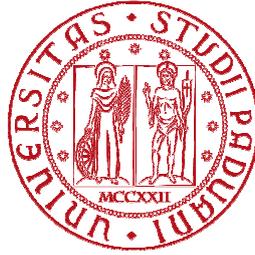


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA



Facoltà di Ingegneria
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale
Corso di Laurea in Ingegneria Civile - Strutture

INTERVENTI DI RINFORZO PER PONTI AD ARCO IN MURATURA

Relatore:

Chiar.mo Prof. Ing. Claudio MODENA

Correlatori:

Ing. Giovanni TECCHIO

Ing. Paolo ZAMPIERI

Laureando:

Manuele VENTURATO

ANNO ACCADEMICO 2010/2011

A mio padre Guido

Indice

Sommario	9
Introduzione.....	11
1. AMBITO DI SVILUPPO DEL LAVORO DI TESI.....	13
1.1. Convenzione ReLUIS-RFI	13
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	15
2.1. Normative vigenti per la verifica ed il consolidamento dei ponti in muratura.....	15
2.2. Altre normative di riferimento utilizzate per il censimento e l'analisi statistica	15
3. LA MURATURA: IL MATERIALE.....	17
3.1. Panoramica storica sullo sviluppo del materiale	17
3.1.1. Cenni storici sull'uso della muratura nei ponti	18
3.2. Tecnica della muratura	20
3.2.1. La muratura a secco.....	20
3.2.2. I leganti	20
3.2.1. La muratura in pietre naturali	23
3.2.2. La muratura in "pietre artificiali"	23
3.3. Caratteristiche fisico-meccaniche della muratura	25
3.3.1. Proprietà generali.....	25
3.3.2. Compressione monoassiale	28
3.3.3. Trazione monoassiale	30
3.3.4. Stati tensionali composti.....	31
3.3.5. Viscosità	32
4. LA TIPOLOGIA DI PONTI OGGETTO DELLA TESI.....	35
4.1. I ponti ferroviari in muratura.....	35
4.2. I ponti ad arco in muratura: generalità	36
4.2.1. L'arcata	38
4.2.2. Le spalle.....	40
4.2.3. Le pile	41
4.2.4. Le pile-spalle	42
4.2.5. Rinfiango, cappa, riempimento.....	42
4.2.6. I timpani.....	43
4.2.7. Muri d'ala	44
4.2.8. Fondazioni	44
5. IL CENSIMENTO DEI PONTI ESISTENTI	49
5.1. L'analisi delle proporzioni geometriche	49

5.1.1.	L'abaco di R.F.I.	53
5.1.2.	La normativa del 1924.....	54
5.1.3.	I ponti censiti	55
5.2.	I grafici	56
5.3.	I Ponti Master	59
6.	LE PROVE CON MARTINETTO PIATTO	61
6.1.	Tipi di prova	62
6.1.1.	Prova con martinetto piatto singolo.....	62
6.1.2.	Prova con martinetto piatto doppio	63
6.2.	I dati raccolti per il ponte al km 50 (Mestre-Udine).....	65
6.2.1.	La prova con martinetto singolo.....	65
6.2.2.	La prova con martinetto doppio	69
6.2.3.	Considerazioni sui dati raccolti	71
6.3.	I dati raccolti per il sottopasso al km 41 (Mestre-Udine).....	72
6.3.1.	La prova con martinetto singolo.....	72
6.3.2.	La prova con martinetto doppio	76
6.3.3.	Considerazioni sui dati raccolti	78
7.	LE PROBLEMATICHE DEI PONTI AD ARCO IN MURATURA	81
7.1.	Le cause di degrado	82
7.1.1.	Degradi originati da cause intrinseche al manufatto	82
7.1.2.	Degradi originati da cause estrinseche al manufatto	82
7.2.	Le tipologie di degrado.....	83
7.2.1.	Distacco dall'arco portante e laminazione dell'arcata	83
7.2.2.	Deformazioni trasversali	84
7.2.3.	Fessure ad andamento radiale dell'arco portante	85
7.2.4.	Fessure ad andamento longitudinale della volta portante.....	85
7.2.5.	Traslazioni e rotazioni delle pile e spalle	86
7.2.6.	Schiacciamento delle pile e spalle.....	87
7.2.7.	Fenomeni di degrado derivati da azioni di natura chimico/fisica.....	88
8.	TIPOLOGIE DI INTERVENTO DI RIPRISTINO	93
8.1.	Interventi di ripristino di carattere generale	94
8.1.1.	Il ripristino delle malte	94
8.1.2.	Riparazione di spalling e delaminazione.....	95
8.1.3.	Rimpiazzo di pietre/mattoni mancanti.....	96
8.1.4.	Rimozione di calcestruzzo, rivestimenti di gunite, calcestruzzo proiettato, o altri cappotti esterni.....	96
8.2.	Interventi di ripristino per componente del ponte	96
8.2.1.	Riparazione / ripristino dei parapetti danneggiati o mancanti.....	96
8.2.2.	Interventi sul materiale di riempimento	97
8.2.3.	Interventi a carico delle fondazioni di pile e spalle.....	97

9.	TIPOLOGIE DI RINFORZO STRUTTURALE.....	99
9.1.	FRP, polimeri rinforzati con fibre di varia natura	100
9.2.	Rinforzo delle pile con (micro)pali in acciaio	102
9.3.	Trattamenti di superficie.....	102
9.3.1.	Ferrocemento	103
9.3.2.	Calcestruzzo spruzzato	103
9.3.3.	Iniezioni di malta e resina epossidica	104
9.4.	Sella in calcestruzzo	105
9.5.	Armature di rinforzo.....	105
9.6.	Lastra "d'alleggerimento"	106
9.7.	Ispessimento del piano viario	106
9.8.	Arcate collaboranti	107
9.9.	Post-tensionamento.....	107
10.	I METODI DI ANALISI.....	109
10.1.	Lo studio dell'arco	110
10.1.1.	La statica dell'arco	110
10.1.2.	La dinamica dell'arco.....	116
10.1.3.	Verifica in presenza di azioni orizzontali.....	118
10.1.4.	Oscillazioni degli archi	122
10.2.	Modello cinematico	123
10.2.1.	Verifica sismica secondo le NTC 2008	124
10.2.2.	Analisi cinematica lineare	125
10.2.3.	Analisi cinematica non lineare	125
10.2.4.	Verifiche di sicurezza	127
10.2.5.	Meccanismi di collasso.....	128
10.2.6.	Metodo cinematico per un ponte monocampata: azioni longitudinali.....	129
10.2.7.	Metodo cinematico per un ponte monocampata: azioni trasversali.....	134
10.3.	Analisi statica non lineare (o pushover)	136
10.3.1.	Sistema SDOF	137
10.3.2.	Sistema MDOF	138
10.3.3.	Curva di capacità	140
10.3.4.	Conversione sistema MDOF in SDOF equivalente.....	142
10.3.5.	Profili di carico	143
10.3.6.	Valutazione del punto di funzionamento.....	145
11.	SOFTWARE FEM: MIDAS FEA.....	149
11.1.	Criterio di rottura: total strain crack model	150
11.1.1.	Comportamento a trazione	152
11.1.2.	Comportamento a compressione	153
11.1.3.	Comportamento a taglio	155

11.2.	Elementi finiti usati nella modellazione fem.....	155
11.2.1.	Quadrilatero , 8 nodi.....	155
11.2.2.	Triangolo, 6 nodi.....	156
11.2.3.	Prisma, 15 nodi.....	157
12.	IL PONTE MASTER 14.....	159
12.1.	Generalità sulla modellazione dei ponti in muratura.....	160
12.2.	Scelte di modellazione.....	162
12.2.1.	Modellazione dei materiali.....	163
12.3.	Curva di capacità.....	168
12.4.	Verifica sismica.....	172
12.4.1.	Lo spostamento in domanda.....	173
12.4.2.	Risultati di verifica per il ponte in oggetto.....	176
13.	PONTI AD ARCO MONOCAMPATA.....	179
13.1.	Arco a tutto sesto, $f/L=0,5$	181
13.2.	Arco ribassato, $f/L=0,4$	185
13.3.	Arco ribassato, $f/L=0,3$	188
13.4.	Arco a tutto sesto, $f/L=0,5$ con rinforzo in CLS.....	192
14.	IL PONTE MASTER 15.....	197
14.1.	Sostituzione o rinforzo armato del riempimento.....	198
14.2.	Rinforzo con tiranti.....	198
14.3.	Progetto dei tiranti.....	200
14.3.1.	Le caratteristiche geometriche del PM15.....	200
14.3.2.	Il procedimento di calcolo.....	201
14.3.3.	Il caso del PM15.....	205
14.3.4.	Verifica agli SLE.....	207
14.3.5.	Verifica agli SLU.....	207
14.4.	Analisi FEM.....	208
14.4.1.	Timpano senza tirante.....	208
14.4.2.	Timpano con tirante.....	211
15.	CONCLUSIONI.....	215
	Ringraziamenti.....	217
	Bibliografia.....	219

Sommario

Questo lavoro di tesi si è diviso in due fasi, una prima fase nell'ambito del programma RELUIS-RFI, per la verifica sismica di ponti in muratura ad uso ferroviario esistenti sul territorio nazionale, che avessero subito nell'arco degli anni degli interventi di rinforzo strutturale, secondo modalità differenti, e che avessero bisogno di un'analisi dell'idoneità di tali accorgimenti nel raggiungere il pieno soddisfacimento di quanto prescritto dalla normativa vigente, ed una seconda fase relativa allo studio dei ponti ad arco monocampata con ribassamenti variabili, sia con metodo ad elementi finiti che cinematico.

Il progetto generale connesso a RELUIS-RFI si è mosso primariamente verso il censimento dei ponti, con la raccolta delle proporzioni geometriche ricorrenti e non, e dello stato di salute generale delle varie componenti di ogni ponte specifico.

Dopodichè, tramite campagne sperimentali, costituite da prove dirette, si è analizzato lo stato tensionale e la riserva di resistenza dei materiali impiegati in condizioni di normale esercizio o di assenza di forze accidentali o variabili.

Raccolte queste informazioni si è proceduto ad individuare alcune macro-categorie di ponti esistenti, secondo numero di campate, dimensioni geometriche, e materiali utilizzati, definendo dei ponti "tipo", poi chiamati Ponti Master. Su questi sono state effettuate delle analisi specifiche al fine di prevederne il comportamento conseguente a precise sollecitazioni sismiche, seguendo due approcci differenti, entrambi affidabili e collaudati, che ben si prestano ad interpretare le risposte strutturali dei ponti in oggetto, definendo così il limite di carico delle strutture portanti.

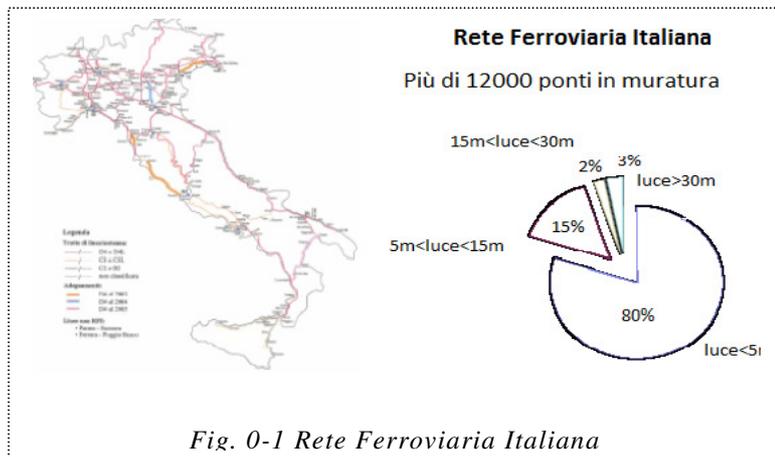
Il primo è stato un approccio analitico, detto *metodo cinematico*, incentrato sul concetto di equilibrio limite, mentre il secondo, più moderno, e resosi disponibile negli ultimissimi decenni per la maggiore potenza di calcolo dei computer a disposizione, ovvero il *metodo agli elementi finiti*, è invece un approccio numerico approssimato, applicazione ed evoluzione del noto metodo degli spostamenti.

Muovendosi all'interno di quest'orizzonte operativo, la presente tesi si è concentrata, come anticipato, soprattutto su quei ponti che avessero già avuto necessità di un intervento dal momento della loro realizzazione ad oggi, ma che proprio per questo avessero necessità di una maggiore comprensione dei meccanismi di interazione tra l'opera originaria e quella di rinforzo, al fine di valutare un effettivo incremento della prestazione dell'insieme sotto sollecitazione sismica, ed allo stesso tempo giungere a considerazioni sull'opportunità o meno di estendere tali migliorie ad altri ponti ancora privi di intervento.

