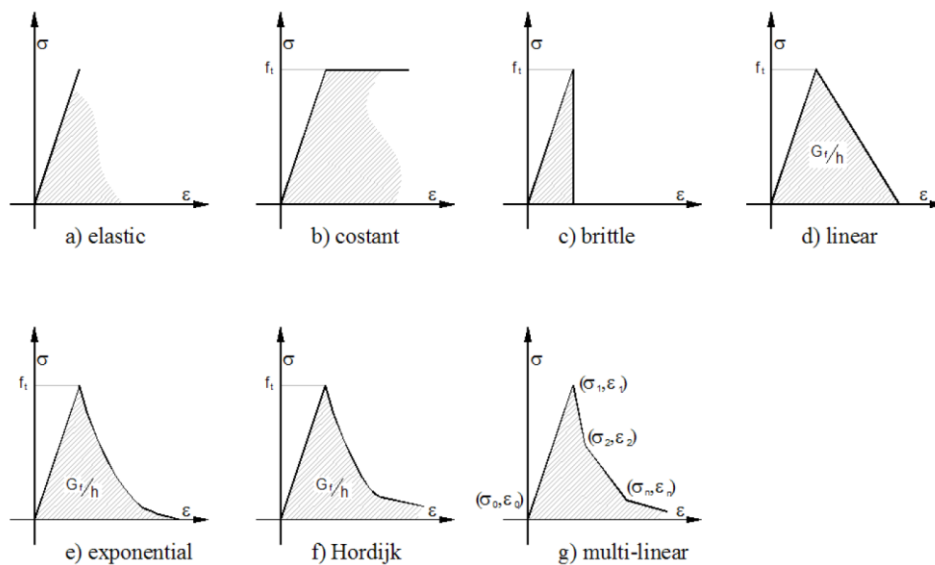


Figura 6.6 Modelli costitutivi a trazione implementati in Midas FEA. [190]

Secondo le indicazioni di [22], i legami che meglio rappresentano l'effettivo comportamento a trazione sono quelli associato ad un rammollimento esponenziale o lineare, in quanto ben interpretano il fatto che i materiali quasi fragili presentano un intervallo molto piccolo che porta alla formazione della frattura, seguito da una sua rapida estensione instabile una volta superata la resistenza a trazione. In particolare, fissato il valore della resistenza a trazione, al ridursi dell'energia di frattura, tanto più ripido si presenta il ramo di softening.

A compressione, i legami costitutivi messi a disposizione (Figura 6.7) sono quello elastico lineare, quello elastico-perfettamente plastico, quello rammollente proposto da Thorenfeldt oppure parabolico, quello incrudente linearmente oppure multi-linearmente o ancora della tipologia a saturazione. In questo caso quello si rivela maggiormente adatto per la muratura è quello parabolico.

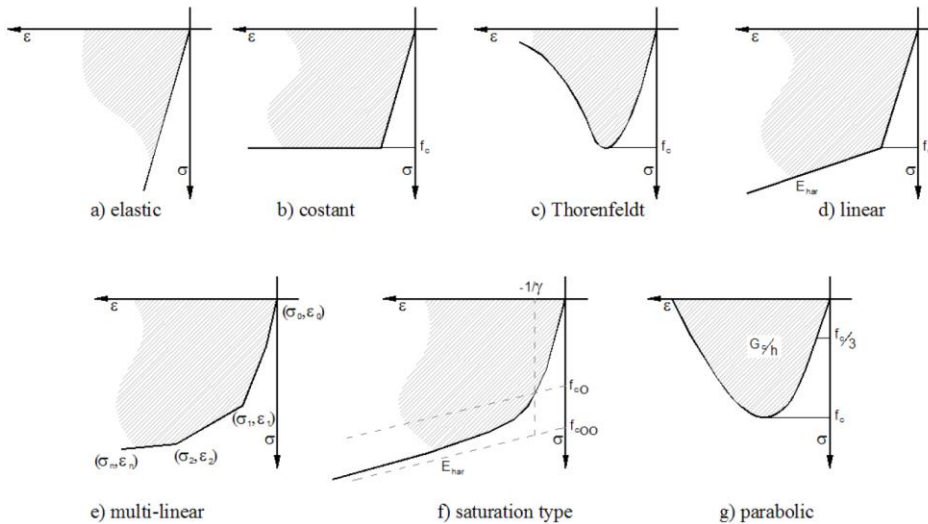


Figura 6.7 Modelli costitutivi a compressione implementati in Midas FEA. [190]

Infine a taglio si osserva nel TSFC è necessaria la definizione di un parametro di conservazione di taglio (*shear retention parameter*) per tenere in conto la riduzione di rigidità che si determina a seguito della formazione di una fessura, il quale non è necessario nel TSRC, in quanto esso ne tiene conto implicitamente come risultato delle condizioni associate alle tensioni e deformazioni principali [32]. In Midas FEA è possibile unicamente utilizzare una riduzione costante di tale rigidità a taglio, attraverso la relazione:

$$G_{cr} = \beta G \quad (6.4)$$

Dove $0 \leq \beta \leq 1$ è parametro di conservazione a taglio.

6.2.3. DMEM: Discrete Macro-Element Method

Il metodo DMEM sfrutta i vantaggi del metodo agli elementi discreti (DEM) applicato però ad una scala 'macro'. Infatti, a differenza dell'approccio classico utilizzato nel metodo DEM nel quale ogni elemento viene considerato come un corpo rigido, in questa strategia ogni macro-elemento possiede una deformabilità tagliante nel piano associata ad un unico grado di libertà, la quale permette di identificare la rottura locale per taglio per fessurazione diagonale [194].

L'interazione tra macro-elementi adiacenti è concentrata in corrispondenza di interfacce di spessore nullo corrispondenti ad una distribuzione uniforme di molle non lineari che incorporano il comportamento non lineare della muratura. In questo modo l'onere computazionale richiesto risulta essere di molto inferiore rispetto ad un'analisi FEM o DEM.

La formulazione di tale macro-elemento 3D consiste in un'estensione di quello 2D proposto in [195], studiato inizialmente per la simulazione del comportamento non lineare nel piano di pareti murarie (Figura 6.8A). L'idea alla base di tale macro-elemento consisteva nella simulazione di ciascun pannello murario attraverso un quadrilatero costituito da lati rigidi, incernierato ai vertici con due molle diagonali interne e delle interfacce al contorno che ne regolavano l'interazione con gli altri elementi adiacenti; ogni elemento era caratterizzato da 4 gradi di libertà corrispondenti ai tre moti rigidi possibili nel piano ed a quello associato alla deformabilità a taglio. In questo modo era possibile simulare i principali meccanismi di collasso di un pannello murario caricato nel proprio piano (Figura 6.9), affidando ciascuno di essi ad una specifica tipologia di link non lineari: il meccanismo di presso-flessione era regolato da link ortogonali disposti lungo le interfacce (Figura 6.10a), il meccanismo di taglio per fessurazione diagonale dai due link diagonali (Figura 6.10b) e il meccanismo di scorrimento da un link disposto longitudinalmente su ciascuna interfaccia (Figura 6.10c). Ognuna di tale

tipologia di link necessitava di un'opportuna calibrazione perché il modello fosse sufficientemente affidabile. In particolare, per i link ortogonali di interfaccia si faceva riferimento ad una modellazione non lineare a fibre, per i link a scorrimento veniva impiegato un legame rigido plastico con dominio di resistenza alla Coulomb (dipendente cioè dall'azione normale agente sull'interfaccia), per i link diagonali si utilizzava un legame elasto-plastico con dominio di resistenza alla Coulomb (per muratura di nuova costruzione) o alla Turnsek & Cacovic [196] (per muratura esistente), considerando in questo caso la dipendenza dall'azione di confinamento corrente agente sul pannello. Maggiori dettagli a riguardo possono essere ritrovati in [195].

Per superare la limitazione dello studio del solo comportamento nel piano vennero introdotte ulteriori molle non lineari le quali permisero di cogliere il comportamento anche fuori piano; in particolare, per i tre gradi di libertà associati al moto rigido fuori piano vennero incrementati il numero di file di link ortogonali su ciascuna interfaccia e ne vennero inserite due di ulteriori per ciascuna interfaccia per regolare il comportamento a taglio fuori piano e la torsione del pannello murario (Figura 6.8B). La calibrazione dei link ortogonali di interfaccia venne effettuata con la stessa filosofia proposta per il modello di base (secondo cioè un approccio a fibre), mentre la calibrazione dei due link a scorrimento fuori piano derivò dal considerare come rigidità elastica quella associata alla rigidità a taglio del pannello fuori dal piano con la mutua distanza tra i link stabilita in modo da ripristinare un'equivalenza del comportamento torsionale mentre il dominio di resistenza era ancora alla Coulomb [197] [198].

La simulazione del comportamento non lineare di strutture in muratura con geometria curvilinea (o comunque non regolare) ha richiesto un'ulteriore arricchimento nella formulazione; infatti tale tipologia di geometria ha necessitato di una differente calibrazione del link diagonale, basata in questo caso su un'equivalenza con una lastra equivalente [199]. In questo modo si ottenne il macro-elemento rappresentato schematicamente in Figura 6.8C e D [199] [200].

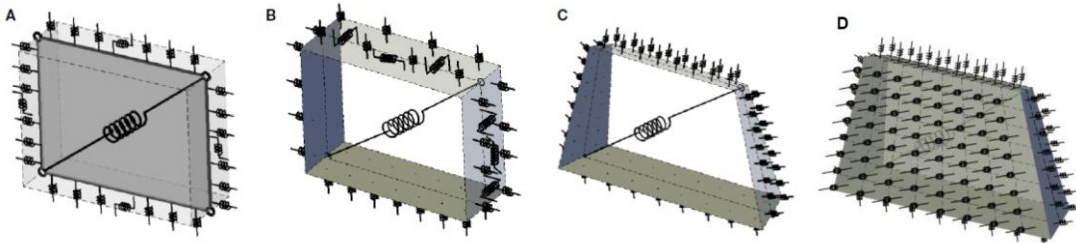


Figura 6.8 Evoluzione della formulazione del macro-elemento utilizzato nel metodo DMEM: (A) elemento finalizzato alla valutazione del comportamento nel piano di pareti murarie [195], (B) evoluzione tridimensionale regolare [197], (C) elemento 3D irregolare per la definizione di geometrie curvilinee [199], (D) elemento 3D irregolare con interfacce presenti su tutte le facce.

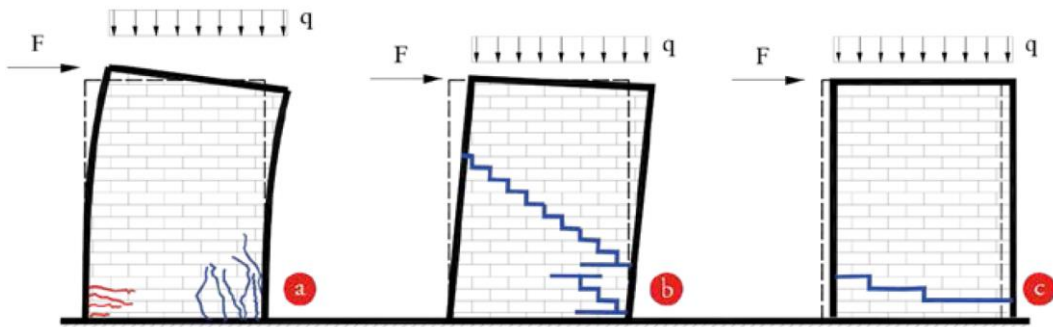


Figura 6.9 Principali meccanismi di collasso di pannelli murari nel proprio piano: (a) flessione, (b) taglio per fessurazione diagonale, (c) taglio per scorrimento. [201]

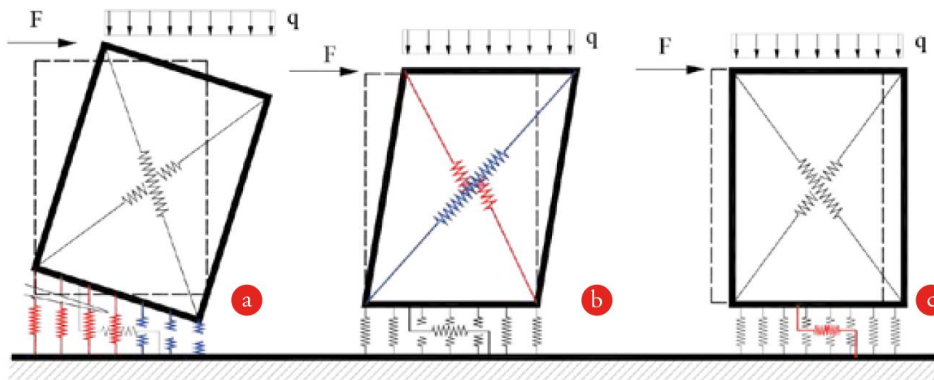


Figura 6.10 Principali meccanismi di collasso di pannelli murari nel proprio piano colti dal macro-elemento proposto in [195]: (a) flessione, (b) taglio per fessurazione diagonale, (c) taglio per scorrimento. [201]

Come in parte descritto in precedenza, il macro-elemento è costituito da un quadrilatero articolato ed irregolare composto da lati rigidi, la cui deformabilità interna è associata ad un unico grado di libertà. In questo modo complessivamente la sua cinematica è descritta da 7 gradi di libertà: oltre allo scorrimento angolare dovuto alla deformabilità a taglio nel piano del macro-elemento ve ne sono altri tre per le traslazioni e tre per le rotazioni del centro di massa nello spazio. Il comportamento a presso-flessione e quello tagliante per scorrimento sono governati da delle interfacce di spessore nullo disposte lungo i bordi dell'elemento, le quali identificano anche l'interazione tra elementi adiacenti (Figura 6.11).

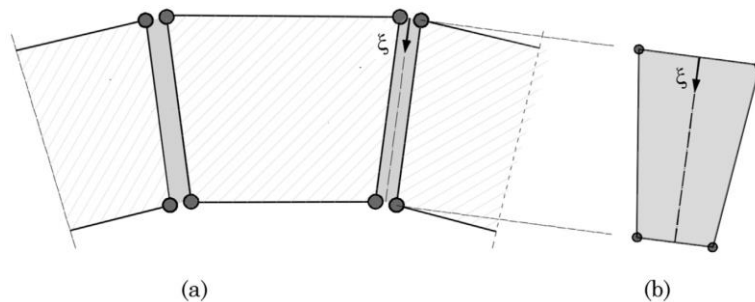


Figura 6.11 Macro-elemento proposto nel metodo DMEM: (a) discretizzazione di un'arcata muraria; (b) interfaccia tra elementi adiacenti nel caso di larghezza variabile linearmente. [194]

L'approccio richiede la definizione di tre leggi costitutive monodimensionali per definire separatamente il comportamento flessionale, a taglio per scorrimento ed a taglio per fessurazione diagonale, facendo riferimento alla muratura come un materiale omogeneo e continuo equivalente. La caratterizzazione meccanica delle interfacce di spessore nullo, come detto in precedenza, è ottenuta secondo un approccio a fibre (Figura 6.12) mentre la deformabilità interna tagliante dell'elemento si ottiene con un'equivalenza meccanica con un modello continuo piano dato da una piastra isotropa della stessa geometria e soggetta ad un campo di spostamenti corrispondente alla cinematica del macro-elemento in esame. In questo modo ogni macro-elemento è in grado di rappresentare una porzione di muratura omogeneizzata equivalente, le cui proprietà meccaniche vengono determinate attraverso tecniche di omogeneizzazione.

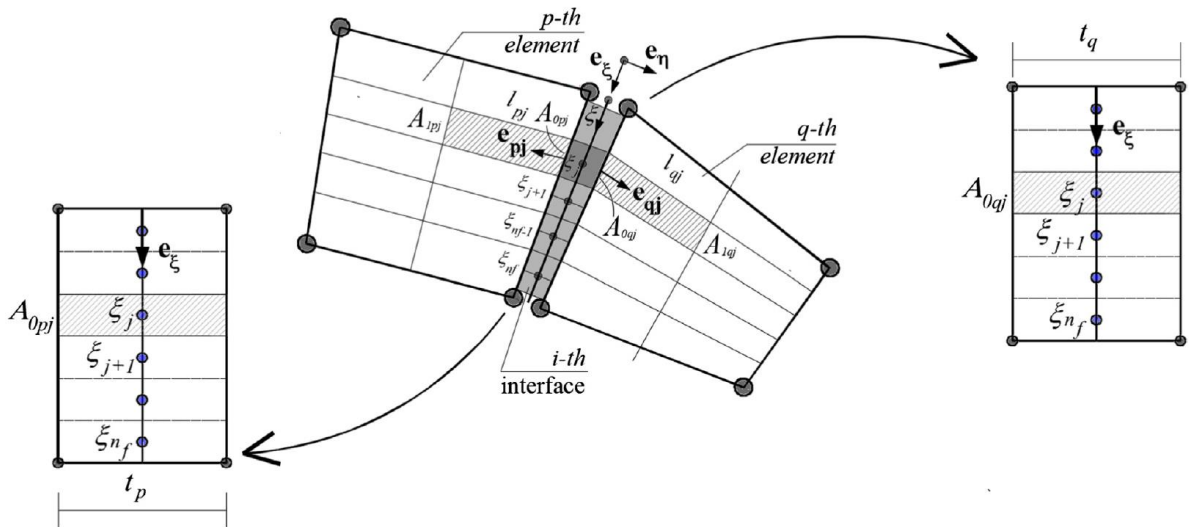


Figura 6.12 Suddivisione in fibre dell'interfaccia i -esima e rappresentazione dei macro-elementi adiacenti. [194]

Le proprietà meccaniche definite nelle interfacce includono quelle degli elementi adiacenti e del giunto in malta che li connette; in questo modo, quando si identifica la penetrazione tra bordi rigidi non ci si trova in una violazione della compatibilità ma solamente in stati deformativi di compressione. Allo stesso modo in caso di distacchi ci si trova in uno stato deformativo di trazione. Inoltre i gradi di libertà sono riferiti al generico macro-elemento e l'interazione tra di essi è governata dalle interfacce di spessore nullo, non richiedendo in questo modo corrispondenza tra i nodi di elementi adiacenti (a differenza di quanto avviene nel metodo FEM). L'approccio con il quale è descritto questo macro-elemento consente l'identificazione dei principali modi di collasso dei ponti ad arco in muratura nel loro piano, già visti nel capitolo 3. In particolare in sono riportati i classici meccanismi di collasso identificabili in un'arcata in muratura così come interpretati dall'approccio in esame.

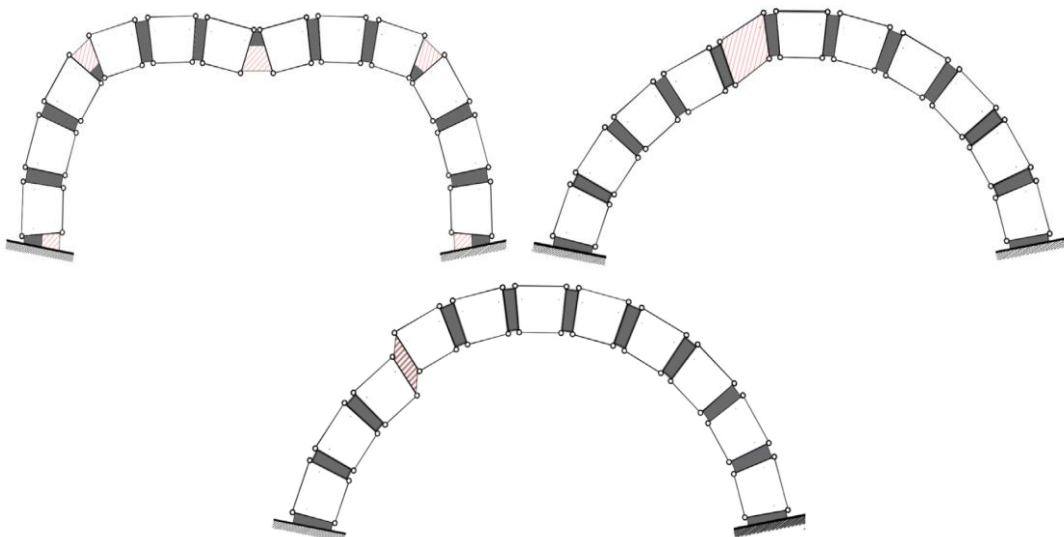


Figura 6.13 Principali meccanismi di collasso nel piano di arcate in muratura: collasso flessionale per formazione di cerniere (in alto a sinistra), collasso a taglio di una porzione di muratura (in alto a destra), collasso a taglio per scorrimento in corrispondenza di giunti in muratura (in basso). [194]

Il software che implementa il metodo DMEM è HiStrA Bridges [202]. Come detto in precedenza, esso necessita la definizione di un legame costitutivo monodimensionale per ciascuno dei tre possibili meccanismi di rottura (flessionale, tagliante per fessurazione diagonale, tagliante per scorrimento).

Per quanto riguarda il meccanismo di rottura flessionale i legami costitutivi adottabili per il comportamento a trazione e compressione possono essere:

- *Elastic*: legame elastico lineare;
- *Linear hardening*: legame costitutivo elasto-plastico con incrudimento lineare e duttilità fissata;
- *Linear softening*: legame costitutivo elastico seguito da un ramo di rammollimento lineare calibrato in funzione dell'energia di frattura;
- *Exponential softening*: legame costitutivo elastico seguito da un ramo di rammollimento esponenziale calibrato in funzione dell'energia di frattura;
- *Parabolic*: legame costitutivo di tipo non lineare con legge parabolica, calibrato in funzione dell'energia di frattura.

Si osservi come essi possano essere ritrovati in modo analogo a quanto riportato in Figura 6.6 e Figura 6.7.

Per il meccanismo di rottura di taglio diagonale è possibile fare riferimento ad un legame costitutivo lineare oppure a quello di Mohr-Coulomb o ancora a quello di Turnsek-Cacovic, le cui superficie di snervamento sono illustrate in Figura 6.14. Gli ultimi due risultano essere generalmente i maggiormente rappresentativi e si differenziano per la modalità con la quale viene calcolata la tensione tangenziale resistente al variare dello sforzo normale agente; definito con τ_0 il valore di tale tensione in assenza di sforzo normale (corrispondente quindi alla coesione), nel caso del legame di Mohr-Coulomb si ha:

$$\tau_n = \tau_0 + \mu \cdot \sigma_n \quad (6.5)$$

Mentre in quello di Turnsek-Cacovic:

$$\tau_n = \tau_0 \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1.5 \tau_0}} \quad (6.6)$$

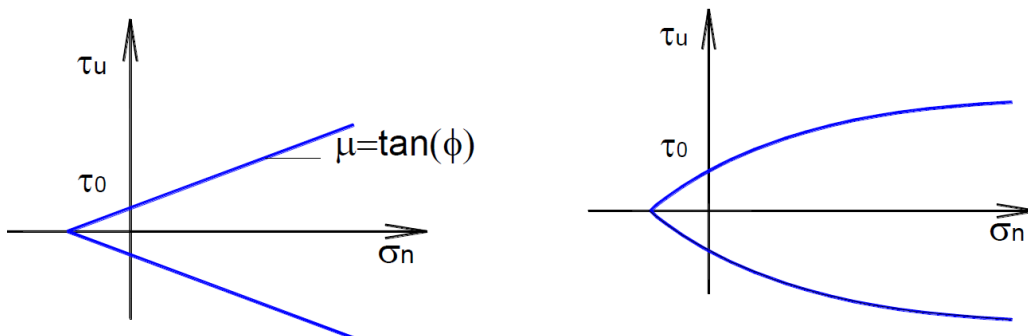


Figura 6.14 Legame costitutivo alla Mohr-Coulomb ed alla Turnsek-Cacovic. [203]

Come si vede dalla definizione stessa, il legame di Turnsek-Cacovic non richiede la definizione del coefficiente di attrito del materiale μ .

Per quanto riguarda il meccanismo di rottura per scorrimento, è possibile definire un comportamento ortotropo, differenziando le caratteristiche in direzione orizzontale e verticale. Il legame costitutivo è alla Mohr-Coulomb, secondo quanto indicato in precedenza; è possibile inoltre assegnare l'energia di frattura a scorrimento. Infine il software consente il calcolo della resistenza a scorrimento facendo riferimento all'area totale dell'interfaccia oppure aggiornando

iterativamente l'area di contatto considerando unicamente quella corrispondente a link trasversali che non abbiano superato il limite elastico a trazione.

6.3. Modellazione e relativa calibrazione

La definizione delle proprietà meccaniche dei materiali, così come la definizione geometrica della struttura, risultano allo stesso tempo fondamentali e di difficile valutazione. Le prove sperimentali, i rilievi geometrici, i carotaggi e le informazioni storiche hanno permesso una riduzione dell'aleatorietà del problema, senza però eliminarla completamente. Buone informazioni si posseggono per i paramenti murari delle pile, sia in termini deformativi che di resistenza, grazie all'esecuzione di prove con martinetto piatto doppio e di compressione in laboratorio sui singoli costituenti. Viceversa poche informazioni, per lo più qualitative, sono state reperite per il riempimento (sia all'estradosso delle arcate che in corrispondenza delle murature a sacco costituenti le pile) e per i rinfianchi. Nella modellazione l'altezza delle pile di estremità (4,5,6,17,18,19) esterne agli interventi anti-scalzamento corrisponde a quella valutata nel capitolo 5, arrivando sino alla loro quota di imposta, assumendo trascurabile il contributo di contenimento laterale dato dal terreno. Diversamente, per le pile centrali (dalla 7 alla 16) si è modellata solo la loro porzione emergente dall'intradosso di tale platea, in quanto si è considerato che essa determini un rilevante grado di vincolo per la porzione inserita in essa tanto da poter essere assimilato ad un incastro per la valutazione della sovrastruttura.

Complessivamente, le proprietà elastiche dei diversi elementi, quali modulo elastico longitudinale E , modulo di Poisson ν e modulo elastico tangenziale G sono state assunte facendo riferimento alle prove sperimentali ed alla caratterizzazione dinamica del ponte.