Introduzione

La costruzione dei ponti ad arco in muratura è stata abbandonata da tempo in Italia, ma nonostante questo essi rivestono tutt'ora grande importanza per il sistema ferroviario italiano. Le problematiche connesse ai ponti di muratura ad arco, sono state, negli ultimi decenni, legate al semplice fatto che la loro progettazione risalente nella stragrande maggioranza dei casi a più di un secolo fa, non poteva tenere conto, sul lato dei carichi di esercizio, dell'incremento dei livelli di traffico avvenuti nel frattempo (numero di treni transitanti al giorno), che è cresciuto in alcuni casi di 2 ordini di grandezza, delle maggiori lunghezze e velocità di transito dei treni e dell'entità dei carichi (carico per asse, che è aumentato di un fattore fino a 25 t/asse), e neppure poteva tenere in conto la severità delle normative che oggi regolano la realizzazione di questo tipo di opera sul lato delle misure antisismiche. Parte dei ponti esistenti quindi, si ritrovano ad oggi in uno stato di deficit prestazionale, sia esso derivante o da danneggiamento progressivo per azioni esterne o semplice naturale deterioramento o inadeguatezza secondo le norme, che comporta una necessità di attenta attività di riparazioni e rinforzi.

La portata e l'impatto di questa problematica è meglio inquadrata ricordando la numerosità dei ponti in muratura sul territorio nazionale impiegati dalla rete ferroviaria. Si tratta di una cifra che raggiunge le



12000 unità, variamente differenziate per tipologia di arco, numero e lunghezza delle campate. Si veda figura 0-1. Il presente lavoro tratterà nelle pagine seguenti le tipologie di intervento eseguibili ed eseguite generalmente nei ponti ad arco in muratura per finalità di ripristino e rinforzo strutturale. Nello specifico poi verranno presi in esame due di tali accorgimenti di rinforzo, entrambi impiegati proficuamente

in ambito sismico, interventi questi che sono stati adottati nel caso di due ponti "campione" rispetto a quelli realmente esistenti sul territorio nazionale, confrontandoli con le normative vigenti. Verrà dato ampio spazio alle dinamiche di degrado di questa tipologia di ponti, poichè gli interventi di adeguamento non possono che essere conseguenti alla valutazione dello stato in cui si presenta il manufatto al momento dell'inizio attività, e quest'ultimo non può che essere conseguenza di processi gradualmente o traumatici di deterioramento nel tempo del materiale.

1. AMBITO DI SVILUPPO DEL LAVORO DI TESI

1.1. Convenzione ReLUIS-RFI

ReLUIS ovvero Rete Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica, è un consorzio interuniversitario nato al fine di armonizzare l'attività dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica italiani, fornendo adeguato sostegno economico, scientifico e tecnico alle Università facenti parte il consorzio, e promuovere così la loro partecipazione alle attività scientifiche nel campo dell'Ingegneria Sismica, nel solco dei programmi di ricerca nazionali ed internazionali attivati in questo settore.

Le collaborazioni tra Università vengono favorite dall'azione del Consorzio, che al contempo promuove il potenziamento dei Laboratori di Ingegneria Sismica e l'attività di formazione e diffusione delle conoscenze nel proprio ambito di azione.

ReLUIS ha sede a Napoli, presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università Federico II, ma vi hanno aderito altri numerosi istituti universitari, e tra questi partecipa attivamente all'attività del Consorzio anche personale docente e di ricerca dell'Università degli Studi di Padova con i Dipp. di Costruzioni e Trasporti, e di Ingegneria Idraulica Marittima Ambientale e Geotecnica.

Il programma di ricerca che R.F.I. Rete Ferroviaria Italiana S.p.A. ha attivato presso ReLUIS è stato motivato dalla necessità di procedere ad una valutazione complessiva dei ponti esistenti, di diversa tipologia costruttiva e realizzati con materiali di varia natura, dall'acciaio, al calcestruzzo armato normale e precompresso, alla muratura in mattoni e pietra, e disegnarne un quadro completo per far fronte alla necessità di adeguamento alle normative vigenti sul piano della sicurezza sismica.

Trattandosi di un impegno di risorse considerevole, ed essendo la numerosità dei ponti non affrontabile dalla sola RFI, si è ricorso alla rete di laboratori universitari con il compito di stilare delle relazioni esaustive sulla capacità sismica, oltrechè dello stato di conservazione di manufatti realizzati in una forbice temporale molto divaricata, andando dalla prima metà dell'ottocento dei primi ponti in muratura per

giungere agli anni 2000 dei più recenti ponti in acciaio e cemento armato precompresso.

Per quanto attiene alla quota parte dei ponti in muratura, si è presentata la particolare esigenza di predisporre le metodologie di valutazione della sicurezza dei ponti realizzati con questo materiale, molto eterogeneo nella propria struttura già solo all'interno dello stesso manufatto, come, a maggior ragione, tra opere distinte, in relazione alle problematiche dell'incremento nei decenni dei carichi di esercizio, della loro manutenzione e consolidamento, oltre che della predetta vulnerabilità sismica.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1. Normative vigenti per la verifica ed il consolidamento dei ponti in muratura

Di seguito l'elenco delle leggi e circolari di riferimento per l'analisi sismica dei ponti in muratura:

- Ordinanza n. 3274 della Presidenza Consiglio dei Ministri del 25 marzo 2003: Normativa sismica - ponti;
- DM Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14.01.2008: Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- DPC 21 ottobre 2003 Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. Nel quale sono previste le verifiche sismiche di livello 1 e 2 per opere ad alta priorità.

2.2. Altre normative di riferimento utilizzate per il censimento e l'analisi statistica

- Normativa del Ministero delle comunicazioni per i ponti in muratura del 1924;
- Abaco delle Ferrovie dello Stato

3. LA MURATURA: IL MATERIALE

La muratura è un materiale eterogeneo, invero un'insieme di più materiali da costruzione, in particolare il legante e l'elemento resistente vero e proprio. Quest'ultimo può essere di varia natura e cioè costituito da mattoni in laterizio, pietra comune, marmo, granito, travertino, calcare, blocchi di calcestruzzo, mattoni di vetro, stucco o piastrelle. La muratura è generalmente un materiale altamente durevole, tuttavia i materiali utilizzati, la qualità della malta e di lavorazione, e il modo in cui vengono assemblate le unità possono influenzare significativamente la durata generale delle costruzioni realizzate con questo materiale, nonché il suo comportamento. Per questa ragione, come si vedrà, il suo studio non è stato, e non è tutto'ora, privo di complessità e margini di incertezza interpretativa.

Ad ogni modo, successivamente verranno affrontati nel dettaglio gli aspetti di maggior utilità ingegneristica, ovvero le proprietà fisiche e meccaniche del materiale, ma si ritiene comunque di interesse, in prima battuta, passare ad un rapido accenno sull'evoluzione che la muratura ha avuto nel corso della Storia.

3.1. Panoramica storica sullo sviluppo del materiale

La continua necessità di studiare e approfondire le conoscenze sulle strutture in muratura esistenti, così numerose da ritagliarsi oramai una fetta di interesse di grande rilevanza nell'ambito dell'ingegneria civile, dovrebbe portare a conoscere primariamente il passato delle costruzioni realizzate con questo materiale, e solo successivamente apprestarsi a compiere su di esse interventi di qualsiasi genere.

Una costruzione muraria, come detto, è un vero e proprio assemblaggio, mediante giustapposizione, di elementi lapidei e/o in laterizio disposti in modo da ottenere un complesso dotato di una certa stabilità. Secondo questa definizione, possiamo collocare lo sviluppo sistematico della muratura con l'avvento delle grandi civiltà urbane, marcando il passaggio da tecniche edilizie legate a materiali più elementari

come legno, paglia, e pelli per passare ad un periodo più maturo di edifici più solidi e duraturi nel tempo. Le costruzioni murarie senza materiale cementante (*a secco*) furono le prime a diffondersi, per semplicità e povertà di ingredienti richiesti.

Dal punto di vista degli elementi aggregati, storicamente si ebbero dapprima muri con blocchi lapidei informi e irregolari, poi con massi regolari (di grandi dimensioni) sovrapposti, mentre i mattoni (crudi, essiccati ed induriti al sole, rinforzati con paglia per ridurre gli effetti del ritiro) vennero impiegati già a partire dall'VIII millennio a.C. probabilmente in risposta alla carenza di materiale lapideo, o laddove

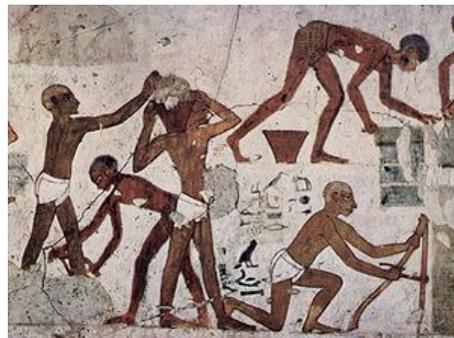


Fig. 3-1 I mattoni nell'antico Egitto

questo fosse di scarsa qualità. Del loro utilizzo abbiamo una prima testimonianza nella città di Gerico in Giordania per poi trovarne ampio ricorso in Egitto e Mesopotamia. Il difetto dei mattoni crudi era di non poter resistere all'umido nei climi freddi, e quindi, in queste regioni dalle condizioni ambientali più rigide, si diffusero solamente il mattone cotto e le pietre più dure.

Alla fine del IV secolo a.C. si diffonde come legante la calce, rivoluzionando in questo modo la tecnica costruttiva, portando ad un netto miglioramento delle caratteristiche del materiale, e favorendone la diffusione d'impiego.

3.1.1. Cenni storici sull'uso della muratura nei ponti

La tipologia di ponte in muratura è stata ed è rimasta quella ad arco, uno dei tipi di ponte più semplici, e proprio per questo uno dei primi ad essere utilizzato nel corso della Storia. Il più antico esempio di ponte in muratura giunto ai giorni nostri è quello del ponte miceneo di Kazarma, databile al 1300 a.C. e tuttora parzialmente utilizzato. I ponti in muratura, vennero realizzati anche dai



Fig. 3-2 Ponte di Kazarma in Grecia

Greci, come ad esempio si può vedere nella così chiamata Porta Rosa di Elea in provincia di Salerno, risalente al IV secolo a.C., e ne trasmisero l'uso agli Etruschi.

Ma l'uso massiccio della muratura nella realizzazione dei ponti prende piede con lo sviluppo tecnico e tecnologico dei Romani, che riuscirono a realizzare campate anche di diversi metri, fino a quasi 70, che però pur essendo ingegneri più abili dei loro coevi Greci, operavano anch'essi su basi sperimentali e intuitive. Nonostante ciò, le loro opere come fortificazioni, acquedotti e ponti, essendo dotate di elevati coefficienti di sicurezza, raramente sono crollate, e ne abbiamo piena evidenza constatando quanta parte delle opere ingegneristiche di epoca romana sia resistita allo trascorrere dei millenni giungendo a noi. I ponti romani erano principalmente ad arco a tutto sesto, e non erano rari gli esempi di ponti composti da più arcate o addirittura da più ordini di arcate disposti su livelli multipli. I ponti in muratura di epoca romana, come detto, erano molto solidi, caratterizzati da una struttura di notevole peso, ben compattata e adatta a resistere alle piene e al tempo: ad oggi



Fig. 3-3 Aquedotto romano del 19 a. C. sul fiume Pardon in Francia

esistono quasi 350 ponti di epoca romana in materiale lapideo, e oltre 50 acquedotti, alcuni dei quali tuttora usati.

Nel medioevo lo sviluppo delle metodologie realizzative permise di migliorare le potenzialità della tecnica del ponte ad arco. I ponti divennero più sottili e leggeri, guadagnando però in lunghezza

utile della campata. Un esempio notevole, in tal senso, di ponte medievale è quello di Trezzo sull'Adda, costruito nel 1377 e distrutto nel 1416. Con i suoi oltre 72 m di campata, fu eguagliato solo 380 anni più tardi, nel 1796.

L'uso ferroviario dei ponti in muratura fu, per ovvie ragioni, raggiunto con l'avvento della rivoluzione industriale e delle prime strade ferrate, quindi a partire dai primissimi decenni dell'ottocento, ma ben presto questa tipologia di ponte, laddove ve ne fu l'opportunità, fu soppiantata dal ricorso a materiali e tipologie diverse di ponti, con tempi e costi di realizzazione ben più ridotti, per non parlare delle maggiori potenzialità in termini di resa prestazionale e di luci superabili che l'uso del ferro battuto prima e dell'acciaio poi, rese disponibili. In Italia invece, lo sviluppo

industriale si fece attendere fino alla seconda metà del XIX secolo, e questo fece sì che i ponti in muratura ferroviari abbiano avuto maggiore diffusione che nei Paesi del nord Europa.

3.2. Tecnica della muratura

3.2.1. La muratura a secco

Le prime costruzioni lapidee, come detto, furono ottenute con la sovrapposizione di pietre nella forma in cui si trovavano o così come si erano distaccate dagli ammassi rocciosi per effetto degli agenti atmosferici. Essendo quindi inizialmente le strutture in muratura realizzate "a secco", e cioè senza l'uso di legante, la solidità della costruzione era garantita dalla grandezza dei blocchi e dalla loro regolarità, cioè solo grazie all'equilibrio statico e all'attrito tra gli elementi, e quindi risultava tanto migliore quanto maggiore era la superficie di contatto. Con il miglioramento degli utensili, si intuì che per ottenere maggiori superfici di contatto conveniva scalpellare le pietre manualmente, prima della messa in opera. Si capì che quanto più tali superfici, oltre che planari erano orizzontali, tanto più stabili risultavano i muri. Fu naturale, dunque, l'evoluzione verso la pietra squadrata la cui forma di parallelepipedo permetteva un perfetto contatto tra le pietre e la trasmissione delle sole componenti verticali delle forze gravitazionali. In presenza di materiale con granulometria inferiore o di pietre levigate ed arrotondate (come quelle di fiume) o ancora, fortemente irregolari, si rese necessario l'impiego di un elemento complementare come poteva essere il fango, che avesse funzione di connettore, e quindi abbandonando la semplice tecnica "a secco".

3.2.2. I leganti

Nelle costruzioni murarie con elemento cementante, la stabilità è aumentata dalla forza di coesione che il legante esercita fra gli elementi costituenti, permettendo dimensioni delle opere e proporzioni tra parti di esse altrimenti non consentite dalla tecnica più rudimentale della muratura a secco.

Il materiale legante, inizialmente, fu costituito da fanghiglia di natura qualsiasi e, solo in seguito, da argilla; le caratteristiche dei territori in cui queste tecniche si trovavano ad essere impiegate fecero però sperimentare e adottare anche altri materiali: come ad esempio nell'area mesopotamica ricca di giacimenti petroliferi, dove già nel secolo XXI a.C. si utilizzava anche il bitume. In numerosi casi si è riscontrato come sia dagli Egizi nel III millennio a.C. che dai Greci in età ellenistica, furono impiegate malte di gesso con la funzione di legante. Tali malte, pur presentando una presa molto rapida, perdevano però capacità resistente alla presenza di umidità. I Romani, in ogni caso, ne introdussero e codificarono l'uso quale legante allo stato puro. La particolare abbondanza di cave di calcare in Campania fece sì che, in tale regione, si verificasse il primo massiccio ricorso alle malte di calce. A tal punto, i blocchi più piccoli, facili da maneggiare, potevano essere cementati in modo da formare un'insieme compatto, che consentiva maggiore libertà costruttiva, consentendo un balzo in avanti della tecnica muraria, e giungendo definitivamente ad uno stadio maturo, sostanzialmente paragonabile a quello attuale. Poiché però le malte di calce presentavano un consistente ritiro, vennero confezionate nuove miscele componendo il grassello di calce con inerti: uno di questi fu la sabbia che aveva la stessa funzione "sgrassante" già sfruttata con le argille, ovvero la capacità di evitare l'eccessivo ritiro con le conseguenti fessurazioni. Impiegando invece come inerte la pozzolana, materiale naturale di origine vulcanica, già nel III secolo a.C. i Romani ottennero sempre in Campania malte davvero tenaci da poter sfidare i secoli, resistendo benissimo anche all'umidità, in virtù del fatto che la pozzolana trasforma la calce aerea in calce idraulica.

Oggi le malte con funzione di allettamento, cioè ideate per collegare e tenere uniti gli altri componenti della muratura, sono un conglomerato costituito da una mix di legante (cemento e/o calce), acqua, inerti fini (ad esempio sabbia) ed eventuali additivi, il tutto miscelato in quantità tali da assicurare lavorabilità all'impasto bagnato e resistenza meccanica allo stato asciutto, dopo la presa e l'indurimento, ed il tutto per uno strato generalmente inferiore al centimetro tra un mattone e l'altro. La principale funzione della malta di allettamento, in realtà, soprattutto di quella a base di calce, non è quella di rendere solidali i mattoni o le pietre tra loro, quanto piuttosto quella di distribuire il carico delle murature soprastanti sull'intera superficie

orizzontale del muro, andando a riempire le asperità delle superfici d'appoggio dei blocchi, in particolare di quelle irregolari della pietra.

3.2.2.1. Classificazione delle malte

In base alle caratteristiche dei componenti da cui sono formate, le malte si distinguono in:

- malte aeree: gesso o calce aeree più sabbia e acqua;
- malte idrauliche: calce eminentemente idrauliche o agglomeranti cementizi più sabbia e acqua; malte idrauliche plastiche: calce eminentemente idrauliche o agglomeranti cementizi plastici più sabbia e acqua;
- malte cementizie: cementi più sabbia e acqua;
- malte composte o bastarde: due o più leganti insieme più sabbia e acqua;
- malte addittivate: le malte precedenti più un additivo quali plastificante, impermeabilizzante, acceleratore o ritardatore di presa, espandente, antigelo, etc;
- malte pronte: malte in miscela secca preconfezionata.

Ai classici componenti della malta possono essere aggiunti dei prodotti di diversa natura allo scopo di conferire alla stessa malta particolari requisiti per impieghi specializzati.

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M4	Idraulica	-	-	1	3	-
M4	Pozzolonica	-	1	-	3	1
M4	Bastarda	1	-	2	9	-
M3	Bastarda	1	-	1	5	-
M2	Cementizia	1	-	0.5	4	-
M1	Cementizia	1	-	-	3	-

3.2.1. La muratura in pietre naturali

La muratura in questo caso è costituita da elementi in pietra, da ricavarsi in genere per abbattimento di rocce. Esse devono essere non friabili o sfaldabili, e resistenti al gelo, specialmente nel caso di murature esposte direttamente agli agenti atmosferici. Non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili, o residui organici. Le pietre devono presentarsi prive di parti alterate o facilmente removibili; devono possedere sufficiente resistenza sia allo stato asciutto che bagnato, e buona adesività alle malte.

La densità (variabile tra i 2200 e 2600 kg/m³) influenza:

- 1) la resistenza meccanica (aumenta con l'aumentare della densità);
- 2) il comportamento termico (migliora con il diminuire della densità);
- 3) la durezza (migliora con l'aumento della compattezza e quindi della densità).

La lavorabilità dei blocchi di pietra riguarda:

- 1) la segabilità (maggiore nelle pietre tenere);
- 2) la lucidabilità (maggiore nelle pietre compatte).

La gelività (tendenza a fratturarsi per azione del gelo) aumenta con l'aumentare della porosità.

3.2.2. La muratura in "pietre artificiali"

Per "pietre artificiali" si intendono quelle confezionate attraverso la combinazione di materiali sciolti. Circa la loro origine, con grandissima probabilità sono nate in quelle località o regioni ove erano carenti o mancavano del tutto le pietre naturali di grandi dimensioni, ma vi erano, in luogo di queste, dei materiali argillosi. Questi, modellati allo stato plastico, quando erano intrisi di acqua, mantenevano la forma nel momento in cui venivano fatti asciugare all'aria, dando luogo a zolle rigide. Per evitare le screpolature che si manifestavano durante l'essiccazione dell'argilla cruda si pensò di impastarla con altri materiali, come la paglia con funzione sgrassante, ma che aveva per di più la proprietà di conferire al mattone capacità di resistenza a trazione (una sorta di antenato dei conglomerati fibro-rinforzati). Un altro inerte impiegato per

limitare i fenomeni di ritiro fu, come già detto per le malte, la sabbia. Per evitare il problema della bassa consistenza che i mattoni crudi presentavano (plastica quando venivano a contatto con l'acqua) si giunse a cuocere gli elementi, a 980- 990 °C, dando luogo alla cosiddetta terracotta. Nella produzione di mattoni in terracotta vennero utilizzati però solamente sgrassanti minerali (la sabbia), in quanto quelli vegetali (la paglia) venivano combustibili nella fase di cottura. E proprio a causa del fatto che la cottura implicava costi molto elevati, la produzione di mattoni cotti fu per lungo tempo, in epoca medievale e moderna, limitata alle opere più importanti, rivestendo il ruolo che in epoca antica veniva riservato alla pietra da taglio, e questo avvenne fintanto che non si giunse all'avvento delle più moderne fonti di energia (come il carbon fossile). I mattoni cotti, oggi definiti anche genericamente laterizio, sebbene questo termine si riferisca specificatamente e più propriamente al materiale realizzato in epoca romana, possono essere oggi oltre che pieni, come quelli usati in tutti i ponti realizzati con tale materiale, anche forati, costituendo i blocchi impiegati in edilizia con tanto successo in Italia per le piccole abitazioni e per gli edifici di pochi piani.

La muratura in questo caso è costituita da elementi resistenti aventi generalmente forma parallelepipedica, posti in opera in strati regolari di spessore costante e legati tra di loro tramite malta.

Gli elementi resistenti artificiali possono essere realizzati in:

- 1) laterizio normale;
- 2) laterizio alleggerito in pasta;
- 3) calcestruzzo normale o alleggerito.

Questi elementi possono essere suddivisi in:

- 1) mattoni, di forma generalmente parallelepipedica con volume $<7500\text{cm}^3$
- 2) blocchi, anch'esse di forma generalmente parallelepipedica con volume $\geq 7500\text{cm}^3$

3.3. Caratteristiche fisico-meccaniche della muratura

Le principali caratteristiche della muratura dal punto di vista del comportamento meccanico sono:

- a) Eterogeneità all'interno della matrice;
- b) Non Linearità del legame sforzo-deformazione;
- c) Anisotropia;
- d) Asimmetria, rispetto alle opposte sollecitazioni (compressione/trazione).

Passiamo in rassegna queste quattro proprietà fondamentali.

3.3.1. Proprietà generali

3.3.1.1. L'eterogeneità

L' **eterogeneità** è causata dal fatto che la muratura non è un materiale uniforme, ma è l'unione di due o più materiali costituenti i due elementi resistenti principali, ovvero il legante e l'aggregato, e questi materiali possono avere, anzi spesso hanno, caratteristiche meccaniche fortemente diverse.

Inoltre, spesso non è sufficiente conoscere le caratteristiche dei singoli materiali presi isolatamente per comprendere e prevedere il comportamento meccanico della loro unione, in quanto una buona parte di tale comportamento è condizionato dall'interazione all'interfaccia degli elementi costituenti, che per specifici fenomeni chimico-fisici possono dispiegare qualità macroscopiche e meccaniche non necessariamente riconducibili a nessuno dei due attori componenti il materiale globale.

3.3.1.2. La non linearità

La **non linearità**, che deve essere vista come strettamente correlata alle altre proprietà qui elencate, e che definisce in modo marcato la reazione del materiale a una sollecitazione di compressione/trazione/taglio o ad una composizione di questi.

3.3.1.3. L'anisotropia

L'**anisotropia**, proprietà per la quale il materiale non presenta le medesime qualità fisiche in tutte le direzioni, è dovuta all'orientamento non identico in tutte le direzioni dei componenti la muratura, caratteristica connessa alla forma ed alle proporzioni degli elementi resistenti, alla disposizione ad esempio dei mattoni con un lato maggiore in una direzione, ed uno minore nella direzione normale, e quindi al modo con cui essi vengono disposti, nonché all'eventuale presenza di fori ed irregolarità orientati anch'essi in direzioni particolari e variabili.

La quasi totalità delle murature moderne, tra cui anche quelle della maggior parte dei ponti analizzati e presenti sul territorio nazionale, presentano elementi regolari disposti per direttrici orizzontali, con giunti orizzontali di malta continui, mentre invece i giunti verticali sono sfalsati per "intrecciare" meglio la maglia della muratura.

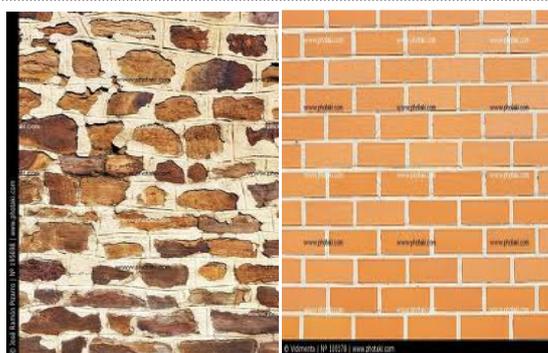


Fig. 3-4 L'irregolarità della matrice di muratura in pietra (sx) e la regolarità di quella in mattoni (dx), con differenti percentuali di incidenza della malta sulla trama generale.

3.3.1.4. L'asimmetria meccanica

L'**asimmetria di comportamento meccanico** è conseguenza del fatto che i singoli elementi componenti la muratura presentano un comportamento essi stessi asimmetrico nei confronti di compressione e trazione. Nella fattispecie, una buona resistenza a compressione ed una scadente resistenza a trazione, con moduli elastici

differenti in un ramo e nell'altro. In aggiunta a questo deve considerarsi il ruolo giocato dall'interfaccia, che costituendo una non perfetta aderenza e continuità dei componenti, rappresenta un ulteriore elemento di fragilità nei confronti della sollecitazione di trazione. E' per quest'ultimo motivo che assai frequentemente la muratura viene approssimata e modellata come "materiale non reagente a trazione".