In particolare, per i valori relativi alla muratura in mattoni pieni e malta di calce, utilizzata per le arcate ed i paramenti delle pile sono stati utilizzati $E = 5185 \text{ MPa}$ e $\nu = 0.20$. Tale valore di modulo elastico è stato stimato in analogia con quanto verrà adoperato nel legame di Kent & Park nell'ambito della modellazione a fibre il quale a sua volta è stato calibrato facendo riferimento alla prova con martinetto piatto doppio, la quale conferisce utili informazioni sul comportamento uniassiale della muratura, anche in riferimento agli aspetti deformativi. In particolare, tra le diverse realizzate, si è deciso di considerare quella in cui la muratura è arrivata effettivamente a rottura. Tenuto conto che essa può al più permettere di definire le condizioni della muratura sino al raggiungimento del comportamento di picco, senza inoltrarsi nel ramo di softening, le informazioni mancanti sono state ottenute dalla letteratura tecnica. La tensione di picco e la relativa deformazione sono stati assunti come parametri nel modello di Kent & Park; il valore di deformazione ultima è stato assunto secondo i valori reperiti dalle prove sperimentali già illustrate nel capitolo 2 e quindi pari a circa due volte la deformazione di picco. La pendenza del ramo di softening è stata stabilita facendo in modo che il ramo residuo abbia dimensione trascurabile. I parametri adottati in tale modello costitutivo sono riassunti in Tabella 6.1 mentre nel Grafico 6.1 è possibile ritrovare una sintesi delle diverse prove con martinetto realizzate a confronto con il legame costitutivo assunto.

Descrizione	Simbolo	Valore assunto
Resistenza a compressione di picco	f'_c	7.00 MPa
Deformazione corrispondente alla tensione di picco	ε_{c0}	0.0027
Deformazione ultima	ε_{cu}	0.0054
Fattore di aumento della resistenza per confinamento laterale	K	1
Pendenza della curva di softening	Z	297

Tabella 6.1 Parametri adottati nella definizione del legame costitutivo di Kent & Park.

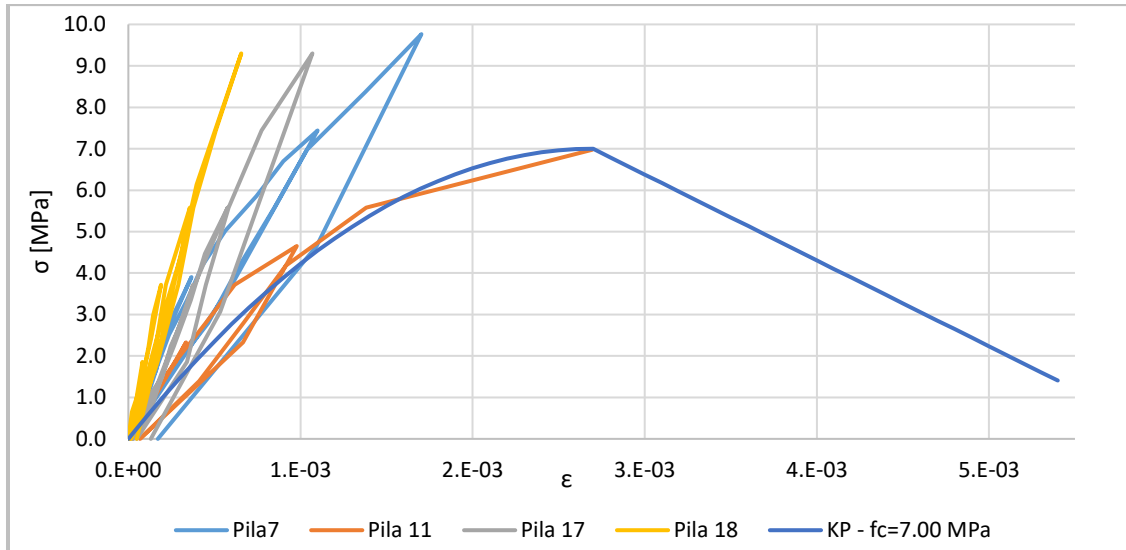


Grafico 6.1 Riepilogo delle prove con martinetto piatto e legame costitutivo uniassiale assunto.

La pendenza di tale legame in corrispondenza dell'origine risulta essere pari a:

$$E_0 = \frac{2 f_m}{\varepsilon_{c0}} = \frac{2 \cdot 7}{0.0027} = 5185 \text{ MPa} \quad (6.7)$$

pari appunto al valore stimato per le murature in mattoni pieni e malta di calce.

Il modulo elastico del riempimento della muratura a sacco e del rinfiacco, essendo essi realizzati con un calcestruzzo di calce di cui non si possiedono informazioni quantitative, è stato stimato pari a 22000 MPa mentre il modulo di Poisson è stato mantenuto pari a 0.20.

Per le pile quindi, al fine di utilizzare un modulo elastico unico non differenziato tra rivestimento e riempimento, è stata realizzata una media ponderata in funzione degli spessori; essendo la larghezza media delle pile pari a 3.36 m, lo spessore complessivo dei paramenti di 0.90 m, tale modulo elastico equivalente risulta pari a circa 17500 MPa. Per le arcate sono stati utilizzati i valori precedentemente indicati per la muratura mentre per il rinfiacco quelli del calcestruzzo. Infine per il riempimento il modulo elastico adottato è stato posto pari a 3000 MPa con un modulo di Poisson pari a 0.20.

I valori dei pesi specifici sono stati stimati facendo uso di quanto indicato in Tabella 2.7; in particolare per le arcate si è considerata la condizione di muratura di mattoni pieni e malta di calce ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$) mentre per il riempimento una muratura in pietrame disordinata, composta da ciottoli, pietre erratiche ed irregolari ($\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$). Al calcestruzzo costituente il rinfiacco è stato affidato $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ da cui si è stimato un peso specifico per le pile prossimo a $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

Attraverso i valori sinora descritti si sono valutate le frequenze proprie ed i relativi modi di vibrare della struttura per verificare una corretta rispondenza tra prove sperimentali e modelli di calcolo. A tal fine si sono realizzati due modelli numerici, uno con il software Midas FEA e l'altro con HiStrA Bridges. In particolare i valori di frequenza presi come riferimento derivano dalle prove sperimentali già descritte nel capitolo 5 e riassunti nella Tabella 5.25.

Tenuto conto della complessità del ponte e del suo elevato numero di arcate, un modello computazionale realizzato con elementi finiti 3D si è reputato essere eccessivamente oneroso dal punto di vista computazionale, non tanto per le analisi modali relative alla calibrazione delle proprietà elastiche dei materiali ma più che altro per quelle non lineari da eseguire nel seguito. Al fine di cercare un compromesso tra tale onere computazionale e l'accuratezza dei risultati, in Midas FEA il modello realizzato è stato composto da elementi *plate*. In particolare, per ottenere un problema quanto più ben condizionato, è stata adottata una mesh strutturata per le

pile, arcate e rinfiango, mentre per il riempimento, dotato di una geometria di maggiore complessità, si è sfruttata l'utility di automesh. La dimensione caratteristica di tutti gli elementi adottati è stimabile nell'ordine di $h = 0.4 \text{ m}$.

HiStrA Bridges invece presenta un'interfaccia guidata per la definizione dei parametri geometrici caratteristici del ponte, quali dimensioni di spalle, pile, archi, rinfiango e riempimento. È possibile definire una dimensione caratteristica per la mesh, la quale viene generata in modo automatico dal software, la quale, per il caso in esame, è stata posta pari a 1.0 m. In entrambi i casi, le condizioni di vincolo alla base delle pile ed alle estremità è stata posta pari a quella di incastro. Nelle figure successive è possibile ritrovare dei particolari relativi ai modelli realizzati con i due software.

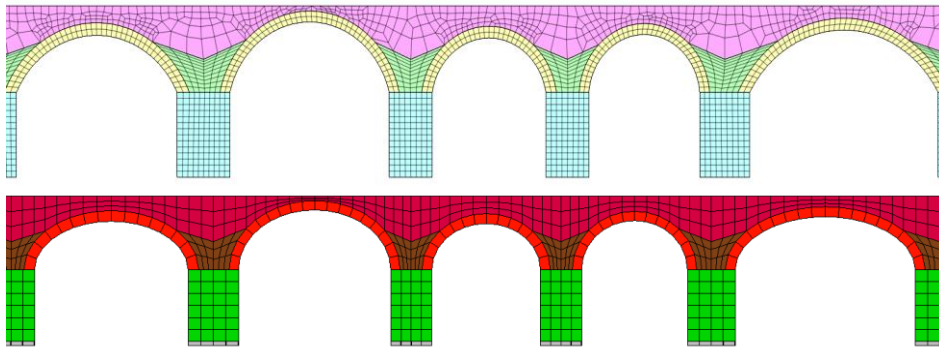


Figura 6.15 Particolare del modello computazionale realizzato con i software Midas FEA e HiStrA Bridges.

Le valutazioni sono state riferite al primo modo proprio di vibrare che presentano le diverse arcate, le quali sono sintetizzate nella figura successiva.

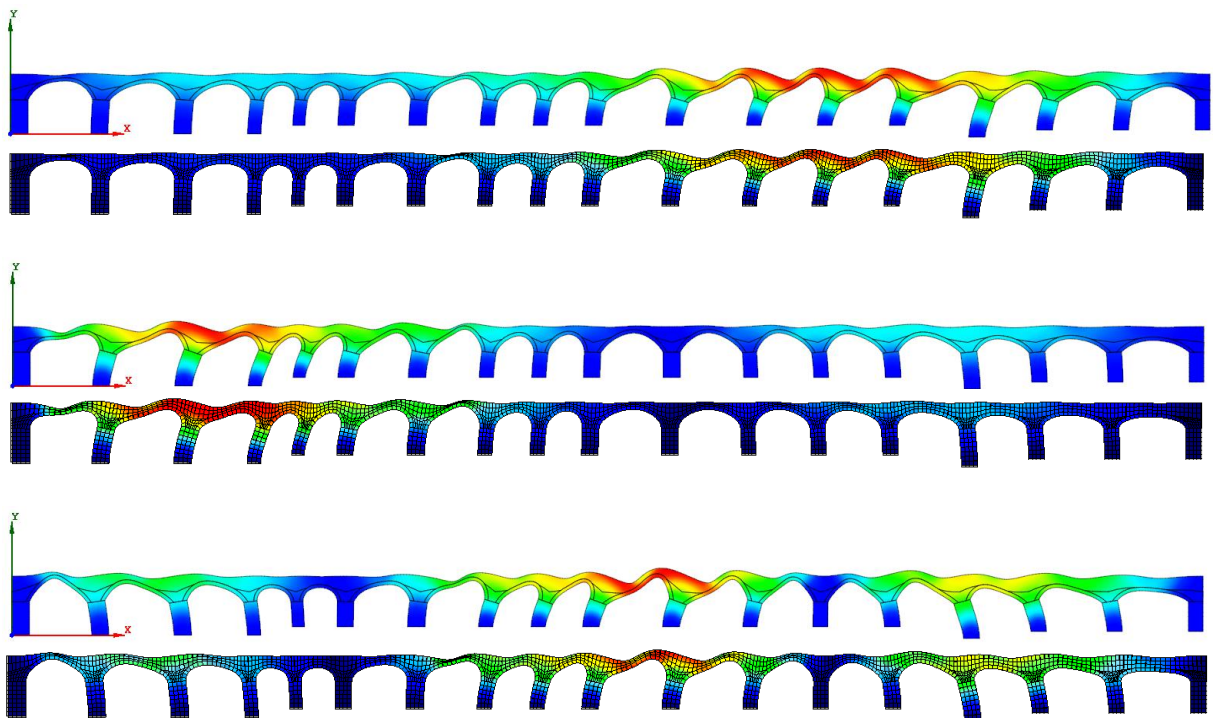


Figura 6.16 Primo modo di vibrare delle diverse arcate costituenti il ponte così come ricavate utilizzando i software Midas FEA (sopra) e HiStrA Bridges (sotto).

In particolare, per le arcate lato Modena (a destra nella figura precedente) si sono ottenute frequenze di 10.11 Hz con Midas FEA e 9.71 Hz con HiStrA Bridges, le quali differiscono

lievemente (4%), a cui sono associate delle masse partecipanti in direzione longitudinale pari rispettivamente al 53.94% ed al 48.83%. Per la porzione lato Bologna (a sinistra nella figura precedente) le frequenze sono risultate di 10.58 Hz con Midas FEA e 10.26 Hz con HiStrA Bridges (differenza del 3%) a cui sono associate delle masse partecipanti in direzione longitudinale del 12.87% e 15.79% mentre per la porzione centrale la frequenza è risultata di 11.72 Hz con Midas FEA e 11.35 Hz con HiStrA Bridges, con masse partecipanti in direzione longitudinale rispettivamente pari a 0.82% e 0.25%. La frequenza di primo modo può quindi essere stimata con buona precisione essere nell'ordine di 10.81 Hz in Midas FEA e 10.44 Hz con HiStrA Bridges e quindi aderente con il valore medio ricavato sperimentalmente dalle prove di caratterizzazione dinamica, mediamente pari a 10.43 Hz.

Per quanto riguarda i parametri meccanici adottati nelle varie tecniche di modellazione, si ricorda che per quella a fibre essi sono stati già indicati in precedenza; per quella continua ed a macro-elementi risultano invece necessari un numero di parametri maggiore, in modo tale da poter tenere in conto anche il comportamento a trazione ed a taglio e della frattura, sia a trazione che a compressione. A tal fine, alcuni parametri sono stati determinati facendo uso delle prove realizzate mentre altri stimati facendo uso delle indicazioni di letteratura. Oltre al valore di resistenza a compressione già indicato in precedenza pari a 7 MPa utilizzato per pile, arcate e rinfiacco, quello del riempimento è stato stimato come media tra il minimo ed il massimo proposto in Tabella 2.7. L'energia di frattura a compressione dei diversi materiali è stata determinata proprio in funzione della loro resistenza a compressione, facendo uso della relazione (2.4(2.4) ottenendo $G_{fc} = 15 \text{ N/mm}$ per pile, arcate e rinfiacco e 4 N/mm per il riempimento. Per la resistenza a trazione e per la corrispondente energia di frattura, sempre facendo uso delle indicazioni riportate nel capitolo 2, si sono stimati dei valori rispettivamente di 0.14 MPa e 0.02 N/mm per pile, arcate e rinfiacco mentre per il riempimento dei valori dimezzati (0.07 MPa e 0.01 N/mm). Infine, per il legame costitutivo a trazione è stato utilizzato il legame con degrado lineare governato dalla corrispondente energia di frattura mentre per quello a compressione il legame adottato è quello parabolico, anch'esso governato dalla rispettiva energia di frattura. In aggiunta a questi valori e legami costitutivi, per il modello a macro-elementi, nel quale si tiene conto anche dei possibili meccanismi di rottura per fessurazione diagonale e taglio-scorrimento, si sono stati utilizzati ulteriori parametri quali τ_0 e f_{v0} (usati rispettivamente per tali meccanismi) e stimati facendo uso della Tabella 2.7 in riferimento al modello di Coulomb per scorrimento e Turnsek & Cacovic per quello a taglio diagonale. In particolare, per pile, arcate e rinfiacco, il valore medio di tabella è stato amplificato con un coefficiente pari a 1.50 per tenere in conto della presenza di malta di buone caratteristiche mentre per il riempimento si è unicamente usato il valore medio. Il valore del coefficiente di attrito $\mu = \tan \phi$, dove ϕ è l'angolo di attrito è stato posto pari a 0.5, così come consigliato da [10] in assenza di prove sperimentali specifiche. I valori sinora descritti sono riassunti in Tabella 6.2.

Elemento	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν	G [MPa]	f_m [MPa]	G_{fc} [N/mm]	f_t [MPa]	G_{ft} [N/mm]	τ_0 [MPa]	f_{v0} [MPa]	μ
Pile	19	17500	0.20	7290	7.00	15	0.14	0.02	0.130	0.30	0.5
Arcate	18	5185	0.20	2160	7.00	15	0.14	0.02	0.130	0.30	0.5
Rinfiacco	20	22000	0.20	9167	7.00	15	0.14	0.02	0.130	0.30	0.5
Riempimento	19	3000	0.20	1250	1.40	4	0.07	0.01	0.026	-	0.5

Tabella 6.2 Parametri utilizzati nella modellazione degli elementi costituenti il ponte oggetto di valutazione.

6.4. Analisi numeriche statiche

Nel presente paragrafo verranno sviluppate delle analisi numeriche relative alla capacità portante del ponte in esame per carichi verticali da traffico. A tal fine verranno utilizzate la modellazione a fibre ed a macro-elementi in modo tale da poter realizzare delle considerazioni relative all'identificazione della condizione di carico più gravosa, alle caratteristiche peculiari delle modalità di collasso e dei carichi relativi oltre che al contributo di riempimento e rinfiacco. In particolare delle valutazioni preliminari verranno sviluppate con il modello a fibre a cui seguirà l'utilizzo del modello a macro-elementi, il quale permetterà di valutare il comportamento quanto più prossimo a quello reale.

6.4.1. Modellazione a fibre

Il modello a fibre che verrà utilizzato sarà definito in uno spazio bidimensionale, in quanto finalizzato alla valutazione del comportamento statico del ponte nel proprio piano. Infatti, secondo quanto indicato in [10], se il modello che si utilizza è monodimensionale, per assumere implicitamente verificato anche il sistema resistente trasversale, è sufficiente fare riferimento ad un modello di larghezza pari a 3 m, considerando in questo modo unicamente la corsia di carico numero 1, maggiormente restrittiva. Utilizzando quindi un modello piano non risulterà necessaria una suddivisione delle sezioni in fibre in entrambe le direzioni (trasversale e longitudinale).

Per quanto riguarda la modellazione, si utilizzerà un approccio già presentato originariamente in [138], nel quale le arcate e le pile verranno descritte attraverso elementi beam (50 per le diverse arcate e 20 per le pile), il cui numero di suddivisioni in fibre ottimale verrà valutato attraverso un'analisi di sensitività, al fine di ottenere un buon compromesso tra onere computazionale e accuratezza nei risultati. Per tenere in conto l'effettiva posizione delle arcate e delle pile, i nodi di imposta delle prime verranno collegati attraverso dei *rigid link* alla testa della pila comune. Tenuto inoltre conto che le diverse arcate presentano quote di imposta differenti, per semplificare la trattazione del problema, verrà fatto riferimento ad una quota di imposta media. I timpani ed il riempimento non saranno inseriti esplicitamente nel modello anche se verrà considerato il peso proprio di quest'ultimo. In particolare il contributo del riempimento alla diffusione del carico verrà tenuto in conto in termini di un angolo ϑ_d (Figura 6.17), dipendente dalle proprietà meccaniche del riempimento.

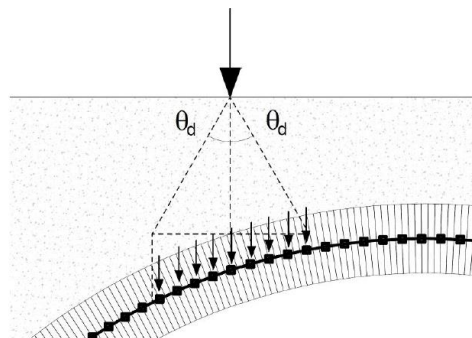


Figura 6.17 Diffusione del carico determinata dalla presenza del riempimento e relativa modalità di applicazione del carico equivalente sull'arcata. [141]

In un primo momento il contributo irrigidente determinato dal rinfiacco non verrà tenuto in conto. Successivamente, sempre al fine di metterne in evidenza l'effetto, esso verrà modellato utilizzando elementi *truss* non lineari reagenti a sola compressione, dotati della stessa profondità delle volte, i quali collegheranno i nodi delle arcate adiacenti alle altezze corrispondenti, secondo quanto proposto in [204]. In particolare si deve notare come

l'interazione tra le arcate adiacenti dipenda particolarmente dall'altezza del rinfianco, il quale favorisce la formazione di meccanismi di collasso multi-arcata (così come già visto nel capitolo 3). Per definire tale aspetto accuratamente si farà particolare riferimento alle tavole progettuali storiche ed alle prove in situ descritte nel capitolo 5. In modo analogo, alle estremità del ponte saranno inseriti un numero adeguato di elementi *truss* non lineari reagenti a sola compressione in funzione dell'altezza del rinfianco, i quali conetteranno i corrispondenti nodi dell'arcata con altri incastrati, nell'ipotesi che le parti di estremità del ponte, interrate o relative ad arcate murate, siano rigide e non presentino cedimenti fondazionali (Figura 6.18).

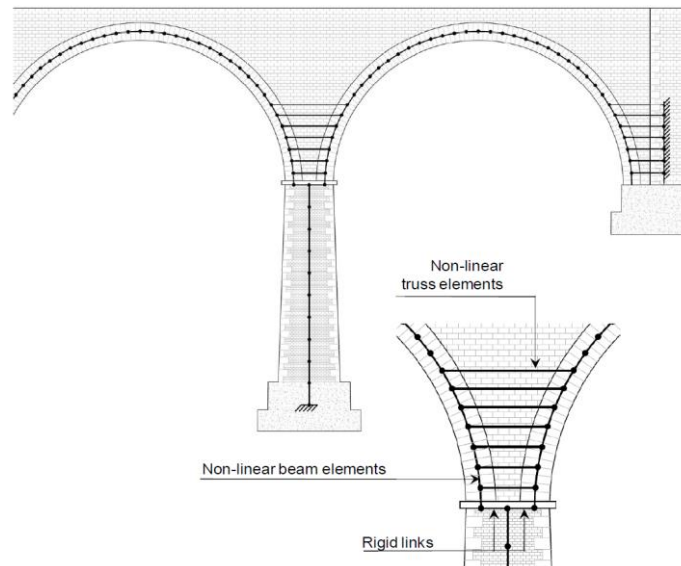


Figura 6.18 Schema di modellazione attraverso elementi a fibre di un ponte ad arco in muratura. [141]

In Figura 6.19 è possibile ritrovare i due modelli utilizzati, nei quali è stato tenuto conto, oppure no, del contributo determinato dal rinfianco.

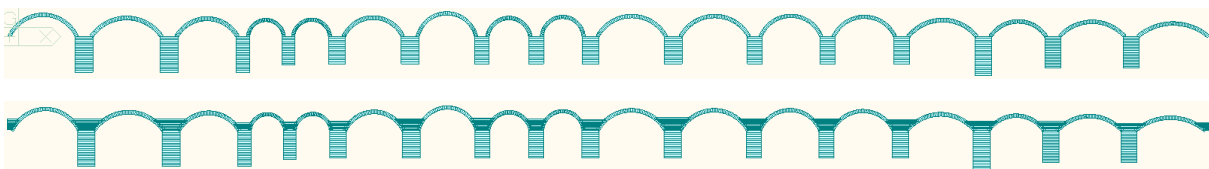


Figura 6.19 Modello con elementi beam a fibre del ponte nel caso in cui non si è tenuto conto il contributo del rinfianco (in alto) oppure lo si è valutato (in basso).

Per quanto riguarda il legame costitutivo del materiale, come già indicato in precedenza, si è fatto riferimento a quello di Kent & Park, utilizzando i valori riportati in Tabella 6.1.

L'approccio di modellazione a fibre descritto consente la valutazione della capacità portante del ponte ad arco in muratura in esame in modo semplificato tenendo in ogni caso in conto la risposta strutturale complessiva. Infatti, la maggior parte degli aspetti peculiari vengono tenuti in conto, quali ad esempio le effettive proprietà dei materiali (comportamento non lineare pre-picco e rammollimento post-picco), l'interazione tra azione assiale, momento flettente e curvatura nelle sezioni trasversali delle arcate e delle pile oltre che l'interazione tra archi e pile e tra arcate adiacenti. Inoltre, l'uso di elementi monodimensionali consente di limitare l'onere computazionale rendendo questo approccio adatto anche per le applicazioni pratiche. Oltretutto è necessario osservare come esso risulti essere conservativo in quanto non tiene conto del contributo irrigidente determinato dai timpani e della resistenza passiva derivante dal

riempimento, i quali possono comportare un incremento, potenzialmente anche rilevante, del carico di collasso. Allo stesso tempo tale metodo, nella formulazione adottata, è in grado di considerare unicamente il comportamento a presso-flessione, non potendo simulare accuratamente elementi dominati dal taglio [205]. Meccanismi associati a quest'ultimo, così come visti nel capitolo 3, non possono essere generalmente trascurati a priori anche se sono generalmente poco probabili.

Per quanto riguarda l'approccio di analisi è necessario ricordare che le strutture in muratura, presentando quest'ultimo comportamento rammollente, sono caratterizzate anch'esse complessivamente da un ramo di softening, il quale risulta essere difficilmente valutabile anche nel caso in cui si adotti una procedura in controllo di spostamento. In ogni caso, tenuto conto che l'aspetto di maggiore interesse risulta la valutazione del carico massimo sopportabile dalle arcate, le analisi sono state eseguite in controllo di forze.

Nel seguito si partirà da un'analisi di sensitività del legame carico applicato-spostamento in chiave in riferimento all'arcata 13, nella condizione in cui il riempimento sia presente unicamente in termini di peso proprio, al variare del numero di fibre adottate, in modo tale di risalire al loro numero ottimale, il quale consenta di ottenere un compromesso tra accuratezza ed onere computazionale. Successivamente si eseguirà una valutazione complessiva delle arcate, applicando il carico mobile in chiave a ciascuna, tenendo in conto il peso proprio del riempimento ma non la sua azione di diffusione. In questo modo esso sarà applicato secondo le due impronte di normativa (di lunghezza pari a 40 cm ciascuna) con distanza netta tra le stesse di 80 cm. Successivamente verrà tenuto in conto anche tale funzione diffusiva del riempimento, assumendo un angolo di diffusione di 30° e 45° , al fine di metterne in evidenza il contributo. Successivamente si terrà poi conto anche del contributo determinato dal rinfiacco. Al termine di queste analisi si valuterà anche l'influenza del carico uniformemente distribuito da traffico, per comprendere quale sia la sua posizione maggiormente restrittiva e se esso determini un contributo favorevole o sfavorevole. Infine verrà valutata la posizione critica di applicazione del carico di collasso, applicandolo anche in corrispondenza dei quarti della luce delle arcate valutando in questo modo quale risulti la condizione maggiormente restrittiva ed i relativi meccanismi di collasso oltre che il contributo della diffusione del carico e del rinfiacco in questa eventualità.

6.4.1.1. Analisi di sensitività per la calibrazione del numero di fibre

Come detto in precedenza, la prima cosa che si è effettuata è stata la calibrazione del numero di fibre necessarie per una corretta interpretazione del comportamento strutturale. A tal fine si è utilizzato il modello in cui sono stati inseriti unicamente le pile e le arcate, oltre al peso proprio del riempimento. La condizione di carico alla quale si è fatto riferimento corrisponde a quella del carico tandem previsto in [182] in riferimento alla corsia 1, applicato sulle impronte in essa previsto, non tenendo quindi in conto la diffusione del carico. Tale valutazione preliminare è stata effettuata analizzando il comportamento dell'arcata numero 14. Le sezioni sono state modellate con 10, 20, 30, 50, 100, 200 fibre e corrispondentemente è stato plottato il legame tra carico accidentale applicato e spostamento verticale in chiave, il quale può essere ritrovato nel Grafico 6.2.

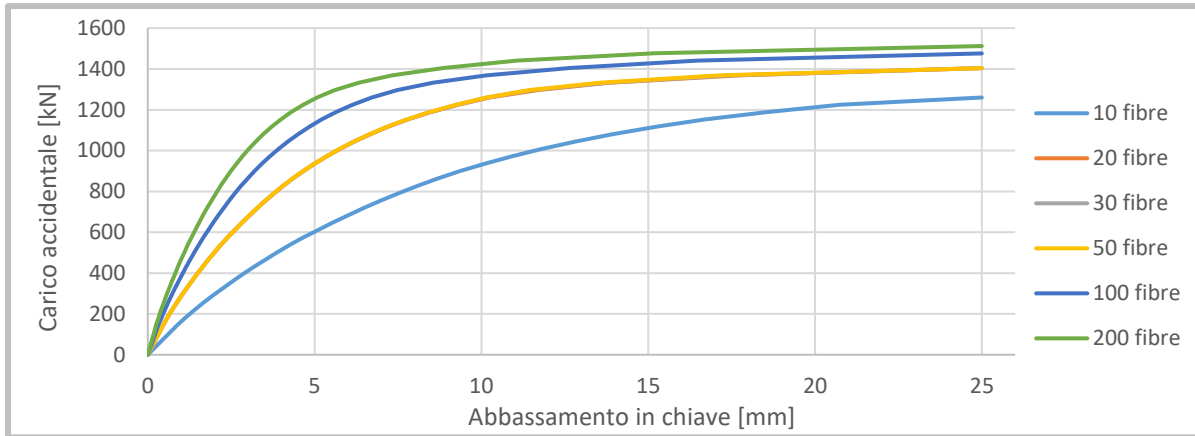


Grafico 6.2 Andamento carico-abbassamento in chiave per l'arcata numero 14 al variare del numero di fibre.

Da tale grafico risulta evidente come una suddivisione con 10 fibre risulti eccessivamente imprecisa mentre con 20, 30 o 50 fibre l'andamento si ripresenta pressoché invariato. Arrivando ad una discretizzazione con 100 fibre, si ottiene un ulteriore miglioramento, il quale risulta piuttosto aderente a quello derivante dall'uso di 200 fibre. Per questo motivo nelle modellazioni successive si farà riferimento ad una suddivisione delle sezioni in 100 fibre.

6.4.1.2. Valutazione del contributo del riempimento

Per tenere in conto il contributo del riempimento, in un primo momento si è fatto riferimento unicamente al suo peso proprio e si è valutato il valore del carico accidentale da traffico che determina il collasso delle diverse arcate, considerandolo applicato in corrispondenza delle chiavi delle stesse come uniformemente distribuito su un'estensione longitudinale pari alle due impronte di carico di normativa, senza procedere ad alcuna sua diffusione ulteriore. Successivamente si sono rieseguite le analisi assumendo un angolo di diffusione di 30° e 45° per valutare come cambi tale carico di collasso. Nella Tabella 6.3 sono riassunti i valori dei carichi ultimi per le diverse arcate nelle molteplici condizioni considerate e le relative variazioni percentuali.

Arcata	Angolo di diffusione [deg]	Carico accidentale massimo [kN]	Aumento percentuale associato alla diffusione [%]
4	0	1075	-
	30	1584	47
	45	1764	64
5	0	1504	-
	30	2376	58
	45	2592	72
6	0	931	-
	30	1368	47
	45	1440	55
7	0	931	-
	30	1368	47
	45	1440	55
8	0	1075	-
	30	1368	27
	45	1584	47

9	0	1612	-
	30	2592	61
	45	2844	76
10	0	824	-
	30	1044	27
	45	1188	44
11	0	1361	-
	30	1800	32
	45	2052	51
12	0	752	-
	30	864	15
	45	972	29
13	0	1612	-
	30	2268	41
	45	2484	54
14	0	1397	-
	30	2232	60
	45	2448	75
15	0	1003	-
	30	1476	47
	45	1620	62
16	0	1218	-
	30	1944	60
	45	2196	80
17	0	1540	-
	30	2556	66
	45	2772	80
18	0	1791	-
	30	3276	83
	45	3600	101
19	0	1504	-
	30	2700	80
	45	2952	96
20	0	1504	-
	30	2412	60
	45	2592	72

Tabella 6.3 Valore del carico mobile di collasso per le diverse arcate e variazioni percentuali in funzione della diffusione del carico assunta.

Come si può vedere, risulta fondamentale tenere in conto il contributo derivante dalla diffusione del carico, in quanto determina un incremento di capacità portante considerevole. Allo stesso tempo risulta evidente come tale incremento dipenda in modo rilevante dall'angolo di diffusione che viene assunto, soprattutto per le arcate dotate di un'altezza di riempimento rilevante, il quale a sua volta dipende dalle caratteristiche proprie del materiale con cui esso è stato realizzato. I valori di angolo assunti sono certamente indicativi, così come il supporre che la diffusione avvenga linearmente con la profondità. In ogni caso, tale valore angolare deve

essere correlato alle proprietà del riempimento, le quali devono essere valutate necessariamente a seguito dell'esecuzione di prove. Come le prove sperimentali illustrate nel capitolo 3 hanno messo in evidenza, nel caso di riempimenti granulari, angoli prossimi a 30° possono già considerarsi non cautelativi. Nel caso in esame, in cui il riempimento risulta generalmente misto (cioè composto da stratificazioni, più o meno ampie, compatte e sciolte intervallate), assumere un angolo di 30° può considerarsi adatto.

Interessante risulta anche il generico meccanismo di collasso individuato per le diverse arcate. Come già messo in mostra da altri lavori sperimentali (tra cui, ad esempio [138]), per ponti dotati di arcate ribassate caricate in corrispondenza della chiave, nel collasso interviene generalmente anche una pila e l'arcata adiacente a quella caricata mentre in volte a tutto sesto è più probabile l'individuazione di un meccanismo che interessi solamente l'arcata caricata, senza l'entrata in gioco di pile ed arcate adiacenti. Tali considerazioni qualitative dipendono in ogni caso anche dalla snellezza delle pile, al cui aumentare diventa sempre più probabile un meccanismo che interessi quest'ultime e le arcate adiacenti e dalla presenza e qualità del rinfianco, il quale favorisce lo svilupparsi di meccanismi multi-campata.

Nel caso in esame, la maggior parte delle arcate risulta essere ribassata, tranne per quanto riguarda le numero 7, 8 e 12, dotate di un ribassamento pari a circa 0.45 e quindi quasi a tutto sesto. Per quanto riguarda le arcate ribassate, il meccanismo di collasso individuato corrisponde, con buona approssimazione, al meccanismo a 7 cerniere già visto precedentemente in Figura 3.17. Nella Figura 6.20 è possibile ritrovare un confronto tra tale meccanismo derivante dalle prove sperimentali e quello messo in mostra dalle analisi eseguite con il modello a fibre, in riferimento all'arcata 19.

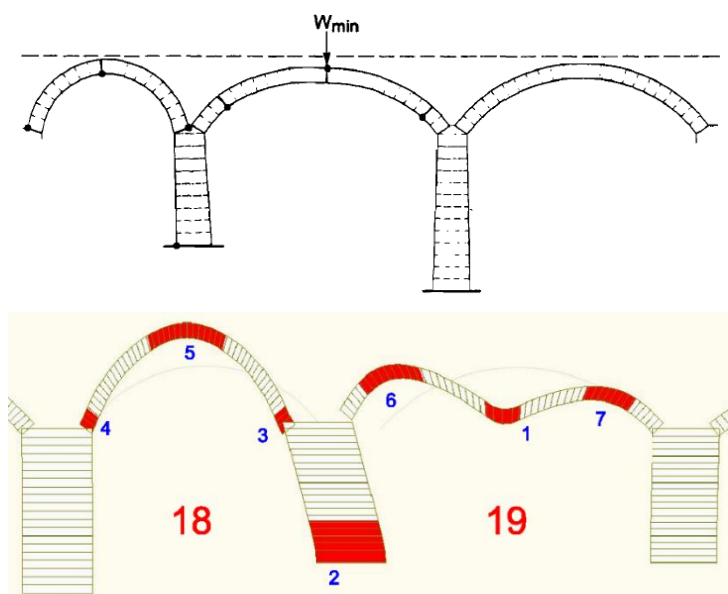


Figura 6.20 Confronto tra meccanismo di collasso previsto in [55] (in alto) e nel caso in esame per un'applicazione del carico mobile in corrispondenza della chiave dell'arcata 19 (in basso). Gli elementi in rosso indicano le zone plasticizzate; in rosso si ritrova anche la numerazione delle arcate mentre in blu l'ordine di formazione delle cerniere plastiche.

Facendo invece riferimento all'arcata numero 12, essendo essa praticamente a tutto sesto e su pile particolarmente tozze, il suo meccanismo di collasso corrisponde con ottima approssimazione a quello di ponte mono-campata, con la formazione di un meccanismo simmetrico a 5 cerniere (essendo il carico accidentale applicato in chiave). Tale condizione è illustrata in Figura 6.21.

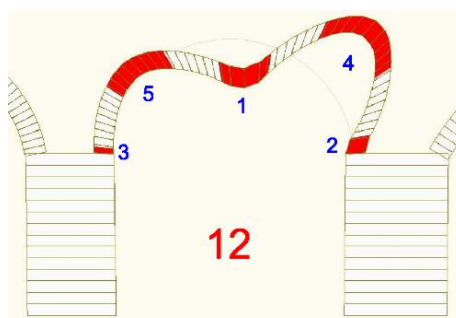


Figura 6.21 Meccanismo di collasso di un'arcata quasi a tutto sesto (numero 12) su pile tozze.

Un altro aspetto interessante messo in mostra dalla Tabella 6.3 è relativo al fatto che le arcate ribassate presentano generalmente un moltiplicatore di collasso maggiore di quello delle arcate a tutto sesto, mettendo in gioco, a rottura, un numero di cerniere plastiche maggiori.

6.4.1.3. Valutazione del contributo del rinfiacco

Per valutare il contributo determinato dal rinfiacco esso è stato inserito nel modello così come descritto in precedenza, studiandone l'influenza al variare dell'angolo di diffusione assunto. In questo modo sarà possibile evidenziare la variazione di capacità portante delle diverse arcate, così come riassunto in Tabella 6.4. Inoltre, a partire dalla Figura 6.22 sino alla Figura 6.33 sono confrontati i meccanismi di collasso relativi alle diverse arcate, nel caso in cui il modello contempli unicamente il contributo del riempimento o anche quello del rinfiacco.

Arcata	Angolo di diffusione [deg]	Carico accidentale massimo [kN]		Aumento percentuale associato al rinfiacco [%]
		Senza rinfiacco	Con rinfiacco	
4	0	1075	1719	60
	30	1584	2556	61
	45	1764	2952	67
5	0	1504	1576	5
	30	2376	2484	5
	45	2592	2700	4
6	0	931	1075	15
	30	1368	1584	16
	45	1440	1656	15
7	0	1039	1899	83
	30	1368	2448	79
	45	1584	2700	70
8	0	1075	1791	67
	30	1368	2340	71
	45	1584	2556	61
9	0	1612	1719	7
	30	2592	2772	7
	45	2844	3060	8
10	0	824	1648	100
	30	1044	2052	97
	45	1188	2376	100
11	0	1361	2400	76
	30	1800	3060	70

	45	2052	3420	67
12	0	752	2149	186
	30	864	2484	188
	45	972	2772	185
13	0	1612	1719	7
	30	2268	2448	8
	45	2484	2628	6
14	0	1397	1504	8
	30	2232	2376	6
	45	2448	2556	4
15	0	1003	1576	57
	30	1476	2268	54
	45	1620	2628	62
16	0	1218	1540	26
	30	1944	2520	30
	45	2196	2772	26
17	0	1540	1576	2
	30	2556	2808	10
	45	2772	2988	8
18	0	1791	1970	10
	30	3276	3700	13
	45	3600	3800	6
19	0	1504	1719	14
	30	2700	3060	13
	45	2952	3348	13
20	0	1504	1648	10
	30	2412	2628	9
	45	2592	2808	8

Tabella 6.4 Valore del carico mobile di collasso per le diverse arcate e variazioni percentuali nel caso in cui si sia tenuto conto, oppure no, del contributo del rinfiaccio.

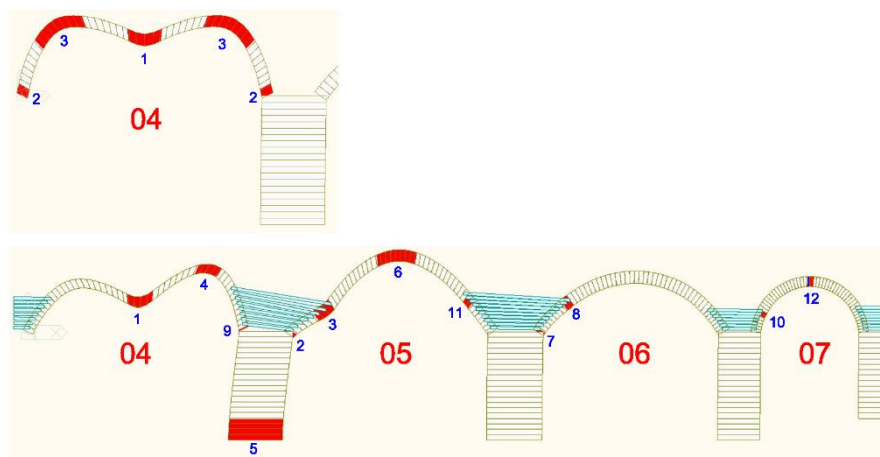


Figura 6.22 Meccanismo di collasso per carico tandem applicato in chiave all'arcata 4 nel caso in cui sia tenuto conto unicamente del contributo del riempimento (in alto) o anche di quello del rinfiaccio (in basso).

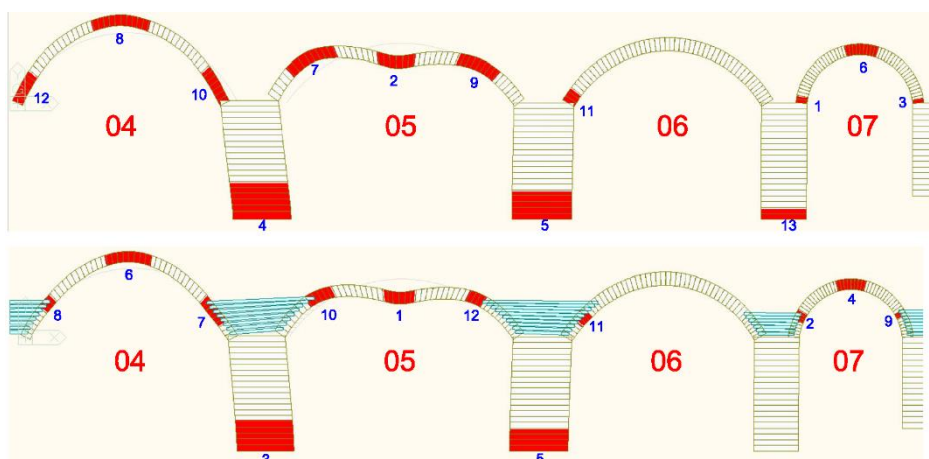


Figura 6.23 Meccanismo di collasso per carico tandem applicato in chiave all'arcata 5 nel caso in cui sia tenuto conto unicamente del contributo del riempimento (in alto) o anche di quello del rinfianco (in basso).

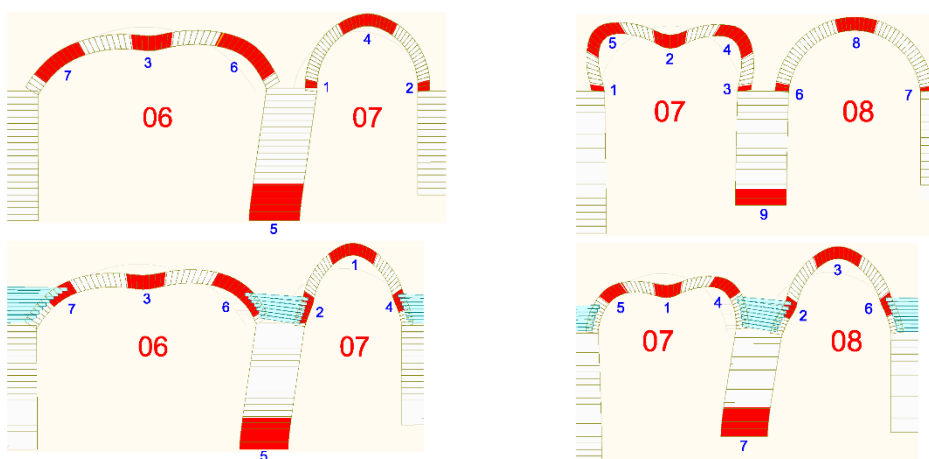


Figura 6.24 Meccanismo di collasso per carico tandem applicato in chiave all'arcata 6 (a sinistra) e 7 (a destra) nel caso in cui sia tenuto conto unicamente del contributo del riempimento (in alto) o anche di quello del rinfianco (in basso).

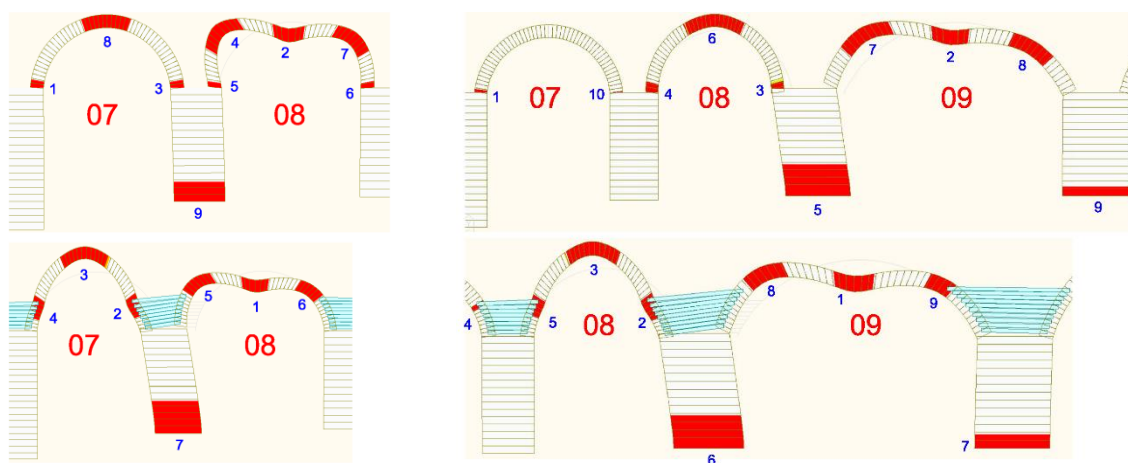


Figura 6.25 Meccanismo di collasso per carico tandem applicato in chiave all'arcata 8 (a sinistra) e 9 (a destra) nel caso in cui sia tenuto conto unicamente del contributo del riempimento (in alto) o anche di quello del rinfianco (in basso).

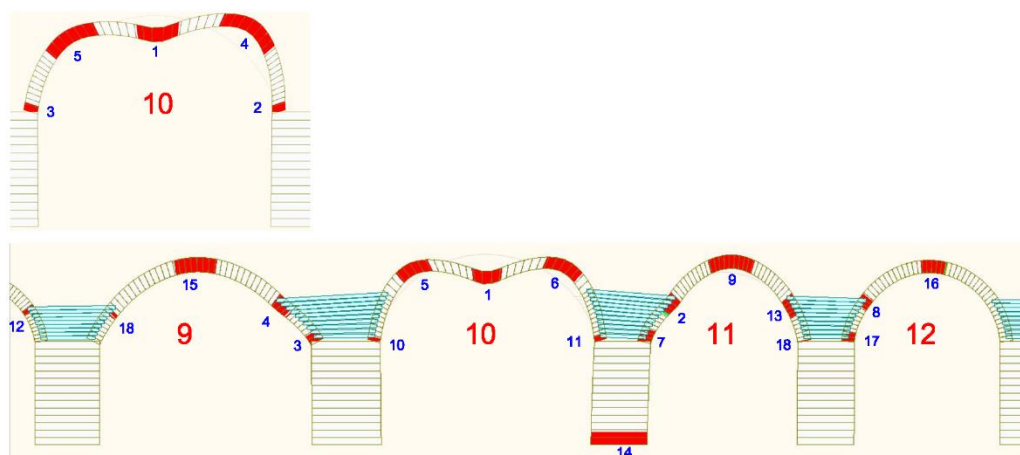


Figura 6.26 Meccanismo di collasso per carico tandem applicato in chiave all'arcata 10 nel caso in cui sia tenuto conto unicamente del contributo del riempimento (in alto) o anche di quello del rinfiaccio (in basso).

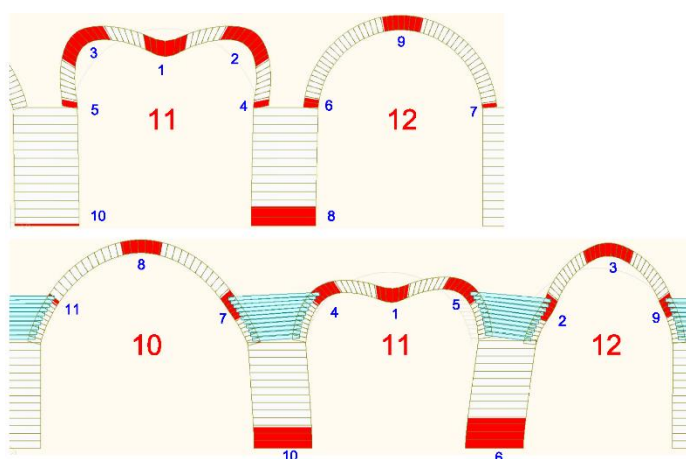


Figura 6.27 Meccanismo di collasso per carico tandem applicato in chiave all'arcata 11 nel caso in cui sia tenuto conto unicamente del contributo del riempimento (in alto) o anche di quello del rinfiaccio (in basso).

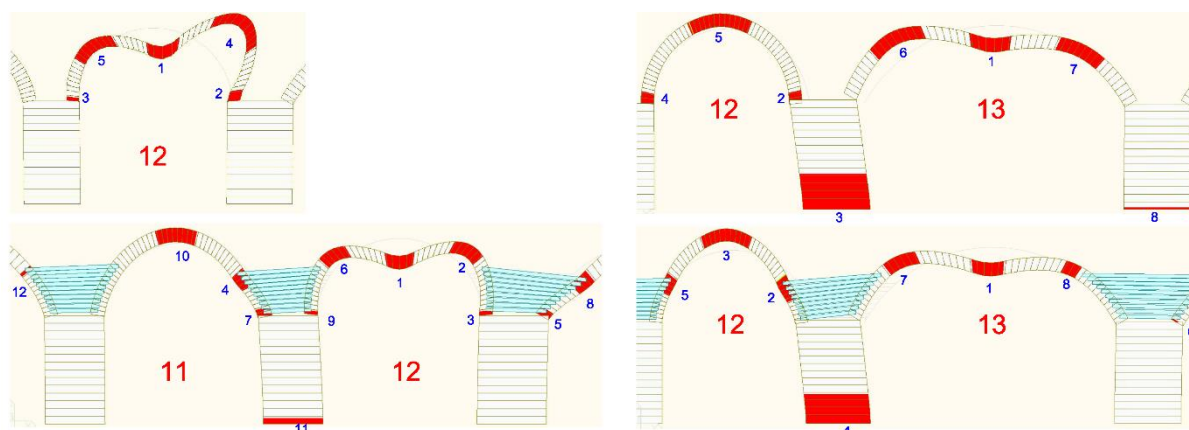


Figura 6.28 Meccanismo di collasso per carico tandem applicato in chiave all'arcata 12 (a sinistra) e 13 (a destra) nel caso in cui sia tenuto conto unicamente del contributo del riempimento (in alto) o anche di quello del rinfiaccio (in basso).

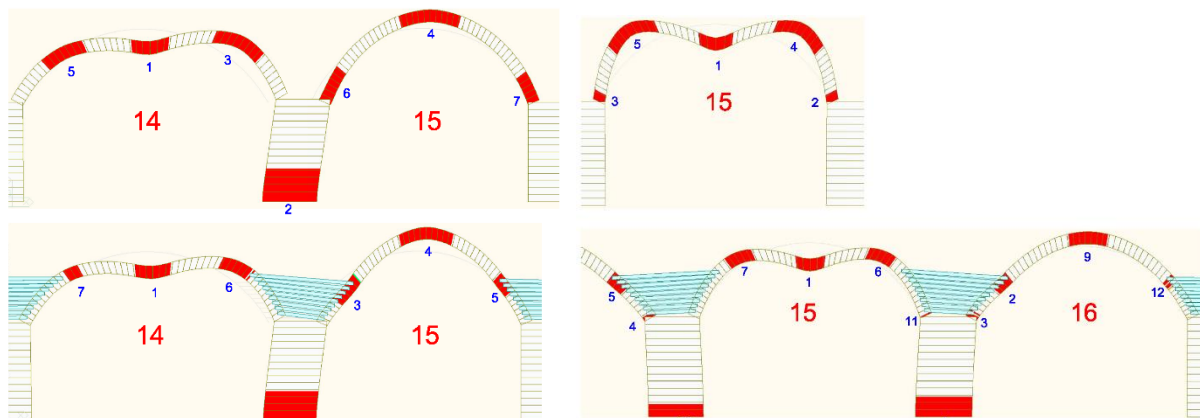


Figura 6.29 Meccanismo di collasso per carico tandem applicato in chiave all'arcata 14 (a sinistra) e 15 (a destra) nel caso in cui sia tenuto conto unicamente del contributo del riempimento (in alto) o anche di quello del rinfiaccio (in basso).

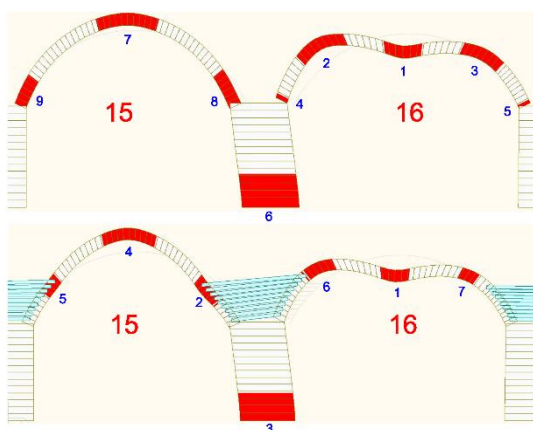


Figura 6.30 Meccanismo di collasso per carico tandem applicato in chiave all'arcata 16 nel caso in cui sia tenuto conto unicamente del contributo del riempimento (in alto) o anche di quello del rinfiaccio (in basso).