Nelle applicazioni di interesse ingegneristico, comunque, non è sempre possibile né necessario, modellare e considerare tutti gli aspetti delle caratteristiche elencate. Anzi, solitamente, nella prassi progettuale si ricorre a modellazioni in cui il materiale viene idealizzato come un "continuo omogeneo equivalente" in luogo del materiale reale, e l'anisotropia viene computata in modo estremamente semplificato, se non, spesso, addirittura trascurata. E' questo il caso del presente lavoro di analisi, in cui nella modellazione agli elementi finiti che seguirà, si è ricorsi alla semplificazione dell'isotropia del materiale.

Una conseguenza tra le più importanti del carattere disomogeneo, o composito, della muratura, più che in altri materiali anch'essi non omogenei come ad esempio il calcestruzzo, consiste nella necessità di distinguere fra le grandezze meccaniche macroscopiche o nominali, e le grandezze locali, intese queste ultime come quelle grandezze che descrivono lo stato microscopico o puntuale del materiale, come gli sforzi, le deformazioni e i parametri del legame costitutivo.

Questo tema è stato particolarmente studiato recentemente, per poter giungere ad una definizione più rigorosa dal punto di vista meccanico e matematico di "continuo omogeneo equivalente" e della relazione fra grandezze macroscopiche e locali, ma

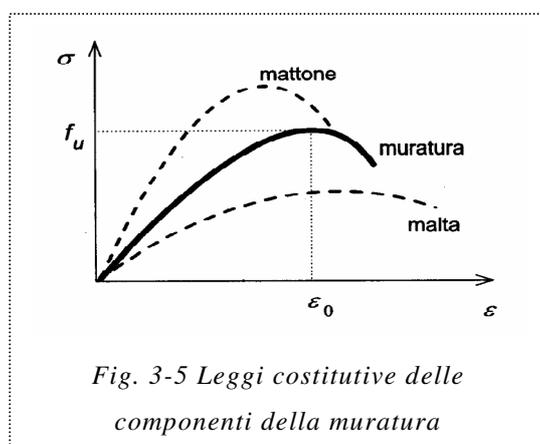


Fig. 3-5 Leggi costitutive delle componenti della muratura

tale problema non risulta di semplice soluzione. L'approccio che comunque si è tentato in questa direzione è il medesimo di quello già sviluppato per altri materiali compositi, e cioè quello dell'omogeneizzazione del materiale presente in quantità minore per unità di volume rispetto a quello prevalente. E'

evidente che però tale semplificazione, ricorrendo al concetto di "materiale omogeneo equivalente" ha tanto più senso quanto le disomogeneità all'interno del materiale sono in un ordine tale per cui una è decisamente minoritaria rispetto all'altra. Più le due o più (in questo caso potrebbero essere malta e mattone) tendono ad essere quantitativamente paragonabili, più l'errore di semplificazione è meno accettabile. Ad ogni modo, nella modellazione spesso questo limite di accettabilità è piuttosto arbitrario e corrispondente al risultato che si vuole raggiungere o ai comportamenti che si intendono studiare.

Diretta conseguenza di quanto detto è la seguente constatazione, e cioè che l'uso di grandezze macroscopiche/medie ha validità solo quando il campione di materiale è decisamente più grande rispetto agli elementi resistenti, così da avere senso la definizione di "grandezza media", e quando le variazioni di tali sforzi medi non siano eccessivamente grandi da rendere meno attendibile un legame costitutivo medio dei componenti. Ecco che quindi, si giunge ad esempio alla definizione di un modello di comportamento unificato in cui il comportamento sotto compressione monoassiale di un prisma di muratura è intermedio tra quello del singolo mattone (elemento resistente) e quello della malta, a causa della coazione che si istaura tra i due componenti. Nella Fig. 3-5 è schematicamente indicato questo processo di omogeneizzazione dei materiali costituenti la muratura. Passiamo ora in rassegna le proprietà del materiale nelle differenti configurazioni di carico.

3.3.2. Compressione monoassiale

Si ipotizzi di sottoporre un provino prismatico di muratura ad una prova di compressione monoassiale, perpendicolarmente agli strati orizzontali di malta. Si definisca quindi una tensione media $\sigma = N/A$ riferita all'area lorda del provino, dove N è la sollecitazione assiale ed A è l'area di sezione del prisma, ed una deformazione media $\varepsilon = \Delta h/h_0$ riferita all'accorciamento del provino Δh in direzione parallela al carico, su una lunghezza di riferimento h_0 . Graficando si ottiene una curva sforzo-deformazione intermedia rispetto alle curve ottenibili da prove di compressione sulla singola malta e sul singolo blocco, come già riportato nella Fig. 3-5

È dato sperimentale (Hendry e Tassios) che in generale il comportamento a compressione è determinato, in diversa misura, dai seguenti fattori:

- a) Resistenza, caratteristiche deformative e geometria degli elementi resistenti, aggregati;
- b) Resistenza e caratteristiche deformative della malta, legante;
- c) Spessore dei giunti di malta;
- d) Capacità di assorbimento dell'umidità da parte dei mattoni, e capacità di ritenzione dell'acqua da parte della malta;
- e) Geometria secondo cui vengono disposti gli elementi (sistema costruttivo o tipologia di trama).

La crisi per compressione si manifesta con lo sviluppo progressivo di fessurazioni generalmente verticali, ovvero parallele alla direzione di applicazione del carico, di solito seguendo le linee di giunto, conseguenti allo sviluppo di trazioni ortogonali a quelle di compressione, similmente a quanto avviene ad esempio per il calcestruzzo.



Fig. 3-7 Fessurazione in seguito a compressione verticale

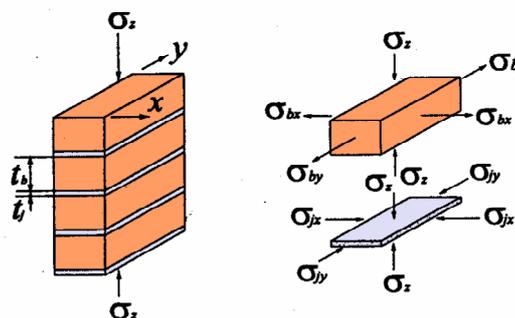


Fig. 3-6 Componenti tensionali agenti sui singoli elementi di muratura con compressione monoassiale

La causa di tale stato di trazione è l'effetto coattivo che si verifica all'interno del materiale in conseguenza del diverso comportamento deformativo della malta e degli elementi. In particolare, al crescere del carico assiale, la malta viene a trovarsi in uno stato di compressione triassiale per effetto del contenimento provocato dagli elementi resistenti, i quali a loro volta sono soggetti a trazioni ortogonali all'asse di carico. Il confinamento triassiale a cui è sottoposta la malta spiega il fatto che la muratura riesca a resistere a sforzi di compressione maggiori della resistenza a compressione monoassiale della malta stessa considerata singolarmente. Per quanto riguarda

l'influenza che la malta ha sulle caratteristiche della muratura, è stato verificato che mantenendo costanti gli altri parametri meccanici e geometrici, la resistenza a compressione di un prisma di muratura diminuisce rapidamente all'aumentare dello spessore del giunto.

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento		Tipo di malta							
		M1		M2		M3		M4	
N/mm ²	Kgf/cm ²	N/mm ²	Kgf/cm ²	N/mm ²	Kgf/cm ²	N/mm ²	Kgf/cm ²	N/mm ²	Kgf/cm ²
2.0	20	1.2	12	1.2	12	1.2	12	1.2	12
3.0	30	2.2	22	2.2	22	2.2	22	2.0	20
5.0	50	3.5	35	3.4	34	3.3	33	3.0	30
7.5	75	5.0	50	4.5	45	4.1	41	3.5	35
10.0	100	6.2	62	5.3	53	4.7	47	4.1	41
15.0	150	8.2	82	6.7	67	6.0	60	5.1	51
20.0	200	9.7	97	8.0	80	7.0	70	6.1	61
30.0	300	12.0	120	10.0	100	8.6	86	7.2	72
40.0	400	14.3	143	12.0	120	10.4	104	-	-

Una resistenza adeguata della malta è essenziale per garantire all'insieme delle proprietà soddisfacenti, ma la resistenza a rottura di un giunto di malta non deve superare quello dei mattoni o blocchi utilizzati. L'uso di troppo cemento ad esempio può produrre una malta molto rigida, che può produrre una rottura verticale attraverso i mattoni anzichè seguire i profili dei giunti, e ciò è sconsigliabile perchè genera una frattura meno ingranata e anche meno riparabile.

3.3.3. Trazione monoassiale

La combinazione di una capacità resistente a trazione particolarmente bassa, ed un comportamento sostanzialmente fragile della frattura, rendono la muratura altamente soggetta a rottura per trazione. Questo comportamento della muratura è comunque solitamente caratterizzato dalla rottura del giunto, in quanto meccanicamente meno prestante, e questo può avvenire per:

- a) **Separazione** all'interfaccia mattone-malta;
- b) **Fessurazione** all'interno del giunto di malta, ovviamente normalmente alla direzione di trazione, e questo avviene soltanto qualora l'adesione della malta all'elemento sia molto buona.

In generale, la resistenza a trazione del giunto f_{gt} può quindi variare da un massimo, paragonabile alla resistenza a trazione della malta f_{mt} , ad un minimo che può arrivare a qualche percento di f_{mt} nel caso di separazione all'interfaccia.

Più di rado, come accennato in precedenza, quando la qualità del legante è troppo elevata rispetto agli elementi aggregati, può aversi la frattura di questi ultimi.

La resistenza a trazione è caratterizzata da una estrema variabilità, e la sua previsioni è di difficile valutazione, e proprio per questa ragione viene spesso trascurata nelle applicazioni. Tuttavia, essa può avere particolare rilievo per la resistenza a flessione delle pareti per azioni fuori dal piano.

Un ruolo fondamentale è giocato dall'assorbimento dell'acqua di impasto da parte degli elementi, e questo dipende dal materiale di composizione delle materie prime da cui sono tratti, e quindi dalla porosità delle argille. In ogni caso un elevato assorbimento tende a privare la malta dell'acqua necessaria per l'idratazione del legante cementizio, con conseguente ed inevitabile perdita di resistenza in prossimità dell'interfaccia.

3.3.4. Stati tensionali composti

A causa della sua anisotropia, nell'analisi del comportamento della muratura soggetta a stati tensionali composti è necessario fare riferimento, oltre alle componenti del tensore degli sforzi macroscopici, anche al loro relativo orientamento rispetto agli assi di ortotropia del materiale. Nel caso di uno stato di tensione piano sono necessari tre parametri per descrivere compiutamente lo stato tensionale macroscopico, e cioè utilizzare le tensioni principali σ_1 e σ_2 unitamente all'angolo ϑ formato da una delle tensioni principali con la direzione dei letti di malta.

Alternativamente, è possibile utilizzare le tre componenti del tensore degli sforzi nel sistema di riferimento del materiale, ovvero con gli assi coincidenti con le normali alla giacitura dei letti di malta e dei giunti di testa, comunemente indicate con σ_n (normale ai letti di malta), σ_p (parallela ai letti di malta), e τ (tensione tangenziale).

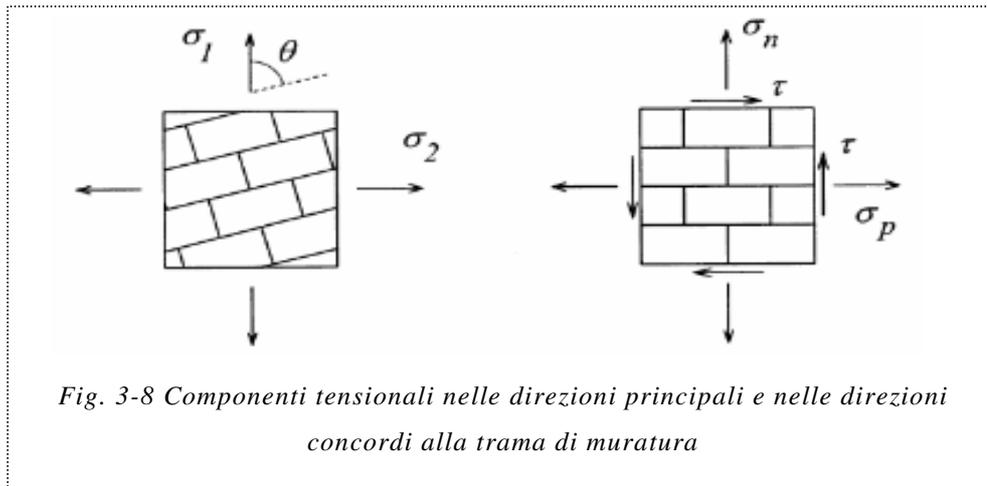


Fig. 3-8 Componenti tensionali nelle direzioni principali e nelle direzioni concordi alla trama di muratura

Il comportamento ortotropo della muratura risulta particolarmente evidente quando la malta ha caratteristiche di resistenza nettamente inferiori a quelle degli elementi.