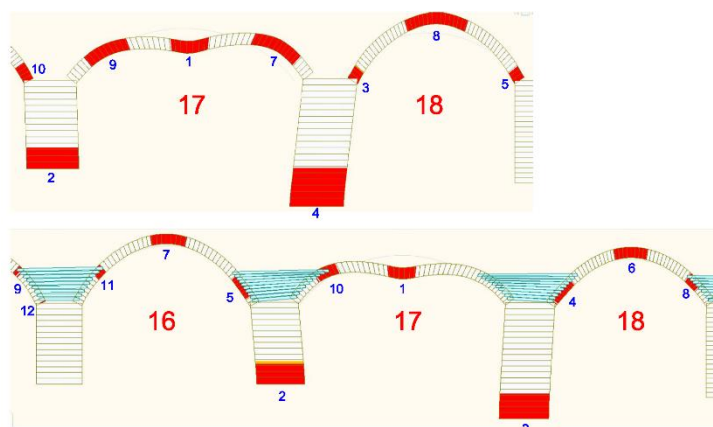


Figura 6.31 Meccanismo di collasso per carico tandem applicato in chiave all'arcata 17 nel caso in cui sia tenuto conto unicamente del contributo del riempimento (in alto) o anche di quello del rinfiaccio (in basso).

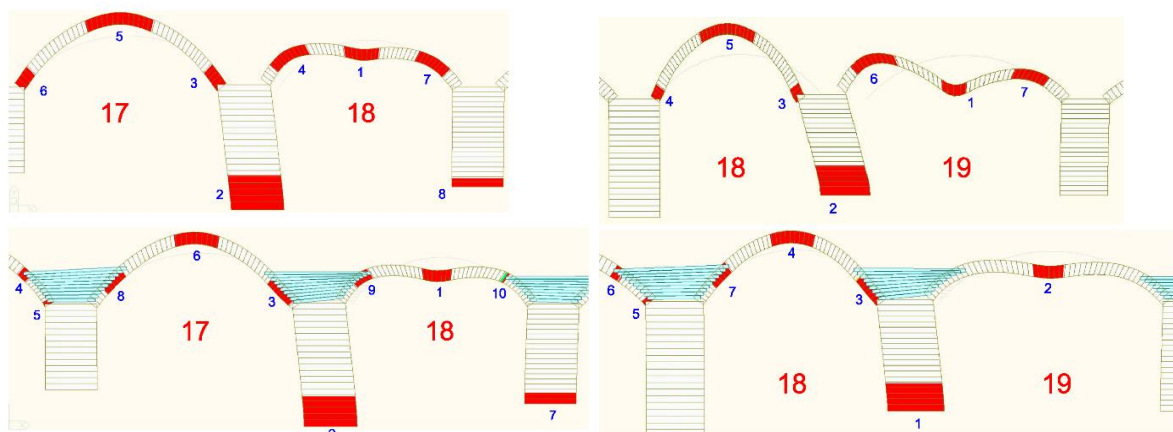


Figura 6.32 Meccanismo di collasso per carico tandem applicato in chiave all'arcata 18 (a sinistra) e 19 (a destra) nel caso in cui sia tenuto conto unicamente del contributo del riempimento (in alto) o anche di quello del rinfianco (in basso).

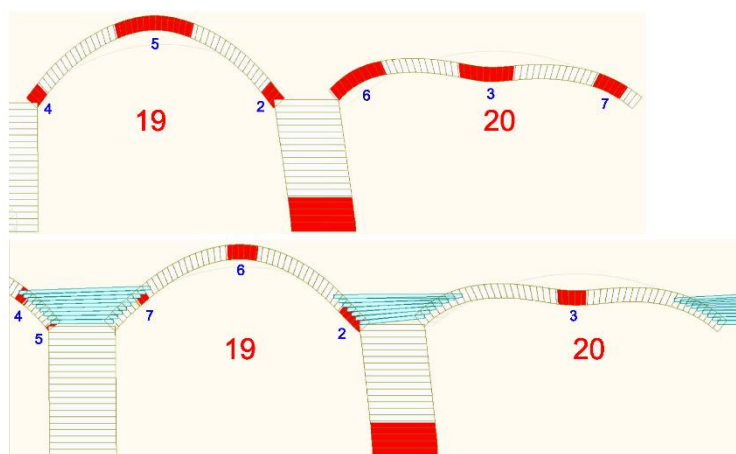


Figura 6.33 Meccanismo di collasso per carico tandem applicato in chiave all'arcata 20 nel caso in cui sia tenuto conto unicamente del contributo del riempimento (in alto) o anche di quello del rinfianco (in basso).

Da quanto esposto risulta evidente un incremento, anche notevole, della capacità portante delle arcate più prossime ad essere definibili a tutto sesto (ribassamento prossimo a 0.5) quali le numero 7, 8, 10, 11 e 12. La motivazione di tale incremento risulta associata al meccanismo di collasso relativo: come si può vedere dalle figure precedenti, mentre in assenza del rinfianco esse collassano per un meccanismo che le riguarda individualmente, la presenza del rinfianco sviluppa tale meccanismo anche in riferimento alle arcate adiacenti ed alle pile.

Tale motivazione risulta essere valida anche per le arcate 4 e 15 (le rimanenti ad aver subito un incremento di capacità portante), nonostante esse siano ribassate.

Per le altre arcate è possibile osservare sostanzialmente una capacità portante inalterata con aumenti di qualche punto percentuale. In esse infatti, visto il loro ribassamento, anche in assenza di rinfianco il meccanismo di collasso interessava già le arcate adiacenti e le pile e quindi non è osservabile una variazione sostanziale ad esso associata. Altro aspetto particolarmente interessante relativamente al contributo del rinfianco consiste, come già anticipato nei capitoli precedenti, nel suo effetto di riduzione sostanziale della luce sulla quale la generica arcata lavora rispetto a quella geometrica, così come già visto in Figura 3.32, con un diverso posizionamento delle cerniere plastiche di estremità.

Il contributo determinato dal rinfiacco risulta quindi notevole nella valutazione della capacità portante del ponte. Ovviamente risulta di particolare importanza capire i materiali e le modalità con le quali tale rinfiacco è stato realizzato. In ogni caso, quanto ottenuto conferma il fatto che se esso è presente al di sopra delle imposte dei ponti ad arco, si ottiene una forte riduzione della vulnerabilità della struttura. Di conseguenza, i modelli che non considerano tale condizione costruttiva risultano essere eccessivamente cautelativi [206].

6.4.1.4. Valutazione dell'influenza del carico uniformemente distribuito da traffico

Oltre al carico tandem la normativa tecnica identifica, in riferimento al modello di carico 1, anche un carico uniformemente distribuito da traffico. In questo paragrafo si vuole valutarne il contributo, in modo particolare per comprendere se esso determini un contributo favorevole o sfavorevole. A tal fine esso verrà posizionato in differenti configurazioni, facendo riferimento, contemporaneamente, ad un'applicazione del carico mobile in chiave delle arcate. Si andrà sostanzialmente a considerare tre ulteriori condizioni in aggiunta a quella già descritta in precedenza, al variare della posizione di tale carico uniformemente distribuito, così come illustrato schematicamente in Figura 6.34.

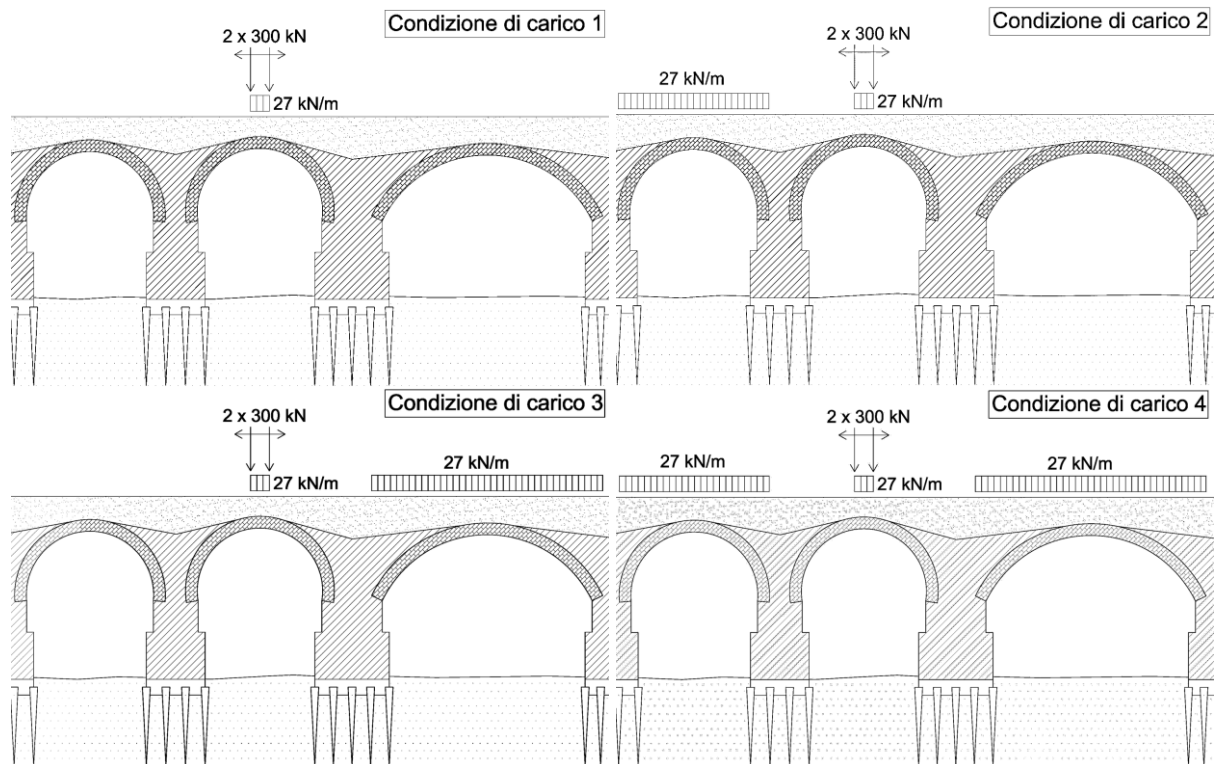


Figura 6.34 Condizioni di carico adottate nelle analisi.

Le analisi eseguite sono state incrementate progressivamente il carico tandem con una diffusione di 30° sino al raggiungimento della condizione di collasso. I risultati ottenuti sono sintetizzati in Tabella 6.5.

Arcata	Carico di collasso [kN]				Aumento percentuale [%]		
	Condizioni di carico						
	1	2	3	4	2	3	4
4	2556	-	2628	-	-	2.8	-
5	2484	2797	2486	2814	12.6	0.1	13.3
6	1584	1587	1874	1880	0.2	18.3	18.7
7	2448	2482	2911	2913	1.4	18.9	19
8	2340	2742	2363	2771	17.2	1.0	18.4
9	2772	3113	2780	3138	12.3	0.3	13.2
10	2052	2058	2288	2300	0.3	11.5	12.1
11	3060	3094	3644	3614	1.1	19.1	18.1
12	2484	3122	2730	3137	25.7	9.9	26.3
13	2448	2727	2475	2742	11.4	1.1	12
14	2376	2426	2675	2694	2.1	12.6	13.4
15	2268	2311	2520	2549	1.9	11.1	12.4
16	2520	2901	2548	2906	15.1	1.1	15.3
17	2808	3120	2856	3153	11.1	1.7	12.3
18	3700	4114	3752	4137	11.2	1.4	11.8
19	3060	3155	3088	3268	3.1	0.9	6.8
20	2628	2851	-	-	8.5	-	-

Tabella 6.5 Carichi di collasso delle diverse arcate al variare della condizione di carico.

Come si può osservare dalla tabella, la presenza di un carico uniformemente distribuito sulle arcate adiacenti a quella caricata determina un incremento della sua capacità portante. Tale effetto risulta dipendente dal lato in cui il carico è applicato; generalmente è possibile osservare che quando esso è applicato in corrispondenza dell'arcata adiacente di luce inferiore (più rigida) esso comporti un incremento rilevante (nell'ordine del 10-20% per il caso in esame) mentre risulta piuttosto ridotto dal lato opposto. Quando viene applicato da entrambi i lati, l'effetto irrigidente risulta amplificato e quindi il carico di collasso risulta aumentare ulteriormente. È possibile quindi concludere come esso abbia effetto favorevole e per questo andrà trascurato nella valutazione della condizione critica.

6.4.1.5. Valutazione della posizione critica di applicazione del carico mobile

Dalle analisi eseguite sinora è stato possibile evidenziare due comportamenti sostanzialmente diversi: le arcate a tutto sesto (o prossime a tale condizione) presentano un meccanismo che le interessa in modo esclusivo mentre quelle ribassate mettono in gioco anche le pile e le arcate adiacenti. In entrambi i casi si è supposto che la posizione critica del carico mobile possa essere in corrispondenza della chiave, come mostrato da prove sperimentali su ponti multi-campata. In questo paragrafo si vuole studiare se effettivamente tale condizione sia verificata, valutando il carico di collasso delle arcate al variare della posizione di applicazione del carico mobile tandem oltre che dell'angolo di diffusione e tenendo conto, oppure no, della presenza del rinfiacco. Il suo andamento in funzione di quanto descritto è sintetizzato, per il caso senza rinfiacco, nel Grafico 6.3 mentre, per il caso con rinfiacco, nel Grafico 6.4.

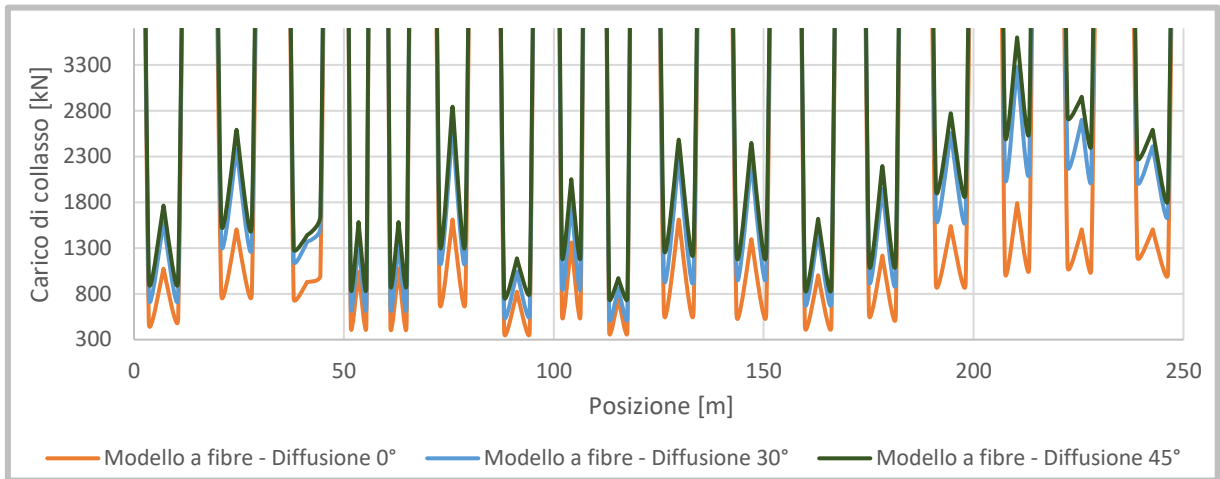


Grafico 6.3 Andamento del carico di collasso al variare della posizione di applicazione del carico tandem e dell'angolo di diffusione assunto nel caso in cui non si sia tenuto conto del rinfiacco.

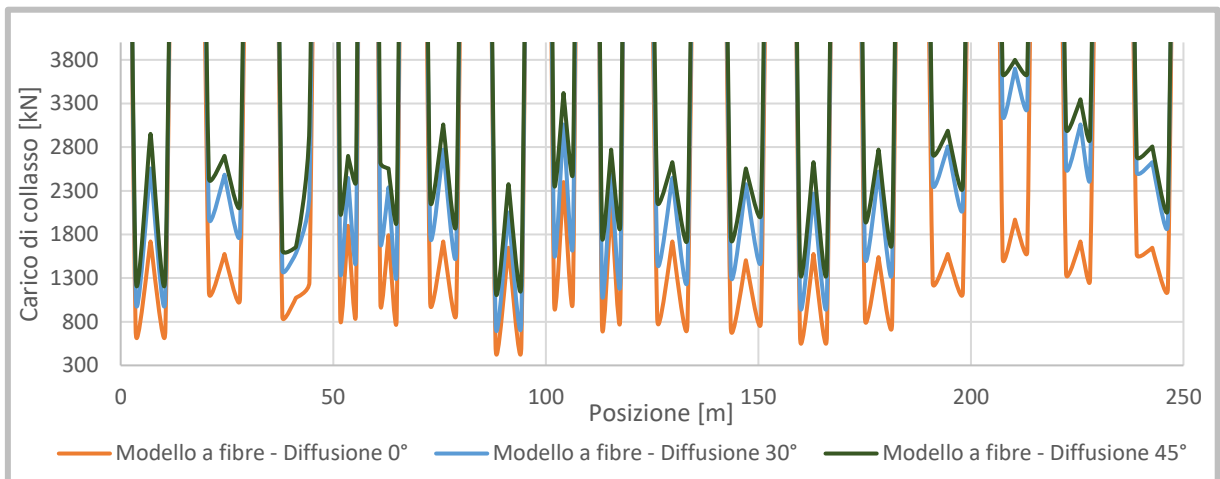


Grafico 6.4 Andamento del carico di collasso al variare della posizione di applicazione del carico tandem e dell'angolo di diffusione assunto nel caso in cui si sia tenuto conto del rinfiacco.

Da tali grafici risulta evidente come il carico ultimo relativo alle diverse arcate non si trovi in corrispondenza della chiave ma sia piuttosto spostato verso circa un quarto della luce. Questo avviene nonostante la diffusione del carico risulti di maggiore entità in corrispondenza di quest'ultima, a causa del più elevato spessore del riempimento all'allontanarsi dalla chiave. La motivazione di tale comportamento può considerarsi associata alla conformazione geometrica che il ponte presenta: possedendo infatti esso pile particolarmente tozze, il comportamento che ne risulta è più simile a quello di un ponte mono-campata rispetto a quello multi-campata, con il carico critico che ne deriva non in corrispondenza della chiave ma ad un quarto della luce. Tale peculiarità è messa in mostra anche dai meccanismi di collasso, i quali risultano pressoché identici per tutte le arcate con la formazione di quattro cerniere che interessano la singola arcata, senza che vi sia interazione con le adiacenti nel caso in cui non si tenga conto del rinfiacco (Figura 6.35). L'unica eccezione si è presentata per l'arcata 6, essendo esso particolarmente ribassata ed adiacente ad un'arcata a tutto sesto quale la numero 7 (Figura 6.36).

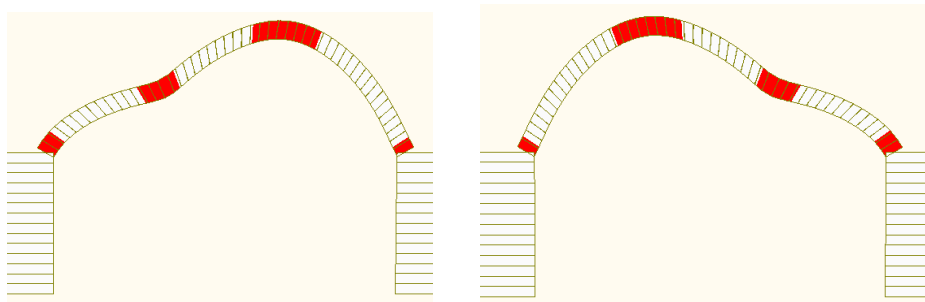


Figura 6.35 Meccanismi di collasso tipici per formazione di quattro cerniere nel caso di applicazione del carico in corrispondenza dei quarti della luce in assenza del rinfianco.

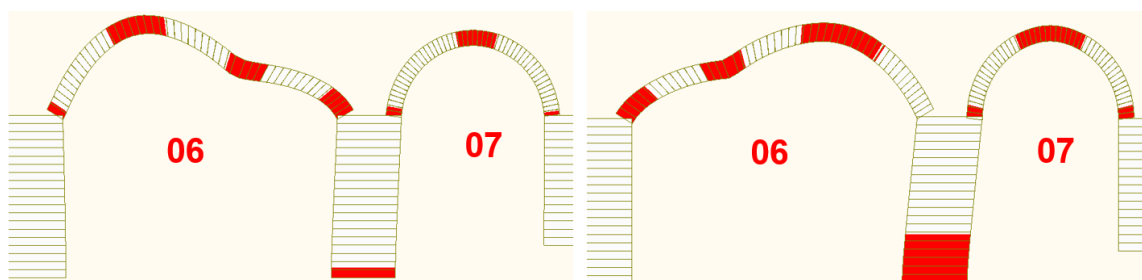


Figura 6.36 Meccanismi di collasso dell'arcata 6 nei casi di applicazione del carico in corrispondenza dei quarti della luce in assenza del rinfianco.

Quando si tiene conto anche del contributo del rinfianco il carico di collasso aumenta, sostanzialmente perché esso comporta una riduzione della luce effettiva delle arcate così come già messo in mostra in precedenza; oltre a tale effetto, in alcuni casi esso favorisce anche l'interazione tra arcate adiacenti, ma in modo meno rilevante rispetto al caso di carico applicato in chiave. Il comportamento delle arcate maggiormente interessate da tale sviluppo di un meccanismo multi-arcata è riportato nelle figure successive mentre in Tabella 6.6 sono riassunti i valori dei carichi di collasso al variare dell'angolo di diffusione e conseguenti alla presenza del rinfianco, in modo tale da metterne in evidenza ancora una volta il contributo, in questo caso per l'applicazione del carico tandem ai quarti della luce.

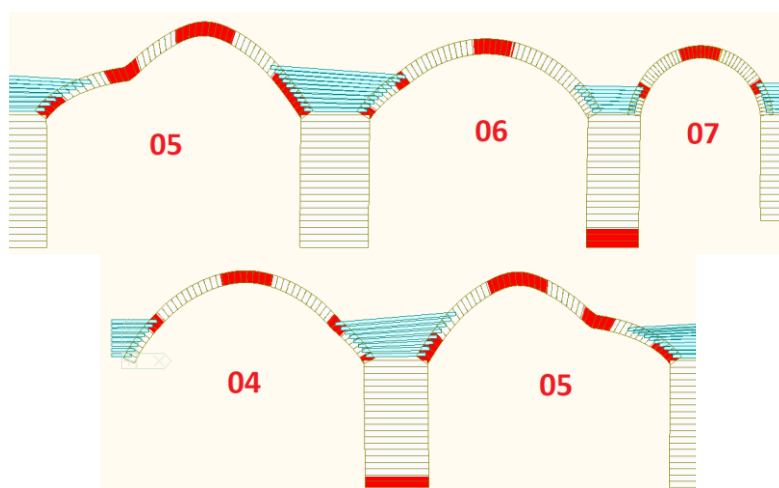


Figura 6.37 Meccanismi di collasso dell'arcata 5 nei casi di applicazione del carico in corrispondenza dei quarti della luce in presenza del rinfianco.

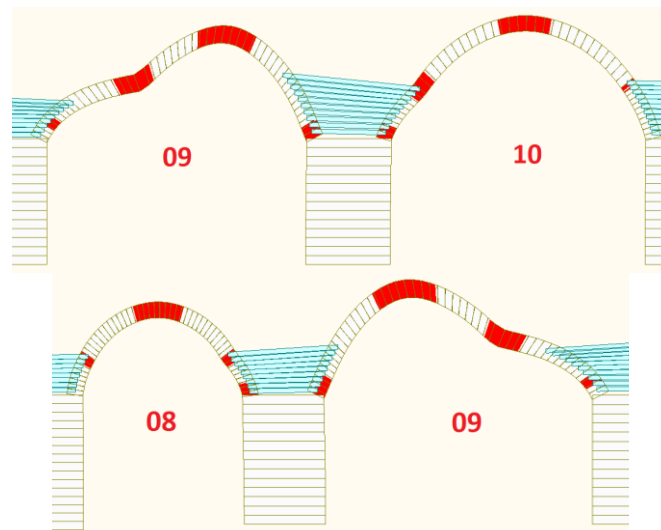


Figura 6.38 Meccanismi di collasso dell'arcata 9 nei casi di applicazione del carico in corrispondenza dei quarti della luce in presenza del rinfianco.

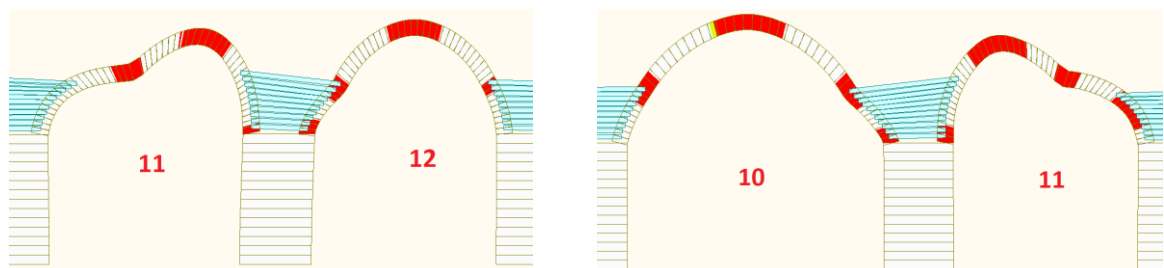


Figura 6.39 Meccanismi di collasso dell'arcata 11 nei casi di applicazione del carico in corrispondenza dei quarti della luce in presenza del rinfianco.

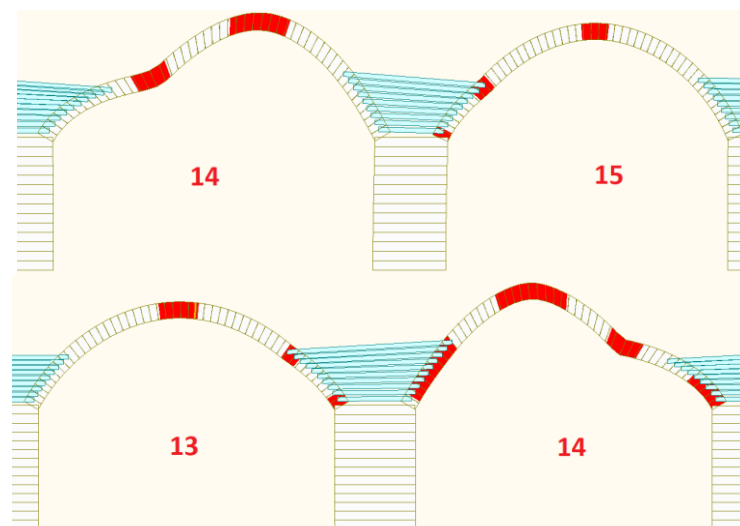


Figura 6.40 Meccanismi di collasso dell'arcata 14 nei casi di applicazione del carico in corrispondenza dei quarti della luce in presenza del rinfianco.

	Carico di collasso [kN]						Incremento medio [%]
	Senza rinfiango			Con rinfiango			
	0°	30°	45°	0°	30°	45°	
4	501	792	972	716	1122	1368	42
	537	792	972	716	1122	1368	39
5	824	1398	1620	1146	2005	2448	45
	824	1364	1584	1075	1829	2160	34
6	752	1165	1296	860	1394	1620	20
	1003	1522	1656	1254	2266	3060	53
7	466	686	900	896	1434	2088	111
	466	686	900	931	1550	2412	131
8	466	684	936	1039	1735	2628	153
	466	684	936	860	1387	1980	100
9	752	1259	1440	1039	1832	2232	46
	752	1259	1440	931	1635	1980	30
10	394	581	792	537	820	1224	44
	394	592	828	537	829	1260	43
11	609	932	1260	1075	1686	2448	84
	609	932	1260	1110	1749	2556	91
12	394	541	756	824	1206	1836	125
	394	541	756	896	1299	1944	141
13	645	1051	1368	860	1532	2196	47
	645	1039	1332	788	1344	1800	29
14	609	1067	1296	752	1389	1800	31
	609	1067	1296	824	1547	2052	46
15	466	747	900	645	1062	1440	47
	466	747	900	645	1062	1440	47
16	609	1010	1188	860	1592	2016	56
	573	978	1188	788	1429	1764	44
17	931	1674	1980	1254	2391	2736	39
	931	1660	1944	1146	2133	2376	25
18	1075	2144	2592	1540	3189	3648	44
	1110	2197	2628	1612	3269	3648	44
19	1110	2219	2736	1361	2582	3024	16
	1075	2072	2448	1290	2466	2916	19
20	1218	2044	2304	1576	2520	2700	23
	1039	1703	1872	1182	1935	2124	14

Tabella 6.6 Carico di collasso per carico applicato in corrispondenza dei quarti della luce delle arcate al variare dell'angolo di diffusione ed in relazione alla presenza del rinfiango.

Risulta ancora una volta evidente come tutte le arcate presentino un incremento del carico di collasso, con quelle a tutto sesto (7, 8, 11 e 12) maggiormente favorite. Diversamente dal caso di carico applicato in chiave, le arcate ribassate sperimentano un incremento rilevante del suo valore ultimo, sostanzialmente associato alla formazione di un numero maggiore di cerniere plastiche nel meccanismo di collasso.

6.4.2. Modellazione a macro-elementi

Nel presente paragrafo verranno realizzate delle valutazioni in riferimento all'uso del modello a macro-elementi, realizzato attraverso il software HiStrA Bridges, con il quale è possibile modellare, mantenendo in ogni caso ridotto l'onere computazionale, ogni parte costituente il ponte in modo esplicito. Le considerazioni che verranno effettuate saranno relative alla posizione critica del carico di collasso, la quale verrà confrontata con quella ottenuta con la modellazione a fibre, la quale non comprendeva l'inserimento esplicito del riempimento ed alle proprietà dei diversi elementi costituenti, in particolare riferimento al diverso comportamento che essi determinano. A tal fine si confronteranno due eventualità: nella prima non si terrà conto dei meccanismi di rottura a taglio e scorrimento dando un legame elastico indefinitamente resistente alle molle ad essi associati; in un secondo momento verranno considerati anche tali meccanismi, utilizzando le proprietà ed i legami costitutivi indicati in precedenza.

Per evidenziare il contributo sul carico di collasso determinato dal considerare esplicitamente il riempimento a differenza di quanto fatto con il modello a fibre, si è proseguito nella valutazione di una striscia di ponte di larghezza di 3m, pari alla dimensione trasversale di una corsia convenzionale. Inoltre le analisi sono state svolte considerando, come sezioni di riferimento, quelle ai quarti ed in chiave delle singole arcate, per un totale di 51 sezioni, in analogia con il modello a fibre trattato in precedenza. Per tali differenti sezioni sono stati valutati i relativi meccanismi di collasso nelle due fattispecie indicate; a tale proposito, nelle figure successive sono riportati i meccanismi di collasso tipici, i quali si ripresentano sostanzialmente inalterati per le diverse arcate.

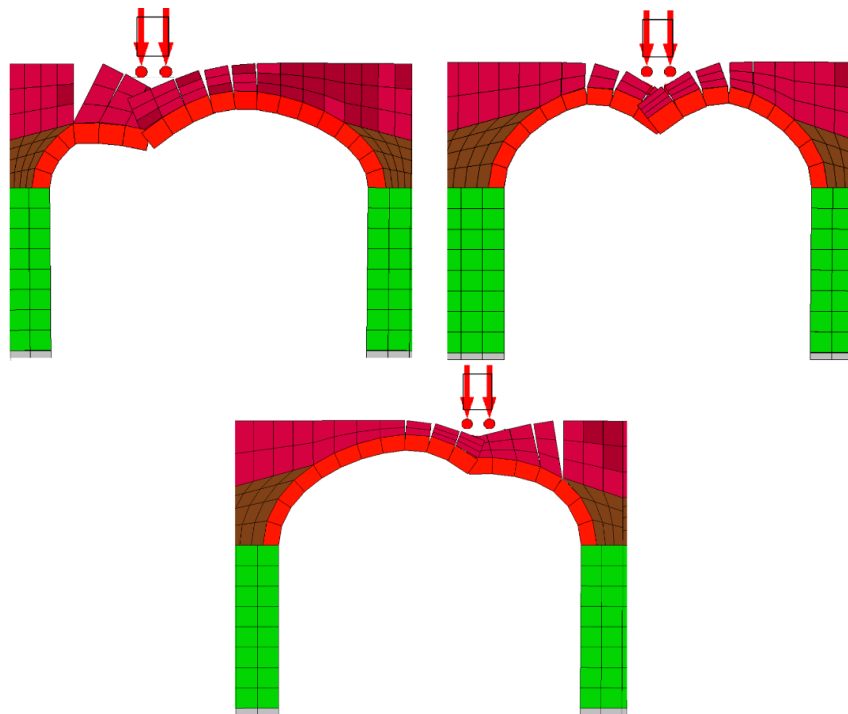


Figura 6.41 Meccanismi di collasso per carico tandem applicato in corrispondenza dei quarti e della chiave di una generica arcata nell'ipotesi di legame costitutivo elastico indefinitamente resistente per le molle a taglio per fessurazione diagonale e scorrimento.

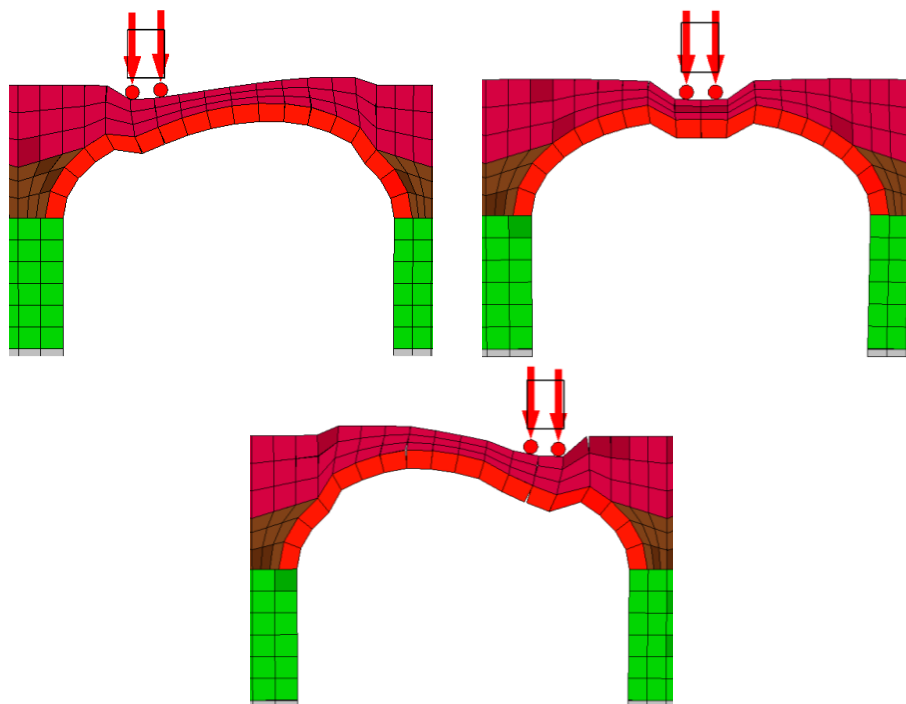


Figura 6.42 Meccanismi di collasso per carico tandem applicato in corrispondenza dei quarti e della chiave di una generica arcata nell'ipotesi di legame costitutivo elasto-plastico per le molle a taglio per fessurazione diagonale e scorrimento.

Come si può vedere, il meccanismo di collasso nel primo caso consiste nella formazione progressiva di cerniere sinchè la generica arcata si trasforma in un meccanismo. Inoltre risulta particolarmente evidente come il rinfianco agisca da vincolo per la formazione di tale meccanismo con una riduzione della luce libera, aspetto già messo in mostra anche dal modello a fibre. Nel secondo caso si vede invece come il carico tandem determini una distorsione dell'arcata, con un meccanismo di collasso misto, associato al taglio ed alla formazione di cerniere plastiche. Inoltre, essendo il ponte su pile particolarmente tozze, il meccanismo interessa l'arcata caricata, senza che le adiacenti ne siano influenzate in maniera rilevante.

Dalla valutazione delle sezioni nelle condizioni indicate in precedenza è stato possibile determinare i relativi carichi di collasso i quali sono stati schematizzati nel Grafico 6.5, nel quale è possibile ritrovare anche un confronto con quanto ottenuto in precedenza con il modello a fibre nel caso in cui si sia tenuto conto del rinfianco ed una diffusione a 30° .

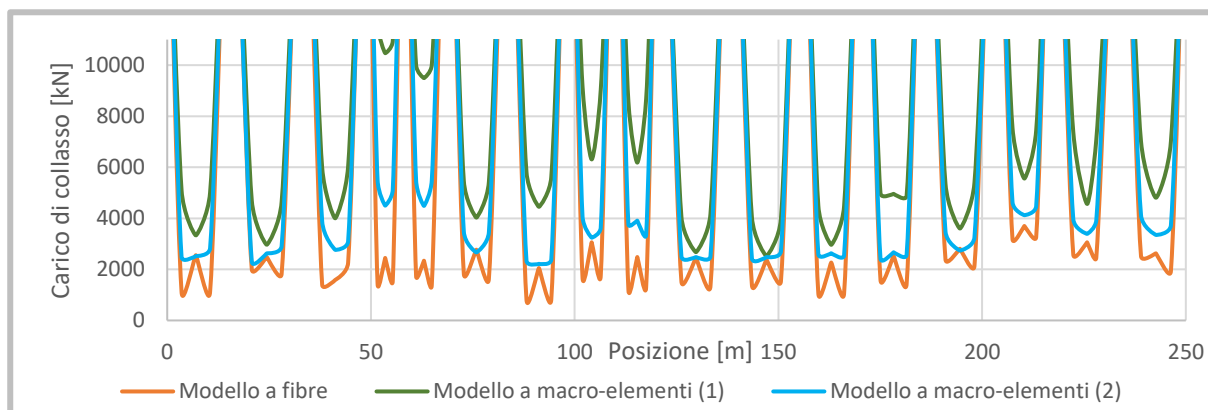


Grafico 6.5 Andamento del carico di collasso al variare della posizione di applicazione del carico tandem nel caso di modello a fibre con diffusione a 30° e del modello a macro-elementi assumendo un comportamento elastico delle molle a taglio per fessurazione diagonale ed a scorrimento (1) oppure con un legame costitutivo elasto-plastico per esse (2).

Come si può vedere dal grafico precedente, la posizione critica del carico di collasso determinata con i modelli a macro-elementi corrisponde generalmente alla chiave della generica arcata, a differenza di quanto si era ricavato con il modello a fibre, nel quale la posizione critica si localizzava ai quarti della luce. Inoltre, nel caso in cui le molle a taglio per fessurazione diagonale ed a scorrimento abbiano legame elastico si determina un carico di collasso maggiore rispetto a quando per esse si sia considerato un legame elasto-plastico; tale aspetto diventa particolarmente rilevante per le arcate a tutto sesto (7, 8, 10, 11, 12) le quali sono caratterizzate anche da un maggiore spessore del riempimento. Inoltre, proprio per tali arcate a tutto sesto, il carico di collasso diventa decisamente maggiore rispetto a quello determinato con il modello a fibre tanto da mettere in mostra come la modellazione esplicita del riempimento le influenzi in modo maggiormente rilevante rispetto a quanto avviene per quelle ribassate. Altro aspetto di particolare rilievo consiste nei carichi di collasso determinati, i quali presentano dei moltiplicatori decisamente rilevanti, tanto da mettere in mostra come questa tipologia strutturale garantisca livelli di sicurezza generalmente consistenti; questo nonostante non si sia tenuto in conto del contributo alla resistenza determinato dai timpani e si sia considerata solamente una striscia di ponte e non il sistema strutturale nel suo complesso.

6.5. Analisi numeriche sismiche

Le analisi numeriche di natura sismica verranno sviluppate facendo uso delle modellazioni a macro-elementi ed al continuo, le quali permettono di tenere in conto tutte le parti di cui il ponte è costituito in modo accurato. La tipologia di analisi che verrà utilizzata consiste nella statica non lineare (pushover), i cui fondamenti teorici sono stati trattati nel paragrafo 4.9.1. In particolare, dall'analisi modale si è visto come il primo modo di vibrare abbia un'influenza prevalente sul comportamento dinamico della struttura mobilitando una discreta percentuale di massa. In particolare esso si sviluppa interessando la direzione longitudinale; per questo motivo il meccanismo di collasso che si considera essere maggiormente critico in riferimento al comportamento globale risulta associato a delle forze orizzontali agenti appunto longitudinalmente.

Gli aspetti che si vogliono studiare sono relativi alla distribuzione di forze orizzontali applicabili alla struttura ed alle corrispondenti curve di capacità. Altro aspetto di rilievo riguarda i meccanismi di collasso relativi oltre che il contributo di meccanismi a taglio per fessurazione diagonale e scorrimento, i quali sono tendenzialmente particolarmente rilevanti per strutture tozze come quella in esame. Infine le considerazioni sulla rispondenza del ponte alla domanda sismica verrà sviluppata trasformando le curve di capacità ottenute per il sistema MDOF in quella di un sistema equivalente SDOF facendo uso del metodo N2 secondo l'approccio descritto in 4.9.1.

Come primo aspetto si sono valutate diverse distribuzioni di carico laterale, tra cui quelle proporzionali alle masse (nelle direzioni positiva e negativa), al primo modo e multi-modale¹⁷. La scelta del nodo di controllo è stata assunta in corrispondenza della chiave delle arcate. Tale assunzione deriva dall'utilizzo di un punto che si possa considerare sufficientemente rappresentativo del comportamento globale del ponte e che allo stesso tempo non sia sede di fenomeni di collasso in quanto, come si è già visto nel paragrafo 3.2, generalmente lo sviluppo del meccanismo non interessa direttamente la chiave delle arcate ma per lo più le sezioni a circa un quarto della luce. In particolare la chiave prescelta è stata la numero 16, la quale è caratterizzata dalla massima ampiezza modale di primo modo nella direzione longitudinale.

¹⁷ In quest'ultimo caso, la distribuzione di forze laterali deriva da una combinazione CQC di quelle relative ad un numero di modi sufficiente a mobilitare una percentuale di masse almeno pari all'85% nella direzione longitudinale.

6.5.1. Influenza delle distribuzioni di carico laterale sulla curva di capacità

Come indicato in precedenza, facendo uso dei software Midas FEA e HiStrA Bridges si sono svolte delle analisi di pushover al variare delle distribuzioni di carico laterale, in modo tale da confrontare i risultati dei due software oltre che le caratteristiche peculiari delle curve di capacità corrispondenti. Tali curve di capacità sono state valutate sino al raggiungimento del tagliante di base di picco, senza valutare il comportamento rammollente conseguente il quale, almeno per la struttura oggetto di valutazione, è risultato non eccessivamente rilevante oltre che causa di instabilità numeriche al fine della sua determinazione.

In Midas FEA sono stati utilizzati, come già descritto in precedenza, elementi plate con un modello costitutivo TSRC oppure TSFC mentre in HiStrA Bridges le molle che caratterizzano il comportamento a flessione sono state tarate secondo le medesime proprietà assunte in Midas FEA. Per quanto riguarda quelle a scorrimento ed a fessurazione diagonale in un primo momento ad esse è stato affidato un comportamento elastico indefinitamente resistente mentre in un secondo si sono imposti i parametri costitutivi già indicati in precedenza ed adottati anche per le analisi di natura statica. Per tutti i valori utilizzati è possibile fare riferimento alle indicazioni presenti nel paragrafo 6.3.

Seguendo un approccio in qualche modo simile a quanto avviene in HiStrA Bridges nel quale l'interazione a flessione tra elementi adiacenti è governata da molle non lineari dotate di un legame costitutivo a compressione ed a trazione secondo i legami costitutivi indicati in precedenza, in Midas FEA, per tenere in conto della parzializzazione delle sezioni di base, i nodi relativi sono stati collegati con altri incastrati attraverso molle non lineari *compression only* in modo tale da simulare la sola trasmissione di stati di compressione al terreno (vincolo *monolatero*).

Nel seguito sono riportate le curve di capacità determinate utilizzando una distribuzione di forze proporzionale alle masse (nei due versi longitudinali) ed al primo modo, realizzando un confronto tra i due approcci di modellazione ed i relativi legami costitutivi. Tale confronto è stato sviluppato impostando, nel modello al continuo, i due possibili approcci di propagazione della frattura, con un legame costitutivo TSRC oppure TSFC, con un parametro di conservazione a taglio $\beta = 0.01$. Per quanto riguarda il modello a macro-elementi si sono confrontati i due comportamenti descritti in precedenza: il caso di molle a taglio per fessurazione diagonale ed a scorrimento elastiche indefinitamente resistenti è stato denominato *DMEM (1)* mentre quello in cui esse sono elasto-plastiche *DMEM (2)*. Le curve di capacità ottenute con i vari modelli ed al variare delle distribuzioni di carico sono riassunte nei grafici seguenti.

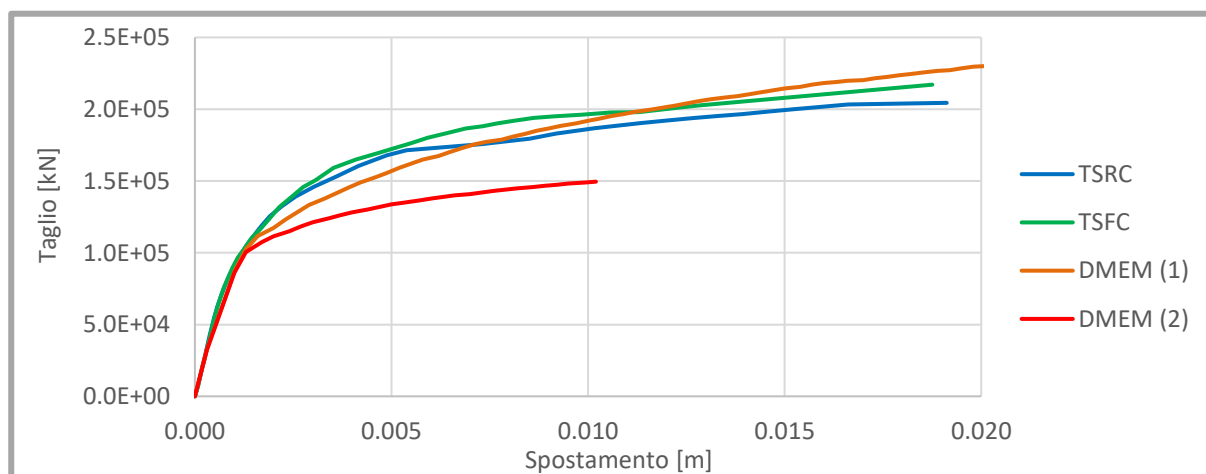


Grafico 6.6 Curva di capacità nel caso di distribuzione di forze laterali proporzionali alle masse nella direzione positiva (da Bologna verso Modena) al variare del modello utilizzato.

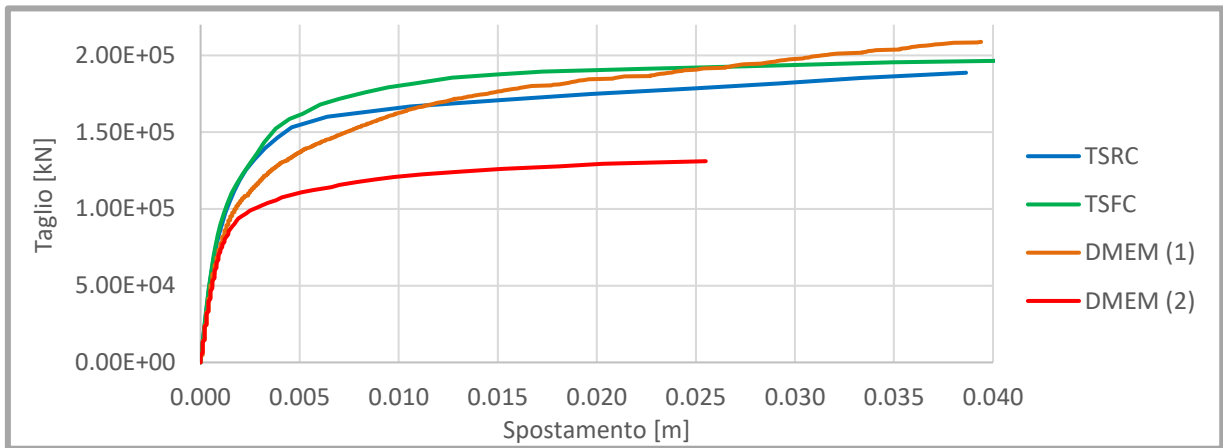


Grafico 6.7 Curva di capacità nel caso di distribuzioni di forze laterali proporzionali alle masse nella direzione negativa (da Modena verso Bologna) al variare del modello utilizzato.

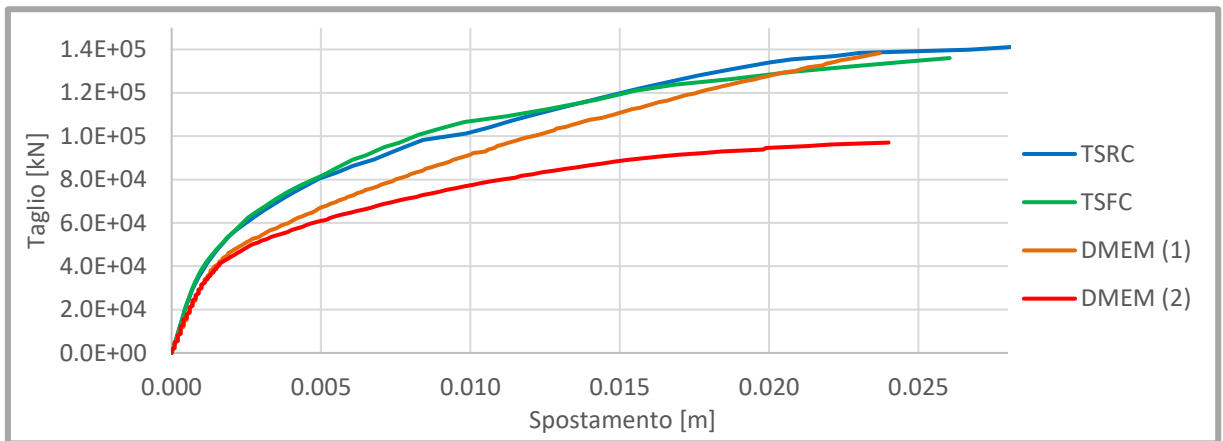


Grafico 6.8 Curva di capacità nel caso di distribuzione di forze laterali proporzionali al primo modo di vibrare al variare del modello utilizzato.

Quello che si nota in modo particolarmente evidente dai grafici riportati è come tutte le tecniche adottate identifichino un ramo elastico iniziale pressochè identico, se non per la distribuzione proporzionale al primo modo, le cui differenze sono da associarsi alla lieve variazione nei risultati forniti dai due approcci già rilevata nell'analisi modale, a partire dalla quale viene determinata la distribuzione di forze. Un primo aspetto di rilievo è da associarsi al modello TSC: nel caso in cui l'approccio che si adotta sia quello *'fixed'* la curva di capacità che si ottiene risulta essere generalmente dotata di maggiore rigidezza, con un tagliante di picco maggiore ed una capacità di spostamento comparabile con quello determinato attraverso il modello *'rotating'*.

A seguito dell'uso del modello a macro-elementi si può osservare come vi sia buona corrispondenza tra gli andamenti ottenuti con il modello al continuo nel caso in cui alle molle a taglio per fessurazione diagonale ed a scorrimento sia stato dato un comportamento elastico indefinitamente resistente. Diversamente, quando si passa all'uso di un legame elastico-perfettamente plastico, si ottiene un ramo post-elastico dotato di un tagliante di picco decisamente inferiore. Inoltre anche la capacità di spostamento ricavata risulta generalmente inferiore, in quanto le analisi sono state interrotte quando il raggiungimento della convergenza diveniva eccessivamente oneroso.

Altro aspetto particolarmente interessante risulta il confronto tra le diverse curve di capacità ottenute facendo uso delle tipologie di modellazione esposte, riassunte nei grafici seguenti.