Viceversa una muratura di blocchi di calcestruzzo iniettata, con malta di elevata resistenza tende a presentare un comportamento poco dipendente dall'orientamento dei letti di malta, e analogo a quello di una lastra di calcestruzzo.

3.3.5. Viscosità

Lo studio del comportamento viscoso di materiali eterogenei come la muratura presenta difficoltà teoriche non semplici da risolvere, al punto che l'approccio ingegneristico a questa problematica è quasi sempre teso alla semplificazione delle ipotesi di base con cui il materiale viene modellato. Come nel calcestruzzo, anche nella muratura si preferisce l'omogeneizzazione dei componenti fondamentali, accettando l'imprecisione ed inesattezza di questo assunto, a fronte di una più semplice ed efficace manipolazione delle caratteristiche del materiale nelle analisi, siano esse lineari che non lineari. All'omogeneizzazione si giunge semplificando il comportamento dei blocchi di laterizio/pietra con un comportamento rigido o elastico, mentre quello della malta con un andamento visco-elastico. In questo modo la dipendenza nel tempo della funzione costitutiva si riferisce solo alla componente di malta, dove si concentreranno le maggiori deformazioni anelastiche. Anche per la muratura, la maggiore o minore viscosità, come per la massima parte dei modelli di studio in quest'ambito, dipende da fattori come l'umidità e la storia del materiale, intesa quest'ultima come il susseguirsi di stati di sollecitazione variabili nel tempo. Ad ogni modo, trattando questo lavoro di tesi della sismica dei ponti in muratura, in

cui l'azione è per antonomasia impulsiva e di breve durata, si può supporre a ragione che tali comportamenti non possano influire, se trascurati, sull'esito e sulla bontà delle analisi condotte.

4. LA TIPOLOGIA DI PONTI OGGETTO DELLA TESI

4.1. I ponti ferroviari in muratura

Come detto in precedenza, l'avvento della rivoluzione industriale, e con essa del sistema di trasporto su rotaia, pose delle necessità, anche per quanto riguarda i ponti, ben precise. Necessitavano ponti in grado di sopportare le tonnellate di peso delle locomotive, di non deformarsi al passaggio delle carrozze, e soprattutto capaci di coprire distanze di alcune centinaia di metri, venendo realizzati ovunque necessario in tempi stretti ed a costi contenuti. In buona sostanza, la differenza progettuale tra un ponte ferroviario e uno stradale si evidenziava fin da allora essenzialmente per le diverse prescrizioni e i differenti condizionamenti progettuali imposti, vi era una maggiore certezza dei carichi transitanti, sebbene questi fossero enormemente maggiori, ma iniziarono ad assumere maggiore rilevanza gli effetti dinamici e di fatica.



*Fig. 4-1 Skerne Bridge, Inghilterra, 1825.
Primo ponte ferroviario al mondo*

I ponti in muratura con le loro non trascurabili deformazioni differite nel tempo e con gli alti costi di realizzazione, per la numerosa manodopera impiegata, l'ingente quantità di materiale e le tempistiche molto dilatate nella costruzione non possedevano le qualità desiderate.

Ciò premesso però, abbiamo visto come in Italia le condizioni politico-economiche abbiano portato alla realizzazione di infrastrutture ad uso ferroviario in fasce temporali tali da consentire il ricorso al vecchio e tecnologicamente obsoleto ponte in muratura. Ed infatti una caratteristica del sistema ferroviario italiano è che è stato in

gran parte costruito nell'arco di un secolo, grosso modo dal 1830 al 1930, circostanza che ha spinto all'uso di tipologie costruttive e, soprattutto, geometrie di ponti, piuttosto ricorrenti, anche se con alcune scelte strutturali di dettaglio e con particolari esecutivi variabili in funzione dell'epoca di costruzione, dell'area geografica, ma anche del progettista. Se si fa eccezione per quei ponti in muratura che rappresentano degli esempi unici per specifiche esigenze costruttive o per la particolare orografia della vallata, è possibile individuare un limitato numero di tipologie di ponti, differenti per numero di arcate, per conformazione delle arcate e delle pile e per numero di ordini di arcate. All'interno di ciascuna tipologia i parametri geometrici che la costituiscono (luce, altezza delle pile, freccia, freccia/luce, spessori degli elementi strutturali, ecc.) variano in un determinato intervallo, ma con una certa ricorrenza.

E' stato eseguito a tale scopo un censimento per tutto il territorio nazionale e, dall'analisi dei ponti censiti è stato possibile ricavare le tipologie di ponti che verranno discusse nel prossimo paragrafo, la loro frequenza, nonché la frequenza dei valori e dei rapporti tra i parametri geometrici.

4.2. I ponti ad arco in muratura: generalità

I ponti ad arco lavorano trasferendo il peso del ponte ed il suo carico lateralmente, con una componente verticale ma anche una orizzontale che viene ricevuta o dalle pile, o dalle spalle o ancora, dalle pile/spalle. La pietra, i mattoni e gli altri materiali impiegati, come già visto, sono resistenti a compressione ed in una certa misura a taglio, ma resistono molto poco a trazione. Come risultato, i ponti ad arco in muratura sono progettati per essere costantemente sottoposti a compressione, per quanto possibile.

Nei ponti ad arco a compressione, il peso dell'intero ponte doveva e deve essere sopportato da una chiave di volta in mezzeria, più il ponte viene caricato più la sua struttura diventa solida, in quanto mantiene la curva delle pressioni interne alle sezioni allorchè dei carichi mobili agiscano asimmetricamente sul ponte.

Viene da sè che la grande massa del ponte è una condizione essenziale per la sua sicurezza, anche se oggi, per ragioni imputabili alle azioni sismiche, ne costituisce anche uno svantaggio. Per incrementarne il peso veniva utilizzato del materiale sciolto di riempimento (di solito detriti compattati).

Qui sotto, in Fig. 4-3 viene riportata una figura nella quale si possono individuare le principali componenti di un ponte ferroviario ad arco in muratura: l'*arcata/arch face* che costituisce la struttura che porta il piano percorribile, le strutture di sostegno delle arcate (*spalla/abutment, pila/pier*), il piano di imposta delle arcate sulle pile o spalle o pile/spalle (*reni/skewback*), le opere fondali, e gli elementi apparentemente

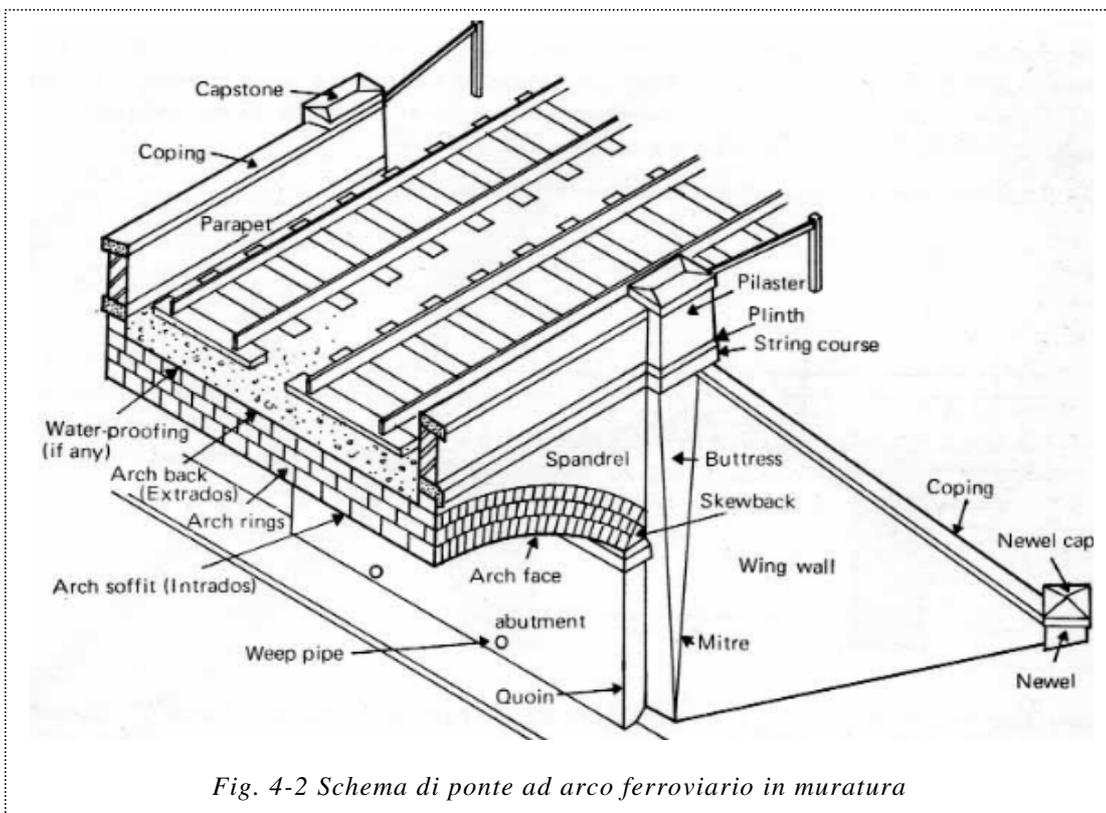


Fig. 4-2 Schema di ponte ad arco ferroviario in muratura

privi di efficacia strutturale, ma che, come abbiamo accennato, hanno invece ruoli di stabilizzazione importanti, posti al di sopra dell'arcata per fornire un piano percorribile piano (*rinfianco, cappa di riempimento/fill material*). Il riempimento è contenuto lateralmente da due muri (*timpani/spandrel* o *muri frontali/front wall*) impostati sulla parte esterna dell'arcata, Fig. 4-4.

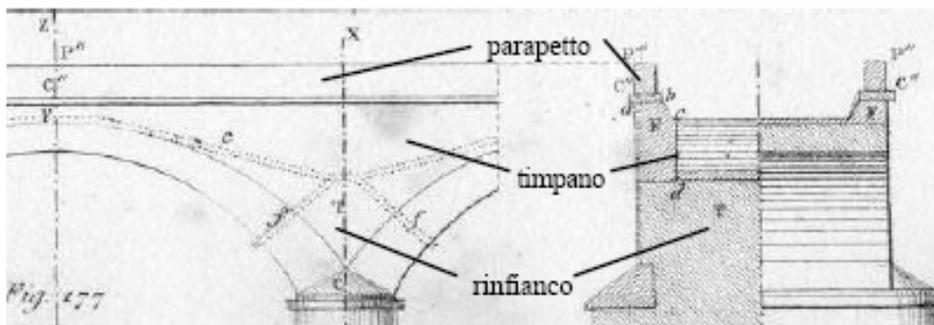


Figura 43. Sezione longitudinale e trasversale (Curioni, 1871).

Fig. 4-4 Schema di rinfianco e timpano

4.2.1. L'arcata

La parte principale della struttura, è costituita dalle *arcate* (o *volte*). L'arcata di un ponte in muratura consiste generalmente in una volta a botte, cioè compresa tra due superfici cilindriche ottenute dalla traslazione di generatrici orizzontali su una direttrice ad arco di linea corrispondente a:

- a) la semicirconferenza per l'arco a tutto sesto;
- b) l'arco di circonferenza (con apertura minore di 180°) per l'arco a sesto ribassato;
- c) la curva policentrica;
- d) l'ellisse;
- e) l'ogiva per l'arco a sesto acuto.

Poi vi sono le arcate policentriche, che sono superfici cilindriche in cui la generatrice è formata da tre o più archi di cerchio definiti da raggi e centri differenti raccordati; questo tipo di volte, tuttavia, è piuttosto raro nella tipologia dei ponti ad arco in muratura, mentre è stato di più largo uso per la realizzazione dei ponti ad arco in calcestruzzo. L'impiego così vasto delle circonferenze, in sostituzione di altre forme strutturalmente più efficienti, come l'ellisse, è probabilmente dovuto alla semplicità costruttiva.