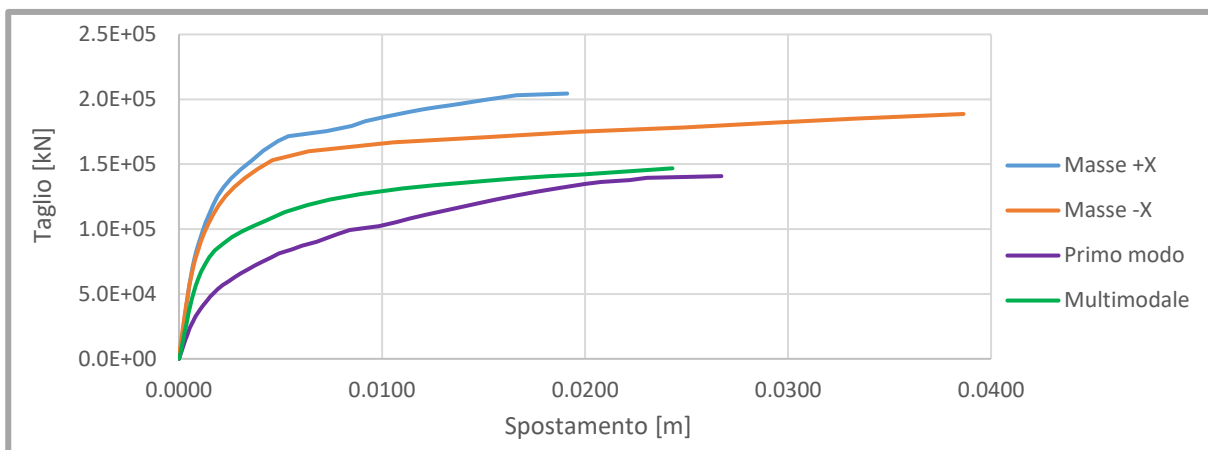


Grafico 6.9 Curve di capacità determinate attraverso l'uso della modellazione al continuo ed il legame costitutivo TSRC tramite *Midas FEA*.

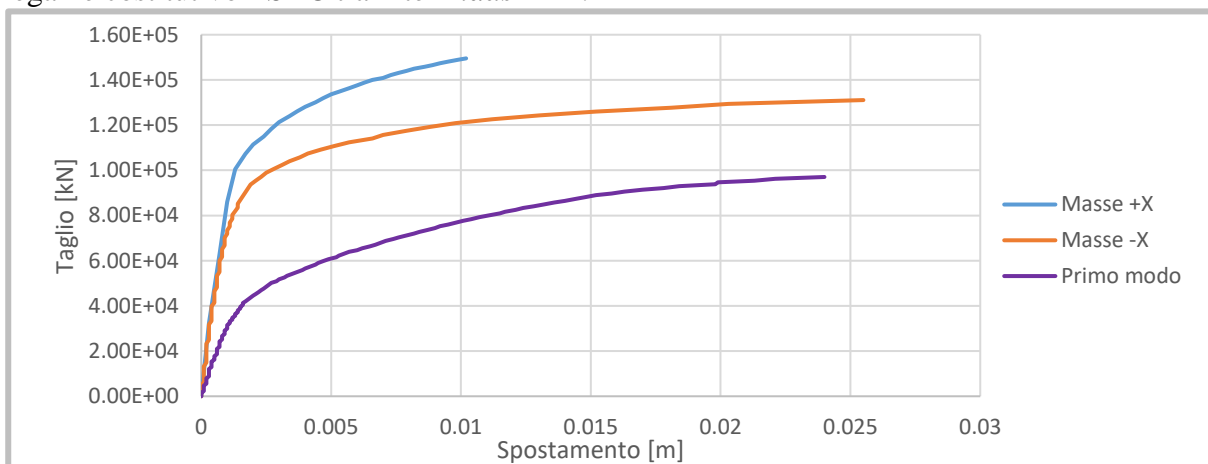


Grafico 6.10 Curve di capacità determinate attraverso l'uso della modellazione a macro-elementi tramite *HiStrA Bridges*.

Dal Grafico 6.9 è possibile notare come le distribuzioni di forze laterali proporzionali alle masse determinano le rigidezze maggiori correlate anche ai massimi tagli alla base; allo stesso tempo le capacità di spostamento risultano particolarmente differenti nelle due direzioni, a causa della posizione assunta per il nodo di controllo, in chiave dell'arcata 16, posizionata verso il lato di Modena e quindi dotata di maggiori spostamenti nel caso della distribuzione in direzione negativa. La distribuzione di forze proporzionali al primo modo mette invece in evidenza un sistema dotato di una rigidezza ed una capacità di spostamento inferiore rispetto a quella relativa alla distribuzione di masse in direzione negativa. È infine possibile osservare come la distribuzione multi-modale si caratterizzi per un comportamento intermedio: nella condizione iniziale risulta essere prossima alla distribuzione proporzionale alle masse per poi spostarsi verso quella proporzionale al primo modo. In questo modo essa risulta essere in grado di interpretare entrambi i comportamenti della struttura, negli stati iniziali e nella loro prosecuzione.

Per la struttura in esame, nella quale le pile sono particolarmente tozze, il comportamento risulta profondamente influenzato da quello a taglio. Tale aspetto risulta decisamente evidente andando a confrontare le curve ottenute con il modello a macro-elementi nelle due ipotesi assunte, così come indicato in precedenza. In ogni caso, come si può nel Grafico 6.10, gli andamenti seguono le indicazioni riportate in precedenza per la modellazione al continuo.

6.5.2. Meccanismi di collasso

Per quanto riguarda i meccanismi di collasso, facendo uso delle tecniche adottate e delle ipotesi assunte come già indicate in precedenza, è stato possibile identificare le configurazioni del ponte al collasso per carichi laterali nelle diverse condizioni di carico. Esse sono riassunte nelle seguenti figure, le quali comprendono anche degli ingrandimenti relativi alle parti di maggior rilievo, le quali consentono di realizzare dei confronti tra le diverse tipologie di modellazione.

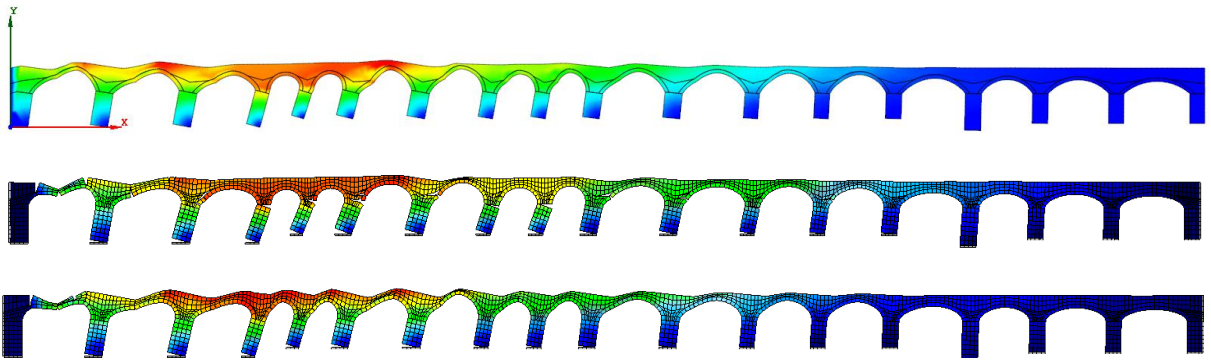


Figura 6.43 Configurazione deformata del ponte in configurazione di collasso per una distribuzione di forze proporzionale alle masse in direzione positiva (da Bologna verso Modena) determinata attraverso una modellazione al continuo con Midas FEA (in alto), a macro-elementi con legame costitutivo elastico a scorrimento e taglio per fessurazione diagonale (in centro) oppure con il legame di Turnsek-Cacovic e Coulomb (in basso) attraverso HiStrA Bridges.

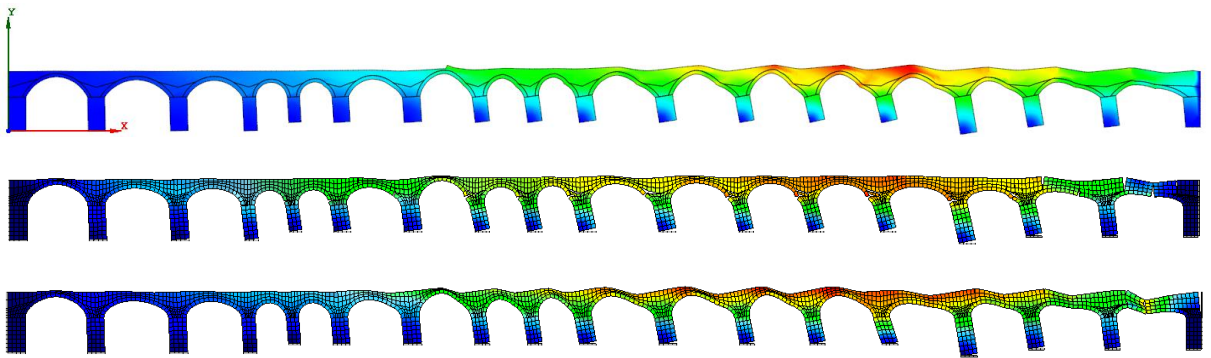


Figura 6.44 Configurazione deformata del ponte in configurazione di collasso per una distribuzione di forze proporzionale alle masse in direzione negativa (da Modena verso Bologna) determinata attraverso una modellazione al continuo con Midas FEA (in alto), a macro-elementi con legame costitutivo elastico a scorrimento e taglio per fessurazione diagonale (in centro) oppure con il legame di Turnsek-Cacovic e Coulomb (in basso) attraverso HiStrA Bridges.

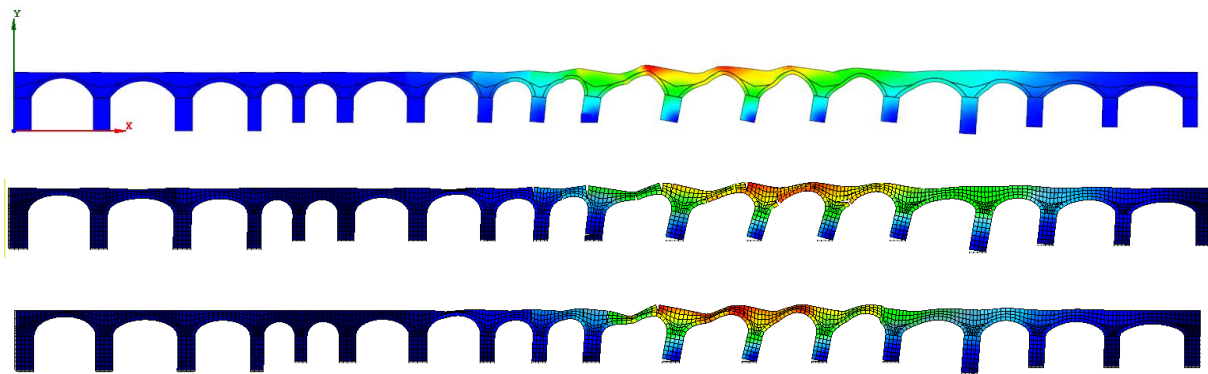


Figura 6.45 Configurazione deformata del ponte in configurazione di collasso per una distribuzione di forze proporzionale al primo modo determinata attraverso una modellazione al continuo con Midas FEA (in alto), a macro-elementi con legame costitutivo elastico a scorrimento e taglio per fessurazione diagonale (in centro) oppure con il legame di Turnsek-Cacovic e Coulomb (in basso) attraverso HiStrA Bridges.

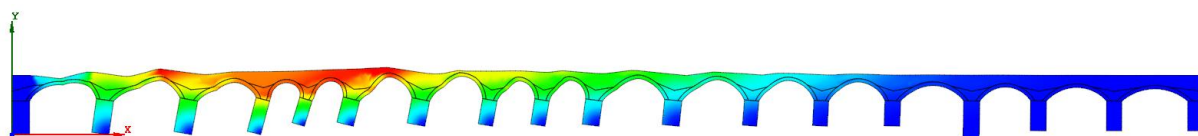


Figura 6.46 Configurazione deformata del ponte in configurazione di collasso per una distribuzione di forze multimodale ottenuta attraverso una modellazione al continuo con Midas FEA.

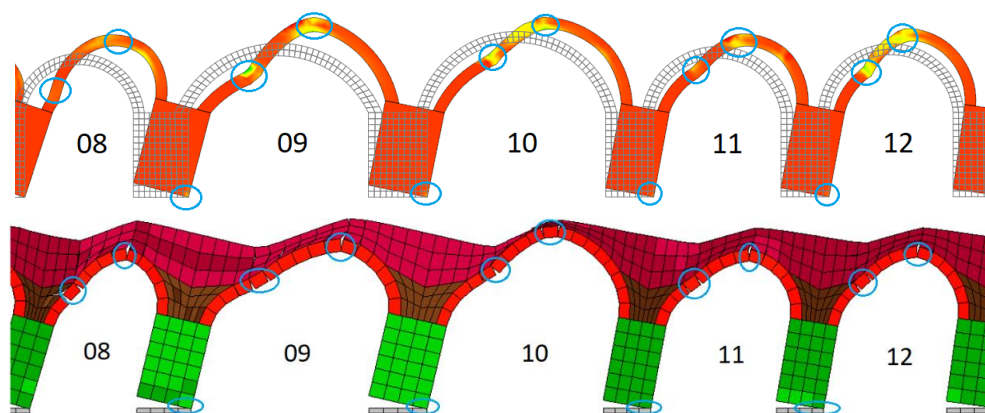


Figura 6.47 Particolare del meccanismo di collasso della porzione di ponte compresa tra le arcate 8 e 12 così come ottenuto con il modello al continuo ed a macro-elementi nel caso di distribuzione di forze proporzionali alle masse nella direzione positiva con indicazione delle cerniere plastiche.

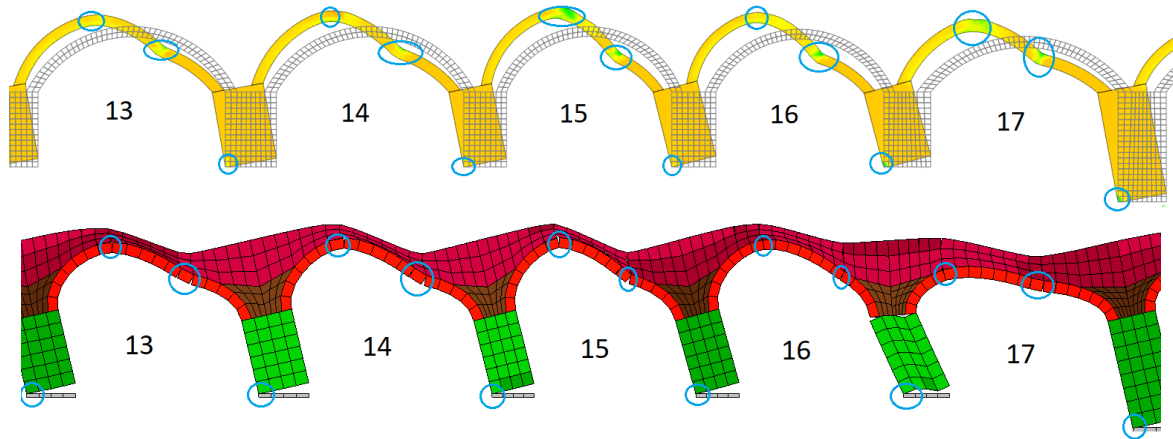


Figura 6.48 Particolare del meccanismo di collasso della porzione di ponte compresa tra le arcate 13 e 17 così come ottenuto con il modello al continuo ed a macro-elementi nel caso di distribuzione di forze proporzionali alle masse nella direzione negativa con indicazione delle cerniere plastiche.

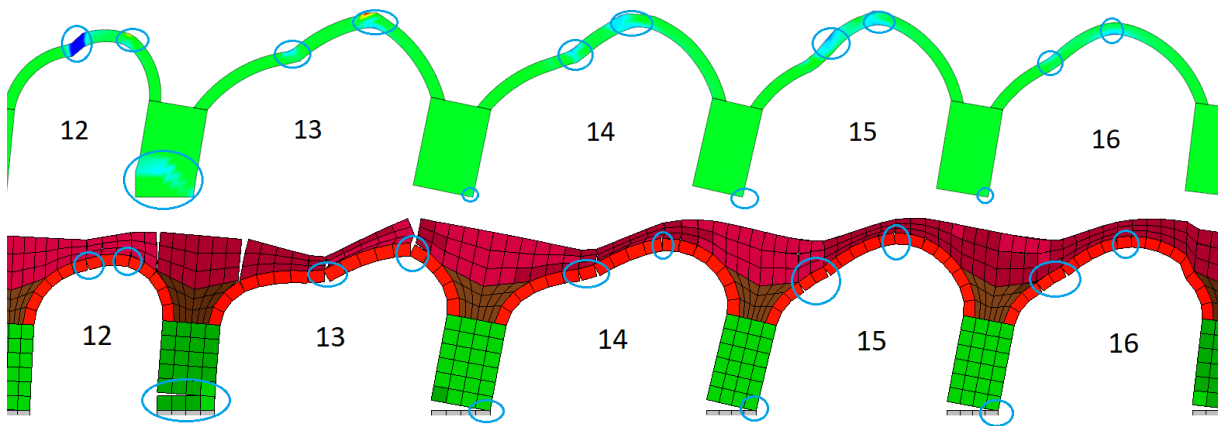


Figura 6.49 Particolare del meccanismo di collasso della porzione di ponte compresa tra le arcate 12 e 16 così come ottenuto con il modello al continuo ed a macro-elementi nel caso di distribuzione di forze proporzionali al primo modo con indicazione delle cerniere plastiche.

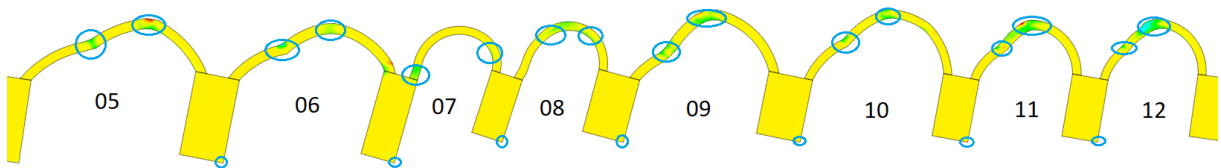


Figura 6.50 Particolare del meccanismo di collasso della porzione di ponte compresa tra le arcate 5 e 12 così come ottenuto con il modello al continuo nel caso di distribuzione di forze multimodale con indicazione delle cerniere plastiche.

Com'è possibile notare, tali configurazioni di collasso determinate attraverso la modellazione al continuo ed a macro-elementi risultano decisamente corrispondenti. In particolare, il generico meccanismo di collasso che si individua è per formazione di cerniere plastiche in corrispondenza delle arcate e della base delle pile, con una condizione ultima che si raggiunge quando quest'ultime tendono al ribaltamento ed il sistema strutturale si converte in un cinematismo. Nel modello a macro-elementi, la formazione delle cerniere è messa in mostra da quelli che paiono dei distacchi tra elementi adiacenti, i quali, come già detto, non corrispondono a delle violazioni di compatibilità, ma indicano la presenza di stati deformativi di trazione. Allo

stesso modo, per mettere in mostra tale aspetto anche nella modellazione al continuo, quelli che sono stati presentati sono i contour delle deformazioni principali di compressione.

Ulteriore aspetto di rilievo consiste nella valutazione del comportamento della struttura a taglio per fessurazione diagonale e scorrimento, così come messo in mostra dalla modellazione a macro-elementi. A tale proposito nelle figure successive verrà esposto lo stato in cui si trovano le corrispondenti molle, cioè elastico o plasticizzato. In tale modo sarà possibile vedere quali sono le zone maggiormente influenzate da tale comportamento e che quindi conducono la curva di capacità ad una riduzione importante di tagliante massimo.

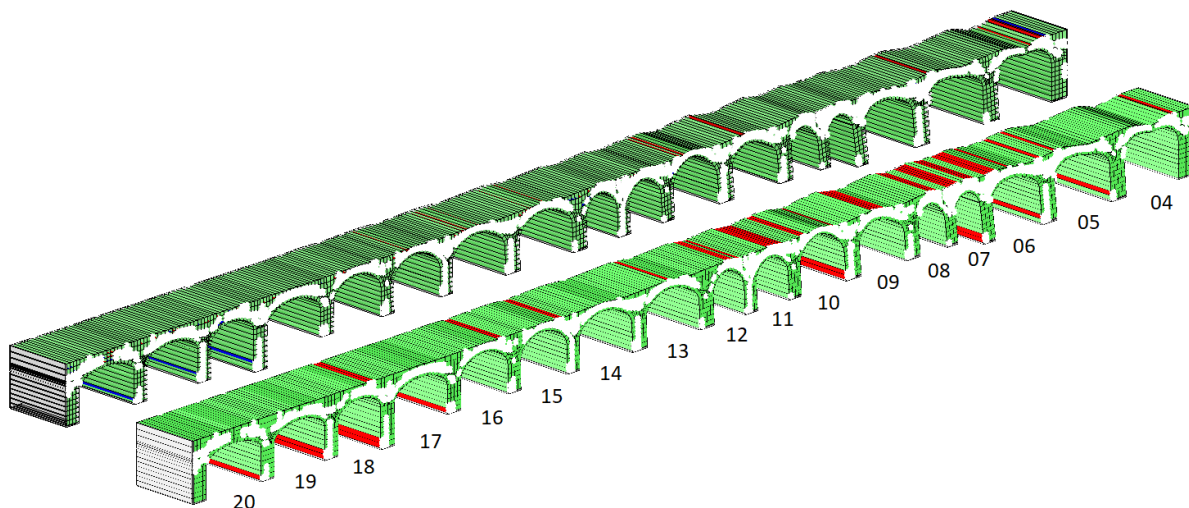


Figura 6.51 Stato delle molle a scorrimento (in alto) ed a taglio per fessurazione diagonale (in basso) nel caso di distribuzione delle forze laterali proporzionali alle masse nella direzione positiva.

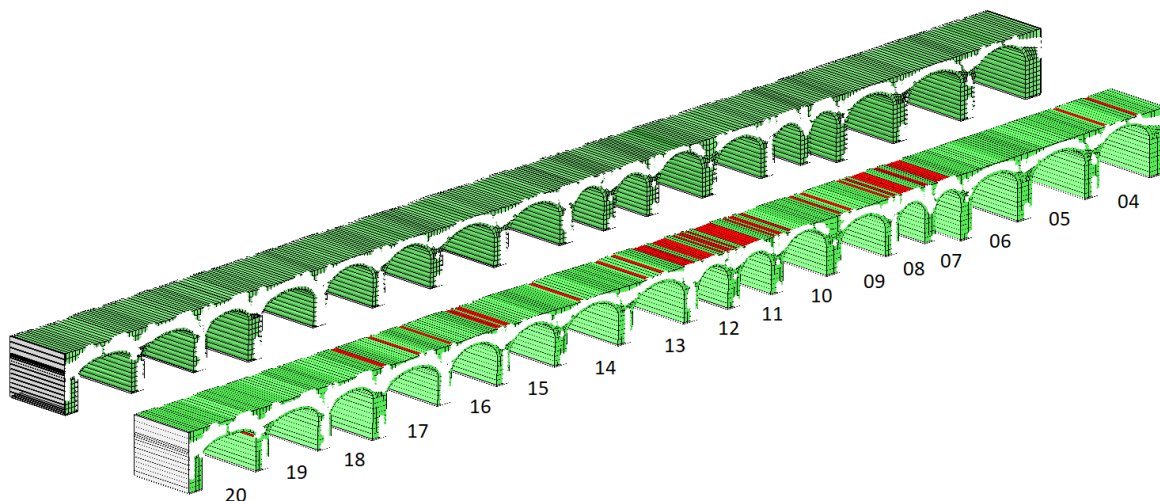


Figura 6.52 Stato delle molle a scorrimento (in alto) ed a taglio per fessurazione diagonale (in basso) nel caso di distribuzione delle forze laterali proporzionali alle masse nella direzione negativa.

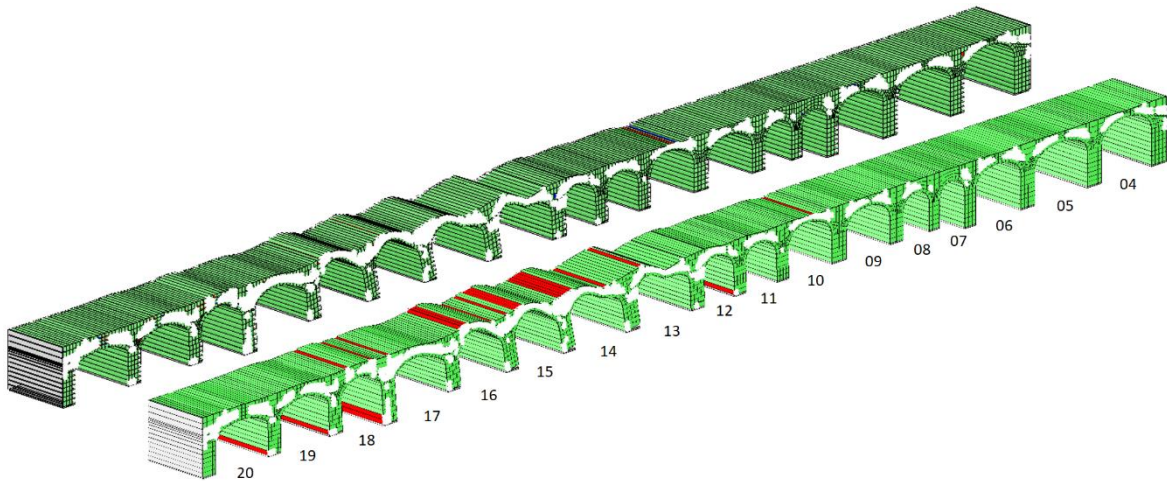


Figura 6.53 Stato delle molle a scorrimento (in alto) ed a taglio per fessurazione diagonale (in basso) nel caso di distribuzione delle forze laterali proporzionali al primo modo.

Come messo in mostra dalle figure precedenti, è possibile vedere la ridotta influenza dei meccanismi associati allo scorrimento, il quale interessa porzioni marginali della struttura mentre la maggiore penalizzazione è da associarsi alla fessurazione per taglio-diagonale, la quale risulta invece maggiormente diffusa. Tale aspetto è stato messo in mostra anche dalle curve di capacità: realizzando infatti nuovamente le analisi assumendo per le molle a scorrimento un comportamento elastico indefinitamente resistente si ottengono degli andamenti pressochè inalterati.

Risulta quindi fondamentale osservare come tali meccanismi non siano per nulla trascurabili ma che anzi rivestano un ruolo prevalente nell'analisi di ponti ad arco in muratura dotati di pile particolarmente tozze come quelle in esame. In particolare essi interessano la base delle pile e le arcate maggiormente mobilitate dalle diverse distribuzioni di forze assunte.

Vista la particolare rilevanza di tali parametri e meccanismi e le notevoli differenze determinate si evidenzia come sia necessaria l'esecuzione di maggiori prove sperimentali che possano confermare i comportamenti individuati, fornendo in aggiunta delle indicazioni sui parametri da adottare come base del calcolo.

6.5.3. Valutazione della vulnerabilità sismica attraverso il metodo N_2

Per la valutazione dello stato del ponte è necessario in prima battuta identificare i parametri sismici che consentano di andare a definire la domanda di spostamento. A tale proposito si è fatto riferimento alla condizione di struttura di classe d'uso IV, avendo essa funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche in riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità, secondo [184]. Inoltre la costruzione deve possedere dei livelli di prestazione ordinari. Per questi motivi la vita nominale dell'opera si è assunta essere $V_N = 50$ anni mentre il coefficiente d'uso pari a $C_u = 2$ da cui il periodo di riferimento per la valutazione dell'azione sismica è stato posto pari a $V_R = 100$ anni.

Lo stato limite a cui è stato fatto riferimento è quello di salvaguardia della vita (SLV) a cui è associata una probabilità di superamento pari al 10% e di conseguenza un tempo di ritorno, riferito al periodo di riferimento assunto, di 949 anni. A partire dalla posizione dell'opera in oggetto, indicata in precedenza (Tabella 5.1) ed alle condizioni di sottosuolo di tipo C e topografiche T1, si sono ottenuti i parametri sismici relativi allo stato limite in oggetto, riassunti in Tabella 6.7.

Stato limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]	C_c	S_s	S_T	η	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
SLV	949	0.208	2.434	0.315	1.538	1.397	1.000	1.00	0.161	0.484	2.430

Tabella 6.7 Parametri sismici relativi all'opera in oggetto.

Le verifiche sono state svolte facendo uso della distribuzione di forze proporzionali al primo modo, le quali mettono in mostra il comportamento dotato di minore rigidezza iniziale e tagliante di picco. Per questo motivo il fattore di partecipazione modale è stato stimato facendo appunto riferimento al primo modo di vibrare ed è risultato essere pari a 1.625, con $m^* = 11619 \text{ kN}$. La curva di capacità è stata convertita in quella del sistema SDOF equivalente facendo uso delle relazioni (4.3) e (4.4); successivamente è stato stimato k^* con la (4.5) da cui si è ricavato T^* con la (4.6). Dalla curva di capacità, attraverso un metodo di integrazione numerica qual è la formula dei trapezi, è stata stimata l'area sottesa A^* da cui si è ricavato F_y^* attraverso la (4.10). A partire dai valori di Tabella 6.7 è stata determinata $S_a(T^*)$ e di conseguenza la domanda di spostamento per il sistema elastico $d_{e,max}^*$. Risultando inoltre $T^* < T_c$ ed essendo quindi il sistema rigido, si è ricavato q^* con la (4.12) da cui si è determinata la domanda di spostamento per il sistema anelastico in esame con la (4.13) che si è confrontata con la capacità di spostamento d_{max}^* . I passaggi principali di tale procedimento con i relativi valori ottenuti sono sintetizzati in Tabella 6.8.

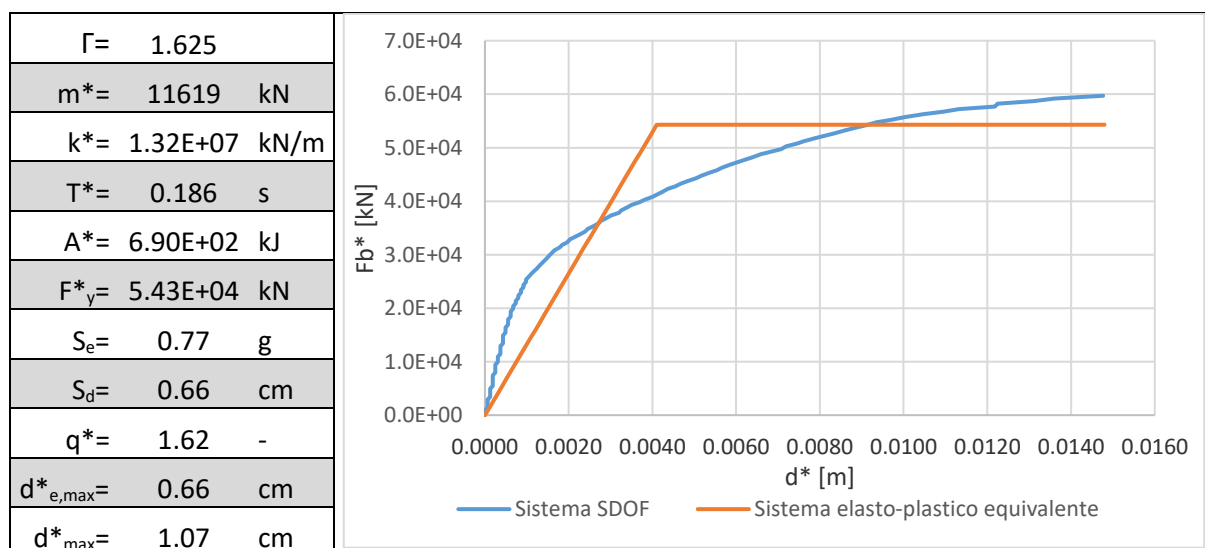


Tabella 6.8 Riepilogo della verifica attraverso l'approccio N2.

In questo modo la domanda di spostamento per il sistema MDOF vale 1.74 cm, la quale risulta inferiore alla capacità, pari a 2.40 cm. Per questo motivo la sovrastruttura del ponte risulta essere in grado di rispondere alla domanda sismica efficacemente. Allo stesso tempo si vuole sottolineare come la procedura utilizzata abbia permesso di valutare il comportamento della struttura in elevazione, cioè del sistema piedritti-arcate.

Nonostante paia difficile che il problema sostanziale di una struttura di questo tipo sia da ricercarsi nelle fondazioni, certamente non è possibile assumere a priori che esse non presentino qualche limitazione che porti a dover troncare la curva di pushover esposta in precedenza ad uno step precedente rispetto a quello ultimo considerato. Per questo motivo un'estensione di quanto svolto sinora può essere certamente la valutazione dell'interazione terreno-struttura, in modo tale da mettere in mostra le peculiarità di tale influenza, facendo uso di modelli geotecnici in grado di tenere in conto delle peculiarità del caso in esame, nel quale parte del ponte presenta fondazioni su pali in legno.

Conclusioni

I ponti ad arco in muratura rivestono un'importanza fondamentale nel panorama italiano, europeo e persino mondiale per cui la definizione di modelli in grado di descriverne il comportamento, statico e sismico, risulta essere di fondamentale importanza. Per la quasi totalità essi sono strutture storiche, realizzate nel passato e per le quali si è parzialmente persa la sensibilità relativa alla loro trattazione. A tale aspetto si deve sommare la complessità associata allo studio del comportamento della muratura che, essendo un materiale anisotropo e dal comportamento non lineare anche per bassi livelli di carico richiede l'esecuzione di analisi molto spesso complesse ed i cui parametri che ne stanno alla base soffrono di una forte aleatorietà influenzando, allo stesso tempo, in modo particolare i risultati delle analisi.

Nel presente lavoro di tesi si è dato particolare risalto ad una ricostruzione delle informazioni reperibili dalla letteratura, le quali rivestono fondamentale importanza nella definizione ed interpretazione delle analisi numeriche.

A tale proposito sono stati ripresi gli elementi costitutivi che compongono un generico ponte ad arco in muratura, valutandone le peculiarità tipiche relative alla loro realizzazione nel passato, i materiali che si possono ritrovare, per i quali si sono riportate delle indicazioni sulle proprietà adottabili nei modelli costitutivi oltre che i meccanismi di collasso tipici relativi a sollecitazioni statiche o sismiche. Per completare il quadro si è realizzato un breve riassunto riguardante le principali tecniche di modellazione numerica dei ponti ad arco in muratura, utilizzabili per la loro valutazione statica e sismica, fornendo anche delle informazioni relative all'analisi *pushover*, strumento oramai largamente diffuso per la valutazione sismica delle strutture.

La ricostruzione generale del problema così come descritta è stata finalizzata all'applicazione delle analisi su un ponte ad arco in muratura esistente, quale il Pontelungo sul Reno di Bologna. Tale struttura riveste importanza particolare sia per la posizione in cui si trova che per la funzione che svolge, di collegamento tra Bologna e Modena. Allo stesso tempo comprende delle peculiarità di notevole complessità, relative sostanzialmente alla sua dimensione ed alla sua realizzazione. Risalendo infatti al 1257, la definizione di tutti i parametri di maggior rilievo per la sua analisi ha richiesto una ricostruzione storica piuttosto approfondita la quale si è conclusa con quella geometrica e strutturale le cui informazioni sono state reperite da prove in situ realizzate negli ultimi anni. Grazie ad esse è stato possibile definire i parametri di maggior rilievo da utilizzare nelle analisi numeriche, i quali sono stati integrati da informazioni di letteratura oltre che da una calibrazione dei modelli in riferimento a delle prove di caratterizzazione dinamica. Attraverso delle analisi modali è stato quindi possibile validare i parametri elastici scelti e mettere in evidenza come la modellazione al continuo attraverso il

software Midas FEA e quella a macro-elementi, realizzata con HiStrA Bridges, porti a dei risultati, in termini di frequenze e modi propri di vibrare, aderenti tra loro.

Definiti i parametri che caratterizzano i materiali nelle corrispondenti leggi costitutive adottate, le analisi numeriche di natura statica, volte al fine di valutare il carico che porta al collasso le diverse arcate, sono state realizzate con una modellazione a fibre ovvero con una a macro-elementi. In entrambi i casi i modelli sono stati realizzati facendo riferimento ad una striscia di ponte di larghezza pari a quella della corsia convenzionale numero 1, cioè 3m.

Le considerazioni iniziali, realizzate con il modello a fibre in assenza del rinfiango, sono state svolte applicando il carico tandem di normativa in corrispondenza della chiave delle generiche arcate e valutando l'influenza determinata dal riempimento. A tal fine esso è stato tenuto in conto in termini di peso proprio e si è proceduto ad una diffusione del carico tandem secondo diversi possibili valori dell'angolo relativo. Le analisi numeriche relative hanno messo in mostra l'influenza notevole dei valori assunti per quest'ultimo parametro, che per questo motivo deve essere scelto con cautela. In ogni caso, in assenza di informazioni di maggior rilievo, viste anche le prove sperimentali svolte nel recente passato, assumere una diffusione a 30° pare essere sufficientemente cautelativo.

In un secondo momento, inserendo nel modello precedente anche il rinfiango, è stato possibile mettere in mostra come esso determini un incremento generalizzato del carico di collasso, in particolar modo per le arcate a tutto sesto. Tale incremento deriva dall'evoluzione dei meccanismi che esso determina, portando ad un'interazione tra arcate adiacenti e quindi alla formazione di un maggior numero di cerniere plastiche oltre che ad un'azione di vincolo laterale svolto sull'arcata, la quale si ritrova a lavorare su una luce inferiore rispetto a quella geometrica. Tenuto poi conto che la normativa prevede, oltre al carico tandem, anche un'ulteriore carico da traffico uniformemente distribuito sulla corsia di carico, si è valutata la sua influenza sul comportamento ultimo andando a considerare 4 possibili schemi di carico, al variare della sua posizione sulle arcate adiacenti. Procedendo in questo modo è stato possibile osservare una stabilizzazione per la generica arcata in esame da cui si è concluso che la condizione maggiormente gravosa sia quella associata alla sola applicazione del carico tandem. Tale effetto di stabilizzazione è risultato inoltre essere maggiore nel caso in cui il carico distribuito fosse applicato in corrispondenza dell'arcata adiacente dotata di maggiore rigidità (cioè di luce inferiore) ed ancora più considerevole nel caso in cui esso fosse applicato da entrambi i lati.

Ulteriore aspetto di rilievo è consistito nella valutazione della posizione critica del carico di collasso, la quale è risultata essere in corrispondenza dei quarti della luce delle diverse arcate, con un meccanismo di collasso a quattro cerniere che le interessa singolarmente. Tale meccanismo è associabile ad un comportamento delle singole arcate analogo a quello di tanti ponti mono-campata presi singolarmente, essendo le pile particolarmente tozze. Tale aspetto corrisponde a quanto messo in mostra dalle prove sperimentali realizzate su arcate singole prive di riempimento, le quali hanno effettivamente individuato un comportamento analogo. Anche per tale posizione di applicazione del carico è risultato di particolare rilievo l'effetto dell'angolo di diffusione del carico oltre che l'azione svolta dal rinfiango, il quale determina effetti concettualmente analoghi a quelli descritti in precedenza.

Sviluppate tali analisi si è passati all'uso di un approccio a macro-elementi, implementato nel software HiStrA Bridges, il quale ha consentito una modellazione tridimensionale del ponte, garantendo in ogni caso un ridotto onere computazionale se confrontato con un modello FEM al continuo. Tale aspetto è risultato essere di importanza centrale soprattutto nel caso in esame in cui il ponte è dotato di 17 arcate e presenta quindi dimensioni notevoli. Attraverso tale modello è stato possibile inserire in modo esplicito nel modello anche il riempimento valutandone l'influenza relativamente alla posizione critica di applicazione del carico tandem, la quale è risultata spostarsi verso la chiave delle arcate oltre che alle relative modalità di

collasso. In particolare le valutazioni sono state eseguite considerando, per le molle a taglio per fessurazione diagonale ed a scorrimento, un comportamento elastico lineare oppure elasto-plastico. In questo modo è stato possibile evidenziare anche l'influenza di tali meccanismi taglianti non tenuti in conto nel modello a fibre. A tale proposito si sono messi in evidenza anche i diversi meccanismi di collasso, associati alla formazione di cerniere plastiche per ogni arcata presa singolarmente nel caso in cui le molle a taglio e scorrimento abbiano comportamento elastico oppure per distorsione dell'arcata se esse sono elasto-plastiche. Infine è risultato evidente, dai valori dei moltiplicatori di collasso, particolarmente considerevoli, come la struttura in esame, ma più in generale la tipologia strutturale nel suo complesso, risulti piuttosto efficiente anche per le richieste attuali.

Dopo le analisi statiche descritte si è passati alla valutazione del comportamento sismico del ponte. A tal fine si è utilizzato nuovamente il modello a macro-elementi, il quale è stato confrontato con quello al continuo, al variare della distribuzione di carico laterale adottata nella realizzazione di un'*analisi statica non lineare*. In questo modo è stato possibile mettere in mostra la buona corrispondenza tra tali approcci di modellazione quando, per quella a macro-elementi, sia stato adottato un comportamento elastico per le molle a scorrimento ed a taglio per fessurazione diagonale. Diversamente, quando ad esse viene affidato comportamento elasto-plastico, si determina una riduzione consistente nel valore del taglio di picco. In particolare il contributo più rilevante è risultato essere associato ai meccanismi di taglio per fessurazione diagonale piuttosto che per quelli a scorrimento. Si rimarca in ogni caso come tali aspetti possano dipendere strettamente dai legami costitutivi oltre che dai valori di resistenza adottati e che quindi essi possano considerarsi aspetti di ricerca da sviluppare.

Le analisi hanno permesso inoltre di mettere in mostra le peculiarità delle diverse distribuzioni di carico adottabili. In particolare quella proporzionale alle masse identifica il sistema più rigido con il massimo valore del tagliante di picco mentre quella proporzionale al primo modo di vibrare identifica un comportamento dotato di minore rigidezza iniziale oltre che tagliante di picco. In aggiunta a tali distribuzioni di carico laterale classiche se ne è valutata anche una proporzionale, attraverso una combinazione CQC, ad un numero di modi tali da mobilitare almeno l'85% delle masse, la quale ha messo in mostra un comportamento intermedio rispetto a quelli descritti in precedenza: inizialmente il ramo elastico segue quello della distribuzione proporzionale alle masse per poi spostarsi verso quella proporzionale al primo modo. Nel caso in esame, nel quale tale primo modo non mobilita una percentuale di massa sufficiente, la distribuzione di carichi che pare più realistica sembra proprio essere quest'ultima, con un meccanismo di collasso che interessa prevalentemente le arcate dotate di minore luce e per questo motivo più rigide. A proposito di meccanismi di collasso, si è individuata anche in tali termini un'ottima corrispondenza tra i due approcci di modellazione adottati, con la formazione di cerniere plastiche in corrispondenza della base delle pile oltre che due per ogni arcata.

Infine si è visto come, applicando l'approccio di interpretazione della curva di pushover N2, il ponte abbia una capacità di spostamento sufficiente per rispondere alla domanda del sisma. Infatti, come già altri articoli presenti in letteratura hanno messo in mostra, i ponti ad arco in muratura sono strutture piuttosto rigide che generalmente presentano un ottimo comportamento nel caso sismico, oltre che statico.

Lo scopo di questo lavoro era mettere in mostra il comportamento di un ponte ad arco in muratura per carichi verticali oppure orizzontali facendo uso di diversi approcci di modellazione, al fine di eseguirne un confronto. A tal fine si sono considerati gli aspetti ritenuti principali relativi al comportamento statico e sismico, ma molti altri rimangono da valutare ed approfondire. Ad esempio molte ricerche si stanno concentrando su temi relativi alle problematiche di scalzamento alla base delle fondazioni di ponti ad arco in muratura con pile in alveo oppure del comportamento delle arcate a seguito di cedimenti differenziali in

corrispondenza delle loro imposte. A questo proposito, lavori di ricerca che tengano conto dell'interazione terreno-struttura sono certamente di rilievo, oltre che particolarmente complessi. Infatti l'argomento è fortemente interdisciplinare, tanto più quando il ponte si trova ad interagire con un corso d'acqua: in tale caso, oltre alle competenze dello strutturista e del geotecnico, diventano fondamentali quelle dell'ingegnere idraulico.

Dal punto di vista strutturale ed in particolare per lo studio del comportamento sismico, si ritengono necessarie ulteriori validazioni dei comportamenti ottenuti attraverso analisi di pushover con dinamiche non lineari, necessariamente più complesse ma sicuramente in assoluto più attendibili, valutando in particolare l'influenza dei meccanismi taglianti, di grande rilievo per una struttura tozza come quella in esame. A tale proposito saranno certamente utili ulteriori ricerche sperimentali al fine di comprendere l'attendibilità dei metodi agli elementi finiti con legami costitutivi nati per il calcestruzzo nello studio del comportamento di interazione tra flessione e taglio oltre che indicazioni di maggior rilievo sui parametri meccanici da adottare nell'approccio a macro-elementi.

Bibliografia

- [1] I. Olofsson, L. Elfgren, B. Bell, B. Paulsson, E. Niederleithinger, J. Jensen, G. Feltrin, B. Taljsten, C. Cremona, R. Kiviluoma e J. Bien, Assessment of European railway bridges for future traffic demands and longer lives - EC project "Sustainable Bridges", *Structure and Infrastructure Engineering*, 1, 93-100, 2005.
- [2] J. Page, *Masonry Arch Bridges*, Londra: TRL State of the Art Review, HMSO, 1993.
- [3] S. De Santis e G. de Felice, Overview of railway masonry bridges with a safety factor estimate, *International Journal of Architectural Heritage*, 8, 452-474.
- [4] D. Cocciaglia e L. Mosca, *Capacità portante dei ponti ad arco ferroviari*, La Tecnica Professionale, 1998.
- [5] J. Martin-Caro, *Puentes de Fabrica. Los puentes ferroviarios dentro del patrimonio industrial*, Madrid: ADIF, 2013.
- [6] Z. Orban, UIC Project on assessment, inspection and maintenance of masonry arch railway bridges, ARCH'07: 7th International conference on arch bridges, 2007.
- [7] V. Sarhosis, S. De Santis e G. de Felice, A review of experimental investigations and assessment methods for masonry arch bridges, *Structure and Infrastructure Engineering*, 12, 1439-1464, 2016.
- [8] A. Brencich, *Appunti del corso 'Costruzioni di infrastrutture per i trasporti' per la Laurea specialistica in Ingegneria dei trasporti e della logistica*, Genova: Dipartimento di Ingegneria strutturale e geotecnica - Università degli Studi di Genova.
- [9] M. P. Petrangeli, *Progettazione e costruzione di ponti con cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti*, Milano: Casa Editrice Ambrosiana, 2011.
- [10] Consiglio Nazionale delle ricerche, *Istruzioni per la valutazione della Sicurezza Stradale di Ponti Stradali in Muratura*, Norma CNR-DT 213/2015, 2015.
- [11] G. Campanella, *Trattato generale teorico pratico dell'arte dell'ingegneria civile, industriale ed architetto redatto da distinti ingegneri ed architetti: ponti in muratura*, Milano: Vallardi, 1928.
- [12] G. Albenga, *I Ponti*, Torino: UTET, 1953.
- [13] G. Curioni, *L'arte di fabbricare, ossia corso completo di istituzioni teorico-pratiche per gli ingegneri, per gli architetti, per periti in costruzione e per periti misuratori*, Torino: Negro, 1865-1884.
- [14] V. Baggi, *Costruzioni stradali ed idrauliche - Parte prima: costruzioni stradali*, Torino: UTET, 1926.
- [15] F. Corini, *Scienza e tecnica delle costruzioni stradali*, Milano: Hoepli, 1941.
- [16] G. Grattesat, *Ponts de France*, Parigi: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, 1993.
- [17] S. Fuser, *Analisi limite dei ponti ad arco in muratura*, Università degli Studi di Padova, 2013.
- [18] Direction Générale des transports, *Fondations de ponts en site aquatique en état précaire – Guide pour la surveillance et le confortement*, Parigi: Direction des routes et de la circulation routière, 1980.
- [19] P. Lenza e A. Ghersi, *Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica*, Palermo: Dario Flaccovio, 2011.
- [20] Regione Toscana, *Manuale per la compilazione della Scheda GNDT/CNR di II livello*, 2003.
- [21] M. Como, *Statics of Historic Masonry Constructions*, Roma: Springer, 2016.
- [22] P. Lourenço, *Computational strategies for masonry structures*, Delft University, 1996.
- [23] J. Van Noort, *Computational Modelling of Masonry Structures*, Delf University of Technology, 2012.
- [24] R. Van der Pluijm, *Material Properties of Masonry and its Components Under Tension and Shear*, Proceedings of the 6th Canadian Masonry Symposium, 1992.
- [25] C. Martinelli, *Identificazione dinamica del comportamento di un ponte storico ad arco a più campate in muratura*, Università di Bologna, 2016-2017.

- [26] L. Binda, G. Mirabella Roberti e C. Tiraboschi, Problemi di misura dei parametri meccanici della muratura e dei suoi componenti, Atti del Convegno Nazionale 'La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto, Messina, 1996.
- [27] H. Hilsdorf, Investigation into the failure of brick masonry loaded in axial compression, Houston: F.B. Johnson, Gulf Publishing, 1969.
- [28] L. Binda, A. Fontana e G. Frigerio, Mechanical behavior of brick masonries derived from unit and mortar characteristics, Proceedings of 8th International Brick and Block Masonry Conference, Londra, 1988.
- [29] H. Kaushik, D. Rai e S. Jain, Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression, Journal of Materials in Civil Engineering, 19, 2007.
- [30] I. Carbone, A. Fiore e G. Pistone, Le costruzioni in muratura, Milano: Hoepli, 2001.
- [31] A. Borri, G. Paci e A. De Maria, Resistenza a taglio delle murature: prove diagonali e correlazione con l'IQM, Convegno nazionale 'L'ingegneria sismica in Italia' (ANIDIS), Bari, 2011.
- [32] P. Lourenço e J. Pereira, Seismic Retrofitting Project - Recommendations for Advanced Modeling of Historic Earthen Sites, The Getty Conservations Institute (Los Angeles); Tecminho (Guimarães), 2018.
- [33] Comitato Europeo di Normazione, Eurocodice 6: Progettazione delle strutture in muratura; parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata, Norma europea UNI EN 1996-1-1:2013, 2013.
- [34] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 Gennaio 2008, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 27 del 26 Febbraio 2009, supplemento ordinario n. 27.
- [35] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 Gennaio 2018, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 35 del 11 Febbraio 2019, supplemento ordinario n. 5.
- [36] ASCE 41-06, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Reston: American Society of Civil Engineers, 2006.
- [37] MC2010, Fib Model Code 2010, Final Draft, Vol. 1 (fib bulletin 65), Lausanne: International Federation for Structural Concrete (Fib), 2010.
- [38] P. Lourenço, Material data to use, Presentazione in slide, Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Historical Constructions program, University of Minho, 2009.
- [39] P. Lourenço, Recent Advances in Masonry Modeling: Micromodeling and Homogenization, Londra: Imperial College Press, 2009.
- [40] T. Hughes, The Assessment of a multi-span masonry arch bridge, Proceedings of the First International Conference on Arch Bridges, Bolton, UK, 1995.
- [41] M. Mazzoleni e L. Jurina, Difetti e patologie dei ponti in muratura, Corso di aggiornamento e specializzazione CIAS – Ponti e viadotti: ispezioni visive e tecniche di risanamento, Bolzano, 2004.
- [42] A. Hendry, Structural Masonry, Londra: Macmillan, 1998.
- [43] W. Barlow, On the Existence (Practically) of the Line of Equal Horizont, 5 Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers, UK, 162-182, 1846.
- [44] A. Pippard, The approximate estimation of safe loads on masonry bridges, Londra: The civil engineer in war: A symposium of papers on war-time engineering problems (Vol. 1, pp. 365-372), The institution of Civil Engineers, 1948.
- [45] A. Pippard e L. Chitty, A study of voussoir arch, Londra: National building studies, HMSO, 1951.
- [46] J. Page, Load tests to collapse on masonry arch bridges, Proceedings of the First International Conference on Arch Bridges, Bolton, 1995.
- [47] J. Page, Load tests to collapse on two arch bridges at Preston, Shropshire and Prestwood, Staffordshire, Department of Transport, TRRL Research Report 110, Transport Research Laboratory, Crowthorne, 1987.
- [48] J. Page, Load tests to collapse on two arch bridges at Torksey and Shinafoot, Department of Transport, TRRL Research Report 159, Transport Research Laboratory, Crowthorne, 1988.
- [49] J. Page, Load tests to collapse on two arch bridges at Strathmashie and Barlae, Department of Transport, TRRL Research Report 201, Transport Research Laboratory, Crowthorne, 1989.
- [50] W. Harvey, Load tests on a full scale four metre span masonry arch bridge, Department of Transport, TRRL Contractor Report 155, Transport Research Laboratory, Crowthorne, 1989.
- [51] A. Hendry, S. Davies e R. Royles, Test on stone masonry arch at Bridgemill-Girvan, Department of Transport, TRRL Contractor Report 7, Transport Research Laboratory, Crowthorne, 1985.