Nell'arco si possono distinguere le seguenti parti:

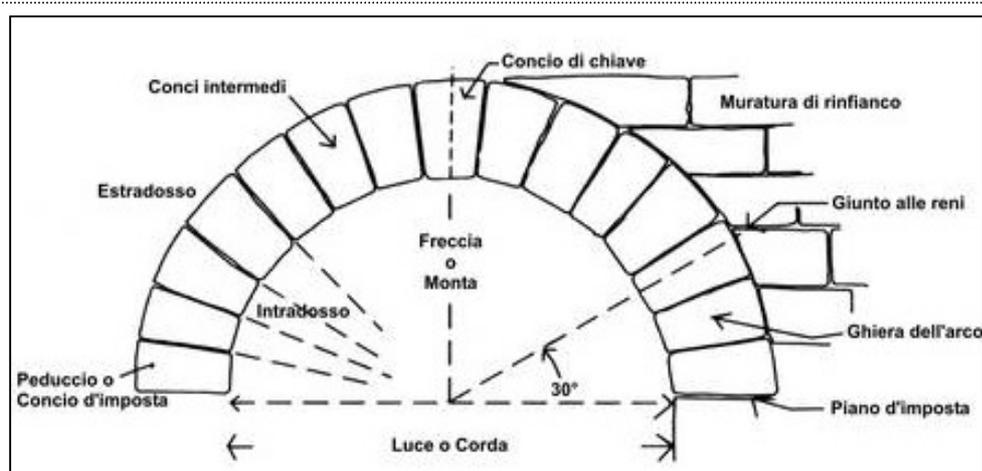


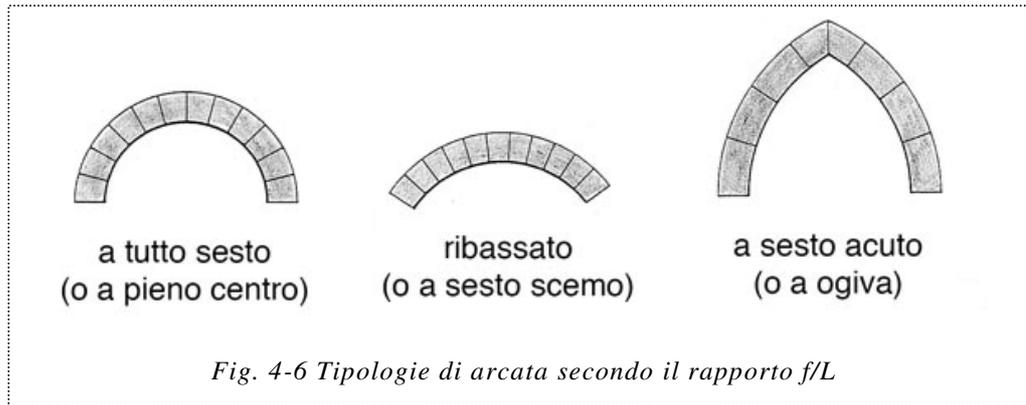
Fig. 4-5 Componenti dell'arcata

- *Intradosso e estradosso*: rispettivamente le superfici inferiore e superiore dell'arco;
- *Archivolti o piano di fronte*: le superfici frontali dell'arco;
- *Chiave*: il punto più in alto della curva di intradosso;
- *Imposte*: le giunture di appoggio dell'arco sui piedritti;
- *Corda o luce*: la distanza tra i due piedritti di sostegno dell'arco;
- *Freccia o monta*: distanza tra il punto in chiave e la corda;
- *Reni*: porzione dell'arco dell'apertura di circa 30° dalle imposte, piano di rottura nel quale più facilmente si rompe una volta.

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

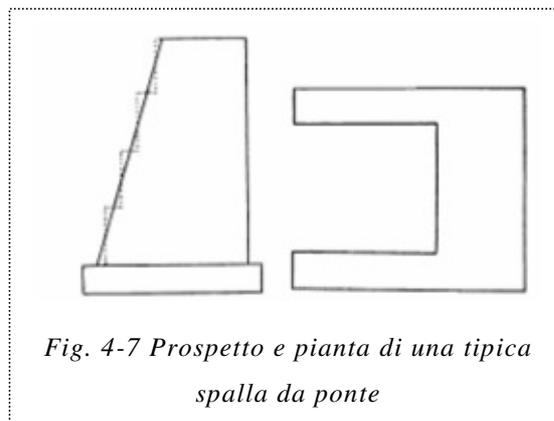
- a) *arco a tutto sesto* (semicircolare): $0.4 < f/L < 0.5$;
- b) *arco a sesto scemo o ribassato* (circolare, policentrico, molto raramente semiellittico), in cui si definisce $0.11 < f/L < 0.4$;
- c) *arco a sesto acuto o ogivale*, in cui gli archi di circonferenza non sono raccordati (tipologia non ritrovata nei ponti ferroviari oggetto di studio, si tratta piuttosto di una tipologia medievale e tardo medievale tipica del gotico e del neogotico): $f/L > 0.5$.

Nei ponti ferroviari troveremo sostanzialmente la prima e la seconda categoria.



4.2.2. Le spalle

Le *spalle* dei ponti sono massicci muri di sostegno in muratura con una faccia verticale o leggermente inclinata che, oltre ad assolvere alla funzione di sostegno del terreno, forniscono appoggio alle arcate terminali. Mentre le volte centrali di un ponte trasmettono alle pile i



carichi verticali derivanti dall'impalcato, alla spalla arriva anche una imponente spinta orizzontale e delle sollecitazioni di pressoflessione che devono essere sopportate in modo adeguato. Per questo motivo le spalle sono in genere più ampie della loro parte visibile, con sezione trapezia o rettangolare, con sezione rettangolare massiccia o rettangolare con muri d'*irrigidimento/wing walls* nella direzione dell'asse longitudinale del ponte, e che oltre ad avere funzione di contenimento del rilevato costituiscono anche dei contrafforti per le spalle. Nei ponti in cui le spalle presentano uno spessore rilevante, possono essere alleggerite mediante la realizzazione di fori e volte interne alla spalla, talvolta visibili dall'esterno se essi costituiscono sottopassaggi pedonali, in tal modo si riduce anche l'impiego di materiale.

4.2.3. Le pile

Le *pile*, dovendo riunire esigenze statiche ed estetiche, vengono realizzate nelle forme più svariate. Le pile fondate nei corsi d'acqua possono essere provviste di due appendici detti rostri per migliorare la penetrazione nell'acqua, e quindi ridurre la turbolenza sottovento che provocherebbe eccessivo scavo a valle della pila e per deviare il materiale galleggiante trasportato dalla corrente. I paramenti delle pile possono essere verticali (ponti) o a scarpa (viadotti), in genere nell'ordine di 1/10 o 1/20, sia

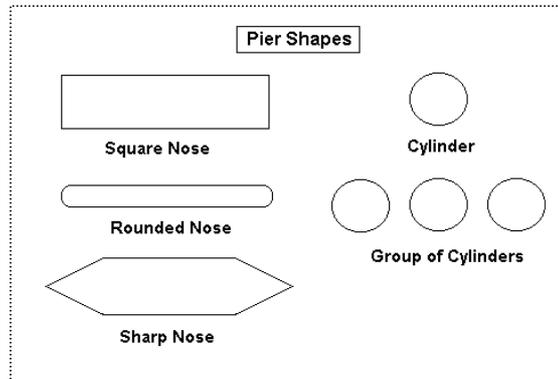


Fig. 4-9 Sezioni in pianta tipiche di pila da ponte

rastrinando il solo paramento esterno sia rastrinando entrambe le dimensioni. Se il ponte è ferroviario in curva, le pareti di testa vengono costruite con due scarpe diverse, maggiore dalla parte esterna, per equilibrare la spinta centrifuga.

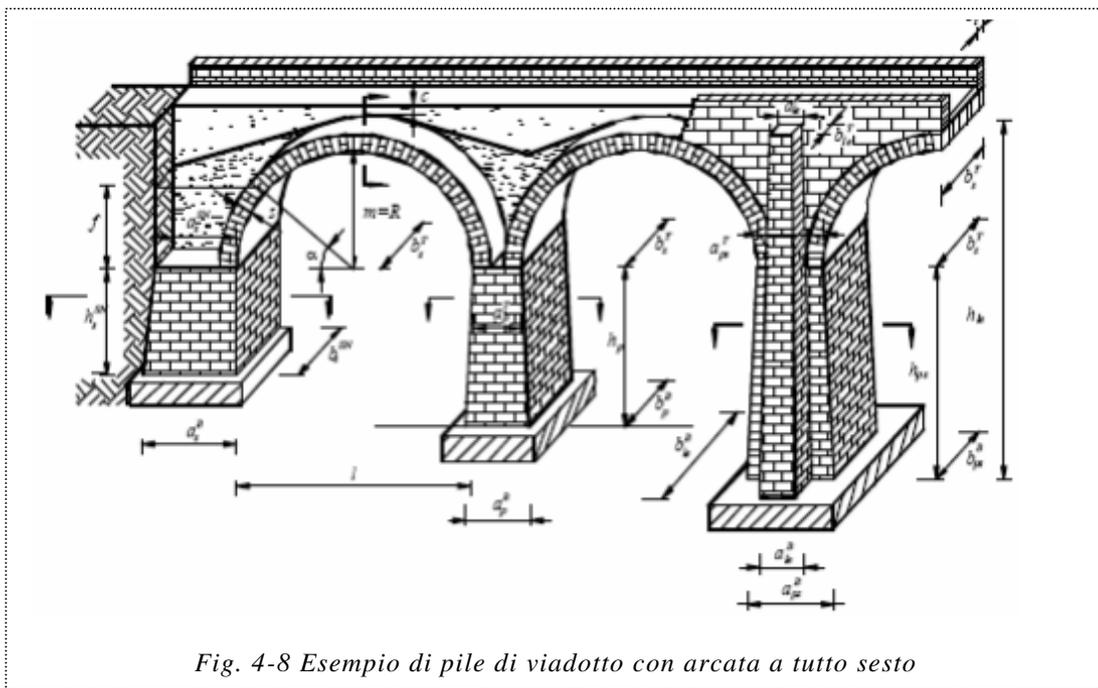


Fig. 4-8 Esempio di pile di viadotto con arcata a tutto sesto

Per quanto riguarda la loro altezza, ovviamente dipende dall'ostacolo da superare e dall'altimetria della ferrovia sopraggiungente rispetto a tale ostacolo. Generalmente comunque c'è distinzione tra pile da ponte e pile da viadotto, essendo le seconde

solitamente più alte e snelle, in ordine alla profondità della vallata da superare, raggiungendo anche valori superiori ai 40 metri, mentre ci si attesta attorno ai 12/15 metri per i ponti.

4.2.4. Le pile-spalle

Nei ponti a più arcate il collasso di una pila può provocare il collasso a catena di tutta la struttura. Per evitare questa evenienza si ritrovano ogni n pile snelle delle pile più tozze, dette *pile-spalle*, in grado di resistere alla eventuale spinta di una sola arcata non più contrastata dall'arcata crollata. La pila spalla è spesso munita di nervature di rinforzo, anche con funzione estetica, e presenta spesso un profilo piatto nel senso della corrente;

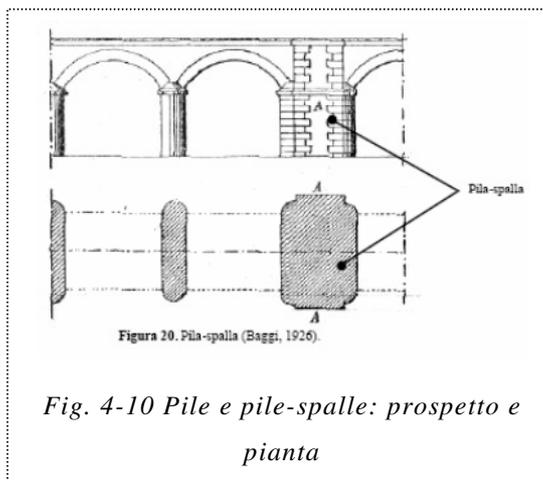


Fig. 4-10 Pile e pile-spalle: prospetto e pianta

questo non si verifica quando è possibile realizzare i rostri, che divengono di dimensioni veramente significative. Il numero di pile-spalle è determinato attraverso considerazioni di natura economica (Baggi, 1926), in modo da rendere minima la spesa di ricostruzione della parte di ponte tra due pile spalle più quella per la loro costruzione.