- [52] C. Melbourne, Load test to collapse on a full scale six metre span brick arch bridge, Department of Transport, TRRL Contractor Report 189, Transport Research Laboratory, Crowthorne, 1989.
- [53] T. Hughes, The testing, Analysis and Assessment of Masonry Arch Bridges, Roca P., González J.L., Marí A.R., Oñate E., Structural Analysis of Historical Constructions, CIMNE, Barcellona, 1996.
- [54] A. Hendry, S. Davies, R. Royles, D. Ponniah, M. Forde e F. Komeyli-Birjiandi, Load test to collapse on a masonry arch bridge ad Bargower, Department of Transport, TRRL Contractor Report 26, Transport Research Laboratory, Crowthorne, 1986.
- [55] C. Melbourne, M. Gilbert e M. Wagstaff, The collapse behaviour of multispan brickwork arch bridges, The Structural Engineer, Volume 75, Issue 17, 1997.
- [56] K. Ng, Analysis of masonry arch bridges, Edimburgo: Napier University, 1999.
- [57] T. Boothby e B. Roberts, Transverse behaviour of masonry arch bridges, Structural Engineer, 79(9):21-26, 2001.
- [58] C. Melbourne, J. Wang, A. Tomor, G. Holm, M. Smith, P. Bengtsson, J. Bien, T. Kaminski, P. Rawa, J. Casas, P. Roca e C. Molins, Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives - Masonry Arch Bridges Background document D4.7, Sustainable Bridges Report number: Deliverable D4.7, 2007.
- [59] P. Malerba, L. Sgambi e F. Bontempi, Sulla robustezza strutturale dei ponti ad arco molto ribassato, Atti del Congresso Handling Exceptions in Structural Engineering, Roma, 2010.
- [60] C. Melbourne e M. Gilbert, The behaviour of multi-ring brickwork arch bridges, The structural Engineer 73(3):39-47, 1995.
- [61] C. Melbourne, A. Quazzaz e P. Wlaker, Influence of ring separation on the load carrying capacity of brickwork masonry arch bridges, SERC Conference on Repair, Maintenance and Operation in Civil Engineering, Londra, 1989.
- [62] C. Melbourne e M. Gilbert, The behaviour of multi-ring brickwork arch bridges containing ring separation, 3rd International Masonry Conference, 1992.
- [63] C. Melbourne e A. Tomor, Test report-effect of weak/deteriorated masonry on the performance of arch bridges, Salford University, 2005.
- [64] J. Page, D. Ives e D. Ashurst, Deterioration and repair of masonry arch bridges, 9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlino, 1991.
- [65] P. Zampieri, M. Zanini, F. Faleschini, L. Hofer e C. Pellegrino, Failure analysis of masonry arch bridges subject to local pier scour, Engineering Failure Analysis, Volume 79, pp. 371-384, 2017.
- [66] C. Smith, M. Gilbert e P. Callaway, Geotechnical issues in the analysis of masonry arch bridges, Proceedings of the 4th International Arch Bridges Conference, Barcelona, pp. 343-352, 2004.
- [67] P. Callaway, M. Gilbert e C. Smith, Influence of backfill on the capacity of masonry arch bridges, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 165, 147-158.
- [68] A. Gago, J. Alfaiate e A. Lamas, The effect of the infill in arched structures: Analytical and numerical modelling, Engineering Structures, 33, 1450-1458, 2011.
- [69] J. Heyman, The stone skeleton, Cambridge: Cambridge University Press, 1997.
- [70] J. Heyman, The masonry arch, Cambridge: Cambridge University Press, 1982.
- [71] J. Ochsendorf, Collapse of masonry structures, Department of Engineering, Cambridge University, 2002.
- [72] P. Burroughs, T. Hughes, S. Hee e M. Davies, Passive pressure development in masonry arch bridges, Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings 152(4): 331-339, 2002.
- [73] N. Davey, Tests on road bridges, Londra: Department of Scientific and Industrial Research Building Research Station, 1953.
- [74] C. Chettoe e W. Henderson, Masonry arch bridges: a study, Proceedings of the Institution of Civil Engineers 7(4):723-774, 1957.
- [75] Highway Agency, Design Manual for Roads and Bridges (BD21/01): The Assessment of Highway Bridges and Structures, Londra: HA, 2001.
- [76] Network Rail, The Structural Assessment of Underbridges, Londra: Guidance Note NR/GN/CIV/025, 2006.
- [77] C. Melbourne, Conservation of masonry arch bridges, 9th International Brick and Block Masonry Conference, Berlino, 1991.
- [78] N. Darvey, Technical report tests on road bridges, Londra: National Building Study, 1953.

- [79] C. Fairfield e D. Ponniah, Model tests to determine the effect of fill on buried structures, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, 104, 471-482, 1994.
- [80] T. Hughes, M. Davies e P. Taunton, Small scale modelling of brickwork arch bridges using a centrifuge, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, 128, 49-58, 1998.
- [81] T. Hughes, M. Davies e P. Taunton, The influence of soil and masonry type on the strength of masonry arch bridges, 2nd International Conference on Arch Bridges, Venezia, 1998.
- [82] C. Melbourne e P. Walker, Load tests to collapse on a full-scale model six metre span brick arch bridge, Londra: HMSO, 1990.
- [83] T. Boothby, D. Domalik e V. Dalal, Service load response of masonry arch bridges, *Journal of Structural Engineering*, 124(1), 1998.
- [84] R. Royles e A. Hendry, Model tests on masonry arches, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, UK, Part 2*, 299-321, 1990.
- [85] W. Harvey, F. Smith e X. Wang, Arch fill interaction in masonry bridges – an experimental study, Cardiff: Centenary year bridge conference, 1994.
- [86] P. Zampieri, M. Zanini e C. Modena, Simplified seismic assessment of multi-span masonry arch bridges, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Springer, 2015.
- [87] L. Di Sarno, F. da Porto, G. Guerrini, P. Calvi, G. Camata e A. Prota, Seismic performance of bridges during the 2016 Central Italy earthquakes, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Springer, 2018.
- [88] E. Berger e J. Studer, Southern Italy Earthquake, November 23, 1980 – Reconnaissance summary, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, 1981.
- [89] Earthquake Engineering Research Institute, The Mw 6.3 Abruzzo, Italy, Earthquake of Aprile 6, 2009, 2009.
- [90] Q. Han, X. Du, J. Liu, Z. Li, L. Li e J. Zhao, Seismic damage of highway bridges during the 2008 Wenchuan earthquake, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 8:263-273, 2009.
- [91] F. da Porto, G. Tecchio, P. Zampieri, C. Modena e A. Prota, Simplified seismic assessment of railway masonry arch bridges by limit analysis, *Structure and Infrastructure Engineering*, 12(5):567-591, 2016.
- [92] G. Tecchio, M. Donà e F. da Porto, Seismic fragility curves of as-built single-span masonry arch bridges, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(11):3099-3124, 2016.
- [93] S. Resemini e S. Lagomarsino, Vulnerabilità sismica dei ponti ferroviari ad arco in muratura, 11a conferenza ANIDIS – L'ingegneria sismica in Italia, Genova, 2004.
- [94] M. Singh, B. Khaleghi, V. Saraf, S. Jain e G. Norris, Roads and bridges, Jain S.K., Lettis W.R., Murty C.V.R., Bardet J.P. (eds), Bhuj, India Earthquake of January 26, 2001, Reconnaissance report, Earthquake spectra, supplement A to vol. 18, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, USA, pp 363–379, 2002.
- [95] M. Cowan, R132 Kahu Road Est-Bridge status summary report, 2011.
- [96] P. Zampieri, G. Tecchio, F. da Porto e C. Modena, Limit analysis of transverse seismic capacity of multi-span masonry arch bridges, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 1557-1579, 2015.
- [97] K. Kawashima, Y. Takahashi, H. Ge, Z. Wu e J. Zhang, Reconnaissance report on damage of bridges in 2008 Wenchuan, China, earthquake, *Journal of Earthquake Engineering* 13(7):965-996, 2009.
- [98] P. Grossi, C. Williams, C. Cabrera, T. Tabucchi, P. Sarabandi, A. Rodriguez, H. Aslani e M. Rahnema, The 2010 Maule, Chile earthquake: lessons and future challenges, *Risk Management Solutions*, Newark, 2011.
- [99] UK Department of transport, Design manual for roads and bridges, Vol. 3, Sec. 4, Part 4, The assessment of highway bridges and structures, Londra, 1997.
- [100] J. Wang, C. Melbourne e A. Tomor, The theoretical basis of the MEXE method for masonry arch assessment, Dresda: 8th International Masonry Conference, 2010.
- [101] C. Melbourne, A. Tomor e J. Wang, A new masonry arch bridge assessment method (SMART), *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Bridge Engineering*, 160:2, 81-87, 2007.
- [102] N. Gibbons e P. Fanning, Rationalising assessment approaches for masonry arch bridges, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Bridge Engineering*, 165:3, 169-184, 2012.
- [103] S. Huerta, Galileo was wrong: the geometrical design of masonry arches, *Nexus Network Journal*, Volume 8, Issue 2, pp 25-52, 2006.
- [104] R. Besenval, *Technologie de la voûte dans l'Orient Ancien*, Parigi: Editions Recherche sur les Civilisations, 1984.

- [105] S. El-Naggar, Les voûtes dans l'architecture de l'Égypte ancienne, Il Cairo: Institut Français d'Archéologie Orientale, 1999.
- [106] J. Durm, Die Baukunst der Etrusker und Römer – Handbuch der Architektur, Zweiter Teil, 2.Band, Darmstadt: J. Ph. Diehl, 1885.
- [107] G. Snell, On the stability of arches, with practical methods for determining according to the pressures to which they will be subjected, the best form of section, or variable depth of voussoir, for any given extrados or intrados, Minutes and Proceedings of the Institution of Civil Engineers 5:439-476, Plates 27-40, 1846.
- [108] R. Hooke, A description of helioscopes and some other instruments, Londra, 1675.
- [109] G. Poleni, Memorie storiche della gran cupola del Tempio Vaticano e de' danni di essa, e de' ristoramenti loro, divise in libri cinque – alla santità di nostro Signore Papa Benedetto XIV, Padova: Stamperia del Seminario, 1748.
- [110] P. De la Hire, Sur la construction des voûtes dans édifices, Parigi: Mémoires de l'Académie Royale des Sciences, 1712.
- [111] E. Benvenuto, La scienza delle costruzioni e il suo sviluppo storico, Firenze: Sansoni, 1981.
- [112] P. De la Hire, Traité de mecanique, ou l'on explique tout ce qui est necessaire dans la pratique des arts, les propriétés des corps pesans lesquelles ont un plus grand usage dans la physique, Parigi: Compagnie des libraires, 1729.
- [113] P. Couplet, Seconde partie de l'examen de la poussée des voûtes, Parigi: Mémoires de l'Académie Rotale des Sciences, 1730.
- [114] C. Coulomb, Essai sur une application des regles de maximis et minimis quelques problemes de statique, relatits a l'architecture, Parigi: Mémoires de l'Académie Rotale des Sciences, 1776.
- [115] E. Gauthey, Mémoire sur l'application des principes de la mécanique à la construction des voûtes et des dômes, dans lequel on examine le problème de la coupole de l'Eglise Sainte Geneviève de Paris, Digione, 1771.
- [116] L. Mascheroni, Nuove ricerche sull'equilibrio delle volte, Bergamo: Francesco Locatelli, 1785.
- [117] G. Lamè e E. Clapeyron, Mémoire sur la stabilité des voûtes, Annales des mines, vol. VIII, pp. 789-818, Parigi, 1823.
- [118] C. Navier, Résumé des Leçons Donnés a L'École des Ponts et Chaussées sur l'Application de la Mécanique à L'Établissement des Construction et des Machines, Parigi: Firmin Didot, 1826.
- [119] E. Méry, Mémoire sur l'équilibre des voûtes en berceau, Annales des Ponts et Chaussées, 1840.
- [120] A. Jorini, Teoria e pratica della costruzione dei ponti, Milano: Hoepli, 1918.
- [121] A. Castigliano, Intorno all'equilibrio dei sistemi elastici, Atti della Regia Accademia delle Scienze di Torino, vol. 10, pp. 380-422, 1875.
- [122] A. Koocharian, Limit analysis of voussoir (segmental) and concrete arches, Journal American Concrete Institute, 24, 317-328, 1952.
- [123] A. Pippard e L. Chitty, A Study of the Voussoir Arch Research Paper 11, Londra: Building Research Station, 1951.
- [124] Highway Agency, Highway structures: Inspection and maintenance – Assessment - Assessment of highway bridges and structures, Londra: DMRB Volume 3 Section 4 Part 4 (BA 16/97) HMSO, 2001.
- [125] J. Wang e C. Melbourne, Mechanics of MEXE method for masonry arch bridge assessment, Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Engineering and Computational Mechanics, 163, 187-202.
- [126] M. Gilbert, Limit analysis applied to masonry arch bridges: State-of-the-art and recent developments, Madeira: 5th ARCH International Conference on Arch Bridges, 2007.
- [127] P. Lourenço, Analysis of Historical Constructions, Thrust-lines to Advanced Simulations, contenuto in P. B. Lourenço and P. Roca, Historical Constructions, Possibilities of Numerical and Experimental Techniques: Proceedings of the 3rd International Seminar, 91–116. University of Minho, Guimarães, 2001.
- [128] P. Block, M. DeJong e J. Ochsendorf, As hangs the flexible line: Equilibrium of masonry arches, Nexus Network Journal, 8, 9-19, 2006.
- [129] M. Crisfield, Computer methods for the analysis of masonry arches, 2nd international conference on civil and structural computing, 1985.
- [130] S. Davies, MARCH - A computer program for the assessment of masonry arches, Londra: 4th International Conference 'Structural Faults and Repair', 1998.
- [131] M. Gilbert, F. Smith, C. Melbourne e J. Wang, An experimental study of soil-arch interaction in masonry arch bridges, Porto: 3rd IABMAS Conference, 2006.

- [132] LimitState, RING Manual version 3.1.b, Sheffield, 2014.
- [133] A. Cavicchi e L. Gambarotta, Collapse analysis of masonry bridges taking into account arch-fill interaction, *Engineering Structures*, 27, 605-615, 2005.
- [134] A. Cavicchi e L. Gambarotta, Lower bound limit analysis of masonry bridges including arch-fill interaction, *Engineering Structures*, 29, 3002-3014.
- [135] W. Towler e F. Sawko, Limit state behaviour of brickwork arches, 6th International Conference on brick masonry, 1982.
- [136] B. Choo, M. Coutie e N. Gong, The application of the finite element method to the study of cracking in masonry arch bridges, Nottingham: International Conference on applied stress analysis, 1990.
- [137] N. Gong, Finite element analysis of masonry arch bridges, University of Nottingham, 1992.
- [138] G. de Felice, Assessment of the load-carrying capacity of multi-span masonry arch bridges using fibre beam elements, *Engineering Structures*, 31, 1634-1647, 2009.
- [139] S. De Santis e G. de Felice, A fibre beam based approach for the evaluation of the seismic capacity of masonry arches, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43, 1661-1681.
- [140] G. de Felice e S. De Santis, Experimental and numerical response of arch bridge historic masonry under eccentric loading, *International Journal of Architectural Heritage*, 4, 115-137, 2010.
- [141] S. De Santis, Load-carrying capability and seismic assessment of masonry bridges, Università degli Studi Roma Tre, 2011.
- [142] A. Audenaert, P. Fanning, L. Sobczak e H. Peremans, 2-D analysis of arch bridges using an elasto-plastic material model, *Engineering Structures*, 30, 845-855, 2008.
- [143] J. Kishen, A. Ramaswamy e C. Manohar, Safety assessment of a masonry arch bridge: Field testing and simulations, *Journal of Bridge Engineering*, 18, 162-171, 2013.
- [144] P. Fanning e T. Boothby, Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges, *Computers and Structures*, 79, 2645-2662, 2001.
- [145] P. Fanning, T. Boothby e B. Roberts, Longitudinal and transverse effects in masonry arch assessment, *Construction and Building Materials*, 15, 51-60, 2001.
- [146] S. Garity e I. Toropova, A finite element study of a single span masonry arch bridge with near surface reinforcement, Parigi: 3rd international arch bridge conference, 2001.
- [147] P. Fanning, L. Sobczak, T. Boothby e V. Salomoni, Load testing and model simulations for a stone arch bridge, *Journal of Bridge Engineering*, 1, 367-378, 2005.
- [148] G. Milani e P. Lourenço, 3D non-linear behaviour of masonry arch bridges, *Computers and Structures*, 110-111, 133-150, 2012.
- [149] B. Pantò, Un nuovo macromodello per la valutazione della resistenza sismica di edifici in muratura, Università degli Studi di Catania, A.A. 2003-2004.
- [150] A. De Luca, A. Giordano e E. Mele, A simplified procedure for assessing the seismic capacity of masonry arches, *Engineering Structures*, 26, 1915-1929, 2004.
- [151] I. Oppenheim, The masonry arch as a four-link mechanism under base motion, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, 1005-1017, 1992.
- [152] M. DeJong, L. De Lorenzis, S. Adams e J. Ochsendorf, Rocking stability of masonry arches in seismic regions, *Earthquake Spectra*, 24, 847-865, 2008.
- [153] A. Mauro, G. de Felice e M. DeJong, The relative dynamic resilience of masonry collapse mechanisms, *Engineering Structures*, 85, 182-194, 2015.
- [154] P. Clemente, Introduction to dynamics of stone arches, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, 513-522, 1998.
- [155] L. De Lorenzis, M. DeJong e J. Ochsendorf, Failure of masonry arches under impulse base motion, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36, 2119-2136, 2007.
- [156] R. Dimitri, L. De Lorenzis e G. Zavarre, Numerical study on the dynamic behavior of masonry columns and arches on buttresses with the discrete element method, *Engineering Structures*, 33, 3172-3188, 2011.
- [157] G. de Felice e A. Mauro, On overturning of the façade in churches with single nave: Some case studies from L'Aquila, Italy, 2009 earthquake, *Advanced Materials Research*, 133-134, 807-812, 2010.
- [158] L. Pelà, A. Aprile e A. Benedetti, Comparison of seismic assessment procedures for masonry arch bridges, *Construction and Building Materials*, 38, 381-394, 2013.

- [159] A. Brencich e D. Sabia, Tanaro bridge: Dynamic tests on a couple of spans, *Journal of Bridge Engineering*, 12, 662-665, 2007.
- [160] M. Mautner e M. Reiterer, Measurements of dynamic deformation behaviour of masonry arch bridges, Madeira: 5th ARCH International Conference on Arch Bridges, 2007.
- [161] S. Resemini e S. Lagomarsino, Displacement-based methods for the seismic assessment of masonry arch bridges, Madeira: 5th ARCH International Conference on Arch Bridges, 2007.
- [162] M. Rota, A. Pecker, D. Bolognini e R. Pinho, A methodology for seismic vulnerability of masonry arch bridge walls, *Journal of Earthquake Engineering*, 9, 331-353, 2005.
- [163] S. De Santis, Load carrying capacity and seismic behaviour of masonry arch bridges, Saarbrücken: Scholars' Press, 2015.
- [164] P. Fajfar, A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design, *Earthquake Spectra* 16(3):573-592, 2000.
- [165] H. Krawinkler, New Trends in Seismic Design Methodology, Proceedings of 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, 1995.
- [166] L. Pelà, A. Aprile e A. Benedetti, Seismic assessment of masonry arch bridges, *Engineering Structures*, 31 8 1777-1788, 2009.
- [167] P. Foschi, Pontelungo - Scheda Storica, Comune di Bologna, 2013.
- [168] Enser srl, Relazione storica e documentazione fotografica del progetto definitivo – Progetto di allargamento, riqualificazione e adeguamento del ponte stradale sul Fiume Reno denominato Pontelungo, lotti funzionali 2° e 3°, Comune di Bologna, 2014.
- [169] A. Panighi, Relazione e tavole grafiche del piano d'esecuzione dei lavori riguardanti il consolidamento ed allargamento del ponte sul Reno nella Strada Provinciale Modenese od Emilia a Ponente, Provincia di Bologna, 1877.
- [170] L. Frati, Dell'antico ponte romano sul Reno lungo la strada Emilia e della precisa postura dell'isola del congress triumvirale, Bologna: Regia Tipografia, 1867.
- [171] O. Pezzoli, Fuori porta prima del ponte: Santa Viola, Bologna: Comitato ricerca storica e sociale su Santa Viola, 1976.
- [172] C. Morigi Govi e G. Sassatelli, Dalla stanza delle Antichità al Museo Civico, Bologna: Grafis, 1984.
- [173] M. Benassi Capuano e M. Neri, Oltre i cancelli ... al Reno, Bologna, 2008-2009.
- [174] Archivio storico del Comune di Bologna, Progetto dei lavori di ricostruzione del Pontelungo, 1945.
- [175] Ing. 'Ajut' dell'Ing. Provinciale, Perizia addizionale per apposizione di catene di ferro sul detto manufatto, 1879.
- [176] Enser srl, Relazione e tavole grafiche relative al progetto esecutivo del I lotto funzionale di interventi di protezione fondale delle pile e sistemazione dell'alveo, Comune di Bologna, 2015.
- [177] Bologna Global Strade, Relazione relativa all'ispezione subacquea delle pile da 8 a 16 del Pontelungo sul Reno di via Emilia Ponente - Bologna, 2015.
- [178] S.A.P.A.B.A. e GeoPro, Rilievo 3D con tecnologia laser scanner, Comune di Bologna, 2014.
- [179] R. Sandrelli e G. Costanzo, Relazioni geologica, sismica, sondaggi a carotaggio e geoelettrica 3D relative ai terreni di fondazione del Pontelungo sul fiume Reno, 2014.
- [180] Bologna Global Strade, Indagini diagnostiche in struttura mista muratura e c.a. sito a Bologna (BO), 2016.
- [181] D. Pomarè e C. Gerdol, Relazioni geologica, geotecnica, sismica e sulle indagini del Pontelungo sul fiume Reno, 2017.
- [182] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018, Aggiornamento delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni', pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 Febbraio 2018, supplemento ordinario n. 8.
- [183] E. Spacone, F. Filippou e F. Taucer, Fibre-beam column model for non-linear analysis of RC frames: Part I, Formulation, *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 25(7):711-25, 1996.
- [184] Midas Information Technology Co., Analysis Manual for Midas Gen, SeoHyenon-dong.
- [185] D. Kent e R. Park, Flexural members with confined concrete, *Journal of the structural division – Proceeding of the American Society of the Civil Engineers*, 97(ST7):1969-90, 1971.
- [186] B. Scott, D. Park e M. Priestley, Stress-strain behaviour of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates, *Structural Journal of the ACI*, 79(1):13-27, 1982.

- [187] T. Paulay e M. Priestley, *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, New York: Wiley Interscience, 1992.
- [188] M. Priestley e D. Elder, *Stress-strain curves for unconfined and confined concrete masonry*, *ACI Journal*, 1983.
- [189] L. Fattori, *Elementi in fibra in Midas GEN, CspFEA*, 2009.
- [190] Midas FEA, *Analysis and Algorithm*.
- [191] F. Vecchio e M. Collins, *The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear*, *ACI Journal* 83, 22:219-231, 1986.
- [192] R. Selby e F. Vecchio, *Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete*, Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, dept. Civil Eng., 1993.
- [193] J. Rots, *Computational modeling of concrete fracture*, Delft University of Technology, 1988.
- [194] F. Cannizzaro, B. Pantò, S. Caddemi e I. Calì, *A Discrete Macro-Element Method (DMEM) for the nonlinear structural assessment of masonry arches*, *Engineering Structures*, Elsevier, 2018.
- [195] I. Calì, M. Marletta e B. Pantò, *A new discrete element model for the evaluation of the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings*, *Engineering Structures*, 40, 327-338, 2012.
- [196] V. Turnšek e F. Čačovič, *Some experimental results on the strength of brick masonry walls*, *Proceedings of the 2nd International Brick & Block Masonry Conference*, 149-156, 1970.
- [197] B. Pantò, F. Cannizzaro, I. Calì e P. Lourenço, *Numerical and experimental validation of a 3D macro-model element method for the in-plane and out-of-plane behaviour of un-reinforced masonry walls*, *International Journal of Architectural Heritage*, 11(7), 946,964, 2017.
- [198] B. Pantò, L. Giresini, M. Sassu e I. Calì, *Non linear modeling of masonry churches through a discrete macro-element approach*, *Earthquake and Structures*, 12(2), 223-236, 2017.
- [199] B. Pantò, F. Cannizzaro, S. Caddemi e I. Calì, *3D macro-element modelling approach for seismic assessment of historical masonry churches*, *Advances in Engineering Software*, 97, 40-59, 2016.
- [200] S. Caddemi, I. Calì, F. Cannizzaro e B. Pantò, *New Frontiers on Seismic Modeling of Masonry Structures*, *Front. Built Environ.*, 2017.
- [201] I. Calì, F. Cannizzaro, G. Occhipinti, B. Pantò, D. Rapicavoli, D. D'Urso, G. Pisanelli, G. Spirolazzi e R. Zurlo, *Ponti ferroviari ad arco - Metodologia per l'analisi tridimensionale non lineare*.
- [202] H. B. software, *HISTRA s.r.l.*, Catania. Release 5.1.0, Novembre 2018. <http://www.grupposismica.it>.
- [203] *HiStra Bridges, Manuale Utente - Rev_20180212_02*, Catania: Gruppo Sismica.
- [204] B. Choo, M. Coutie e N. Gong, *Finite-element analysis of masonry arch bridges using tapered elements*, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 91:4, 755-770, 1991.
- [205] S. Güner, *Performance assessment of shear-critical reinforced concrete plane frames*, University of Toronto, 2008.
- [206] *Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 Febbraio 2011 - Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008*.
- [207] A. Brencich e L. Gambarotta, *Mechanical response of solid clay brickwork under eccentric loading – Part I: Unreinforced masonry*, *L. Mat. Struct.* 38:257, 2005.
- [208] G. de Felice, *Experimental investigation on historic brickwork subjected to eccentric axial load*, Lourenço P.B., Roca P., Modena C., Agrawal S., *Proc. 5th int. conf. on structural analysis of historical construction*, Macmillan, New Delhi, pp.809-16, 2006.
- [209] A.C., *Trattato elementare di aritmetica ad uso dei Corsi Tecnici, Gimnasiali, Liceali e delle Scuole Militari*, Approvato dal Consiglio Superiore di Pubblica Istruzione il 26 Luglio 1849, Torino: Paravia e Compagnia, 1880.
- [210] C. Ghirardacci, *Della Historia di Bologna*, Bologna: Giovanni Rossi, 1596.
- [211] Regione Molise, *Analisi delle principali tecniche di intervento e limiti della loro applicabilità – Parte seconda*, 2006.