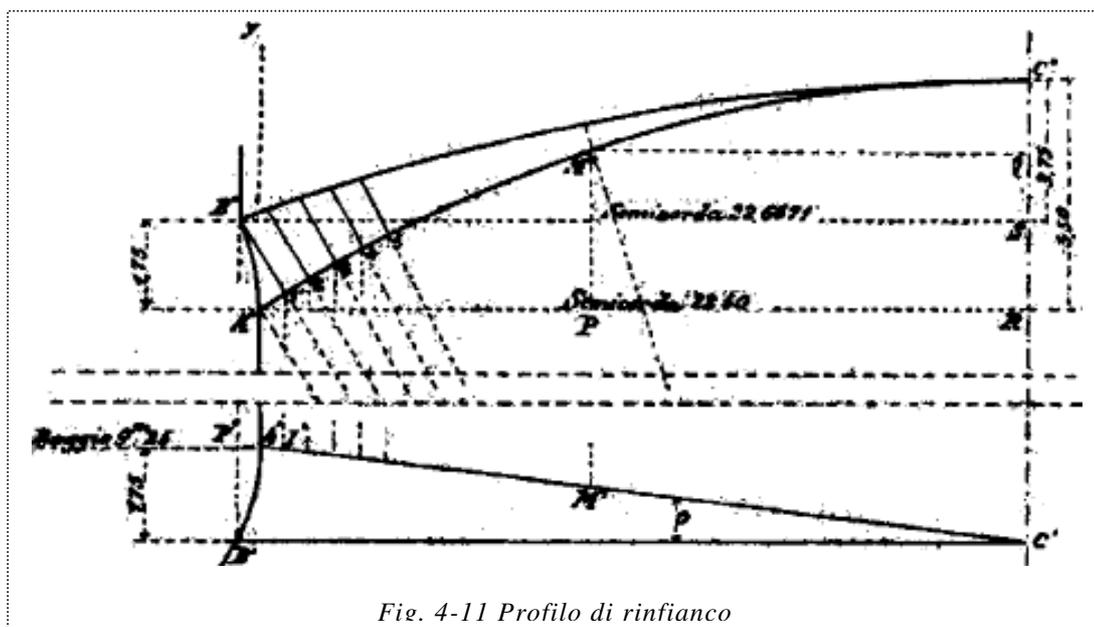
4.2.5. Rinfianco, cappa, riempimento

Al di sopra delle arcate, lo spazio necessario a realizzare un piano del ferro orizzontale viene colmato con due distinti materiali: in prossimità della volta, e con spessore maggiore al di sopra delle imposte e sulle pile, viene disposto il *rinfianco*, al di sopra del quale viene collocato il *riempimento*, costituito da materiale sciolto o conglomerato povero, spesso detriti, che porta il livello della struttura al piano viario desiderato. Tra *rinfianco* e *riempimento* si ritrova la *cappa* che assolve la funzione d'impermeabilizzare il ponte.

Il *rinfianco* ha di solito caratteristiche meccaniche di medio livello, inferiori a quelle delle arcate ma contribuisce con il suo maggiore peso a stabilizzare la struttura e ad impedire la formazione del meccanismo di collasso dell'arco.

La *cappa* è formata da uno strato di materiale impermeabile posto a protezione della muratura e dei rinfianchi; in corrispondenza dei piedritti la cappa crea una canaletta di raccolta, raccordando con superfici cilindriche le diverse pendenze dei rinfianchi; la canaletta è riempita con materiale drenante (pietrisco) e da essa si dipartono, normalmente all'intradosso dell'arco, i pluviali di smaltimento

Il *riempimento* è posto al di sopra della cappa ed è contenuto lateralmente dai timpani. Poiché esso deve essere abbastanza leggero, permeabile all'acqua senza originare rigonfiamenti o disgregazioni, è in genere costituito da materiale sciolto, nei ponti ferroviari spesso da ghiaia (smarino delle gallerie) o ballast. In genere lo spessore del riempimento in chiave è pari allo spessore, in chiave, dell'arcata.



4.2.6. I timpani

I *muri andatori*, o *timpani*, hanno il compito di contenere il riempimento soprastante ed i rinfianchi. Per evitare un sovraccarico alle estremità delle arcate, a causa dal peso dei timpani, questi sono realizzati con murature più leggere di quelle dell'arcata

e del rinfianco. Spesso, negli alti viadotti, i muri andatori presentano paramenti inclinati in prosecuzione della pendenza dei piedritti.

4.2.7. Muri d'ala

I *muri d'ala* (o di risvolto), sono collocati sui lati della spalla ed hanno la funzione di contenimento del terreno dei rilevati di accesso al ponte; se sono disposti essenzialmente in direzione parallela all'asse del ponte, essi divengono dei contrafforti d'irrigidimento della spalla. Al loro posto si possono ritrovare i muri d'ala, disposti in prosecuzione della spalla e generalmente con svasatura di 60° ÷ 80° rispetto all'asse del ponte. Essi si abbassano seguendo la scarpa del rilevato fino ad un'altezza sulla fondazione di 1-2 metri.

4.2.8. Fondazioni

Nei ponti in muratura si riconoscono tre tipi di fondazione:

a) fondazioni profonda su pali

L'utilizzo di pali in legno nelle fondazioni è una tecnica che risale ai tempi dei Romani, il diametro utilizzato per questo tipo di pali varia da 20 a 35 cm, le dimensioni di un tronco d'albero facilmente trasportabile, per una lunghezza che raramente supera i 10 metri, vista la difficoltà d'infissione.

Nelle opere più antiche, i pali erano battuti all'interno di un grigliato di travi lignee a sostegno della pila, in alcuni casi senza un plinto di collegamento intermedio.

In epoca successiva i pali vennero disposti secondo maglie più regolari, a distanze variabili tra 0.8 e 1.5 metri e collegati, dopo il taglio, per mezzo di un grigliato in legno destinato a ripartire il carico verticale.

Per bloccare la testa dei pali, prima di porre in opera il tavolato in legno, veniva disposto un riempimento in pietra tenera e malta. Le nuove tecniche e lo sviluppo dei mezzi di pompaggio permisero di stabilire la base della pila ad alcuni metri sotto il livello dei fiumi. Inizialmente, anticipando certe procedure di scavo mediante palancole.

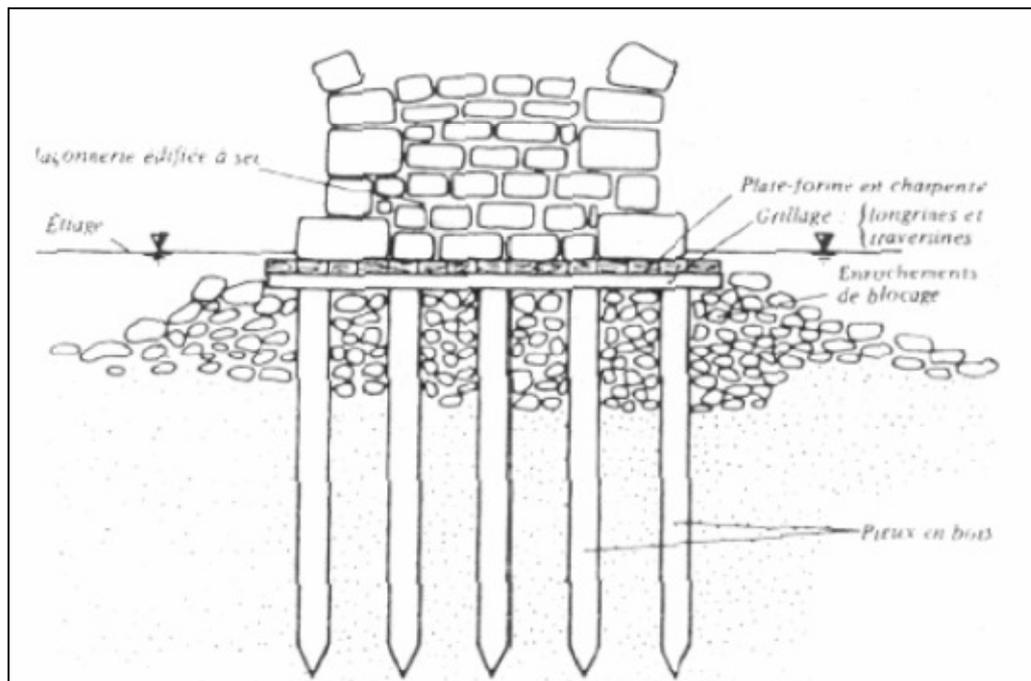


Fig. 4-12 Fondazione su pali

Verso la fine del XVIII secolo questa tecnica viene sostituita da quella del cassone affondato. Il cassone veniva assemblato a riva, riempito nella parte inferiore con 3 o 4 corsi di muratura a formare la base dello scafo e affondato in corrispondenza della pila. La costruzione della muratura procedeva dentro al cassone fino al livello dell'acqua; successivamente il cassone veniva smontato e riutilizzato per le altre pile. Nel XIX secolo vennero sviluppate tecniche diverse che impiegavano il calcestruzzo. L'ancoraggio dei pali inizia ad essere realizzato mediante un grosso blocco di calcestruzzo, consentendo l'abbandono del grigliato in travi di legno. Per evitare il dilavamento del calcestruzzo veniva realizzata una cortina di palancole in legno a corona dell'area di getto.

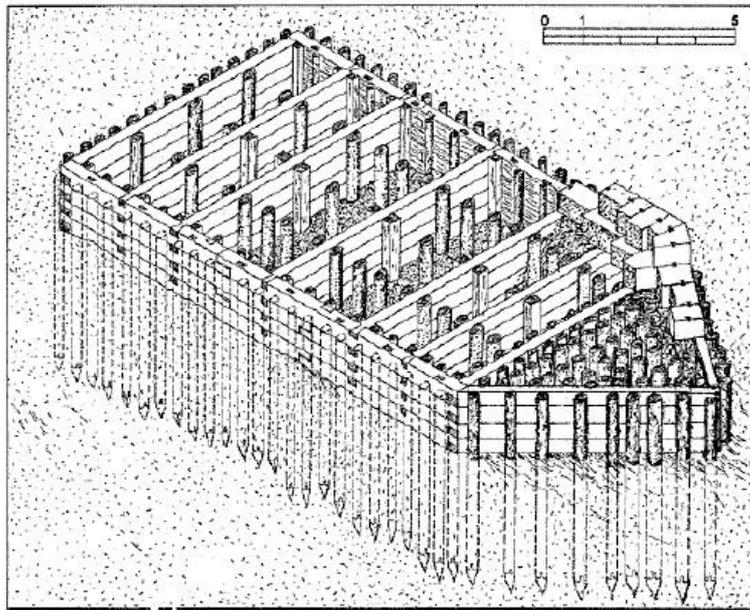


Fig. 4-13 Ripartizione dei carichi con grigliato di travi

b) fondazioni superficiali

Fondazioni superficiali si ritrovano solo quando il substrato roccioso si trova a breve distanza dal piano di campagna. Per le opere di maggior rilievo, la fondazione della pila era realizzata mediante un allargamento, spesso realizzato con blocchi lapidei. Nei casi in cui era possibile dragare il fondo, si faceva ricorso a cassoni privi di chiusura inferiore, e si gettava calcestruzzo a secco all'interno. Successivamente, la disponibilità di leganti in grado di fare presa anche sott'acqua consentirono di gettare

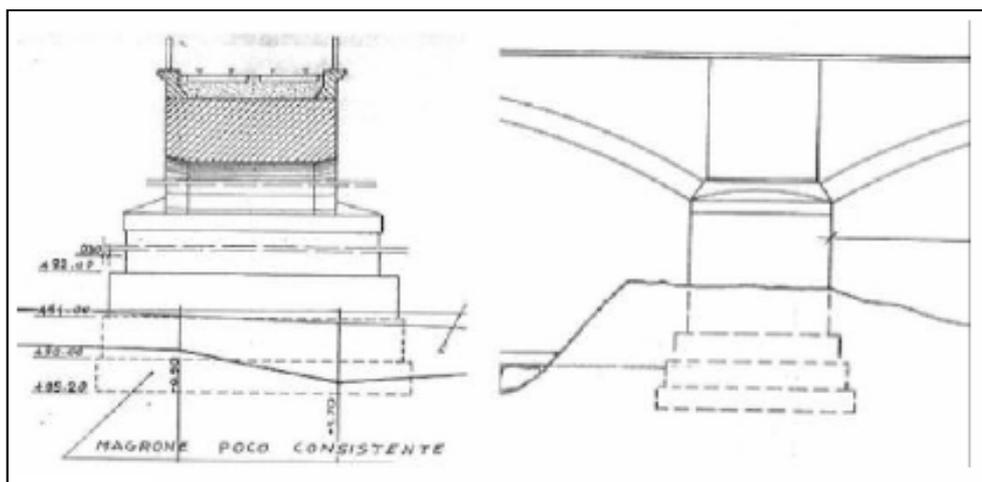


Fig. 4-14 Fondazione superficiale

il calcestruzzo direttamente in acqua. Spesso la struttura di fondazione veniva fortemente ingrossata nel senso della corrente per limitare il rischio di erosione della struttura fondale.

c) fondazione a platea

La fondazione a platea è costituita da un'unica struttura fondale comune a tutte le pile e che, in corrispondenza del ponte, viene a ricoprire il fondo dell'alveo fluviale. In generale questo tipo di fondazione è stato impiegato nella realizzazione di piccole opere ad un solo arco ed è stata realizzata a profondità maggiore di 1 metro al di sotto del livello di secca. Presenta un tallone a monte ed uno a valle ed è, in genere, circondata da una paratia di pali collegati da legname e da tavoloni disposti verticalmente.

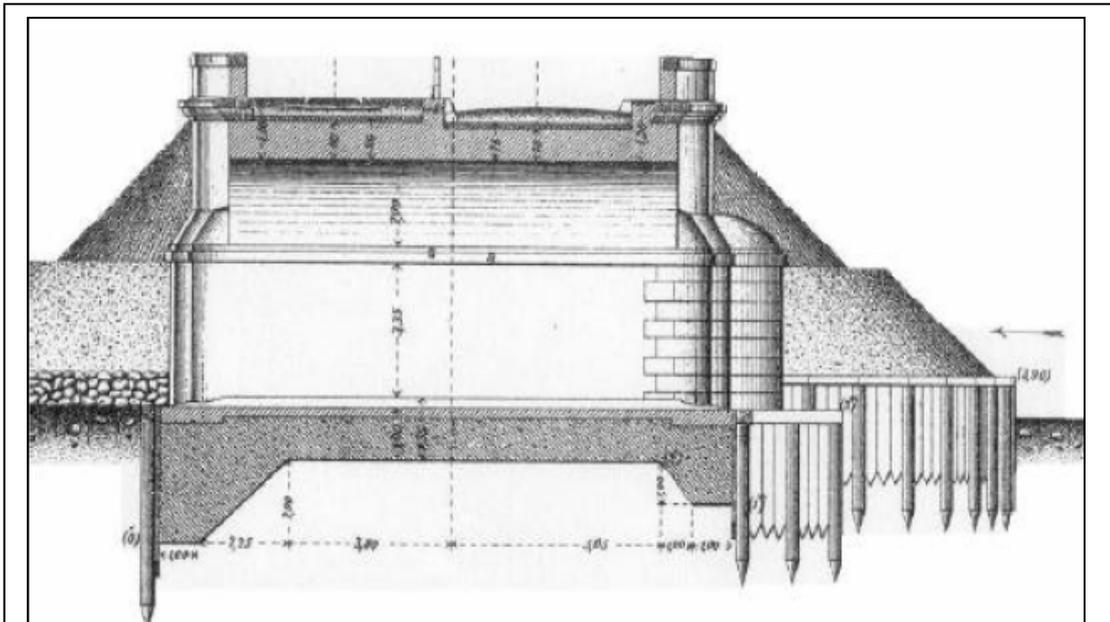


Fig. 4-15 Fondazione a platea

5. IL CENSIMENTO DEI PONTI ESISTENTI

5.1. L'analisi delle proporzioni geometriche

Nell'ottica di un intervento sui ponti esistenti, ed in particolare sui ponti in muratura, che come peculiarità hanno la caratteristica di essere stati realizzati per lo più in un periodo storico in cui ancora non vi era una normalizzazione ed uniformità nelle tecniche e metodologie di realizzazione, ed ancorchè il fatto di far uso di un materiale intrinsecamente eterogeneo e di difficile interpretazione fisica, si deve innanzitutto procedere al censimento delle opere ancora in esercizio, ma non solo, presenti sul territorio nazionale e alla conseguente raccolta di preziosi dati geometrici che li riguardino. La geometria del ponte poi, come visto, è fortemente condizionata dall'orografia della valle da attraversare. Risulta dunque necessario, per poter svolgere uno studio adeguato, una suddivisione delle opere, in base alle caratteristiche geometriche che presentano.

Il censimento dei diversi ponti è stato eseguito dapprima con un'indagine consultando i dati forniti da RFI per buona parte del territorio nazionale, ma ciò ha consentito di ricavare le dimensioni geometriche esatte solo di una parte dei ponti presenti sulle linee in quanto la documentazione di molti ponti è andata persa. Per i rimanenti si è proceduto con un rilievo in loco.

In ogni tipologia di ponte sono stati individuati i parametri geometrici di maggior rilievo sia allo scopo di sviluppare una classificazione tipologica sia per compiere un'analisi strutturale.

Più in dettaglio, di seguito sono indicati i parametri sulla scorta dei quali si è definito l'insieme dei grafici realizzati, utili per confronti e valutazioni generali:

- a) lo spessore della volta in chiave, indicato con s , cosituente lo strato di muratura coincidente con l'intradosso del ponte e realizzato con muratura di qualità superiore rispetto a timpani e riempimenti;
- b) lo spessore dei piedritti, o pile, contrassegnato dal simbolo s' , in corrispondenza dell'imposta dell'arcata, rene, e luogo fondamentale della

struttura in cui i carichi gravanti sull'arco vengono scaricati sulle strutture verticali di sostegno del ponte;

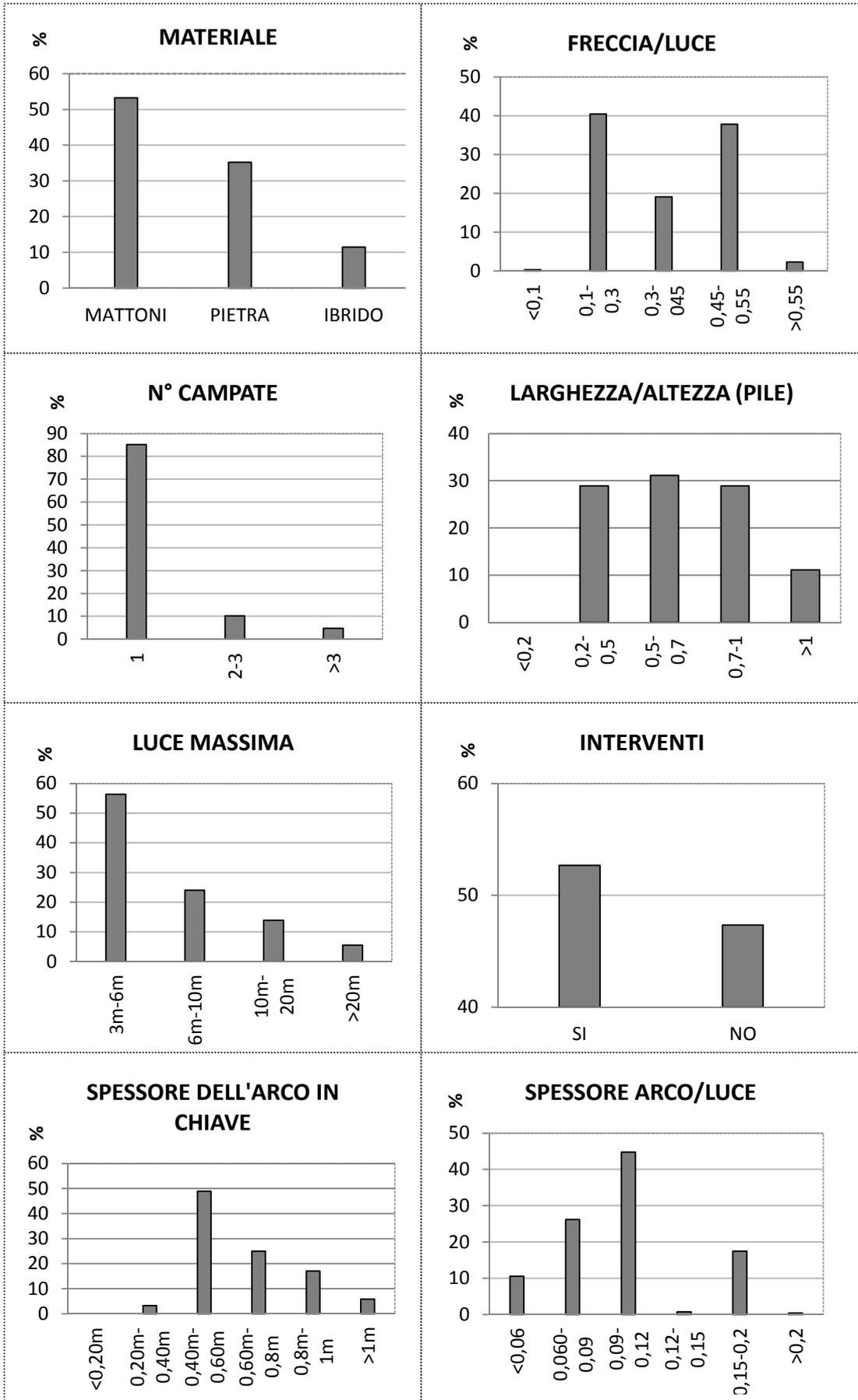
- c) la freccia **f**, ovvero l'altezza dell'arco, che va dal piano di imposta alla linea media dello spessore della volta, in corrispondenza del concio di chiave;
- d) la luce **L**, distanza interna tra due pile e/o pile-spalle consecutive.

Come già indicato, nella determinazione della capacità portante della struttura è rilevante lo spessore dell'arcata che, talvolta, è costante mentre, in altri casi, aumenta in corrispondenza delle imposte dell'arcata, dove gli sforzi di compressione sono più elevati. Un altro elemento tra i più importanti è il rapporto f/L che dà indicazioni sul ribassamento del ponte. Un'altra osservazione poi, riguarda le pile-spalle, è cioè da notare che nei ponti a più arcate compare pressoché sempre una pila-spalla, e questo elemento, oltre ad assolvere alla propria funzione primaria già menzionata, rappresenta un elemento di notevole importanza anche per la risposta trasversale del ponte alle sollecitazioni sismiche oltre che di esercizio.

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

A questo punto si riportano di seguito dei grafici che, utilizzando i dati anagrafici dei ponti censiti, diano una chiara indicazione della varietà di caratteristiche costituenti i ponti presenti sul territorio nazionale, e quindi rafforzino, dati alla mano, la scelta di individuare delle macro-categorie definite Ponti Master, e di eseguire poi degli studi specifici su queste.

Successivamente invece si compareranno i ponti da noi direttamente rilevati con i dati forniti da normative d'inizio '900, con le quali venivano eseguite verifiche e in taluni casi anche realizzazioni di ponti in muratura, per verificarne la rispondenza.



La distribuzione statistica dei valori dei parametri geometrici del ponte consente d'individuare quindi alcune caratteristiche comuni ai ponti ferroviari della rete italiana e cioè:

- a) le arcate hanno luce compresa tra gli 8 metri (limite inferiore dell'indagine) ed i 26 metri, salvo alcuni esempi sporadici, con una prevalenza di luci nell'intervallo 8- 15m;
- b) i raggi di curvatura delle arcate sono prevalentemente contenute negli intervalli 5-16m, con prevalenza degli esempi nell'intervallo 5-8 m;
- c) circa un terzo delle arcate dei ponti è a tutto sesto ($f/L=0.5$), mentre circa la metà dei ponti è costituita da arcate ribassate, il 20-25% a forte ribassamento ($f/L = 0.15-0.20$), mentre ribassamenti minori ($f/L = 0.20-0.30$) presentano un'incidenza media circa equivalente;
- d) lo spessore in chiave delle arcate è essenzialmente contenuto nell'intervallo 50 – 110 cm, ovvero, rapportato alla luce, nel 5-9% della luce dell'arcata;
- e) i 3 / 4 dei ponti italiani è stato realizzato con arcate a spessore costante;
- f) il riempimento in chiave è in genere contenuto nel 3-10% della luce dell'arcata, con spessori di 30-110 cm, ed è in genere uguale o molto prossimo allo spessore in chiave dell'arcata;
- g) la larghezza delle spalle del ponte è in genere compresa tra 0.10 - 0.40 volte la luce tipo delle arcate;
- h) la larghezza delle pile varia in un intervallo piuttosto ampio, con larghezze minime di circa il 5% dell'altezza della pila (snelle) e fino al 65% della sua altezza (tozze);

Nella fattispecie dei ponti ferroviari in muratura oggetto della convenzione ReLUIS-Padova per RFI, come detto, non essendo disponibili anagraficamente alcuni di essi, si è proceduto alla raccolta dei dati provenienti dai rilievi compiuti in situ, e quindi in seguito a sopralluoghi si è pervenuti ad una serie di informazioni riguardanti i valori dimensionali delle parti strutturali ricorrenti.

Allo stesso tempo, non essendoci stata una omogeneità nelle tipologie costruttive scelte in fase di realizzazione dei ponti, si è ritenuto di particolare rilevanza il confronto dei dati fin lì raccolti con le prescrizioni di norme tecniche di costruzione diffuse dalle stesse Ferrovie dello Stato nel 1924, e cioè nel ventennio compreso tra i

due conflitti mondiali in cui vi è stata un'intensificazione nell'opera di costruzione delle infrastrutture ferroviarie, e che dettavano una guida ai progettisti del tempo in merito ai rapporti dimensionali tra le varie unità strutturali dei ponti.

Il lavoro svolto ha messo in evidenza come ci sia stata in effetti una notevole varietà di scelte progettuali, e non sempre all'interno dei limiti indicati da normativa e abachi utilizzati per il confronto. Da sottolineare che comunque, in qualche caso, tra i ponti rilevati, si sia trattato di opere di realizzazione antecedente alla diffusione di tale documentazione.

Dai precedenti valori notevoli, s , s' , f/L ecc., incrociandoli, si sono ottenute le rappresentazioni grafiche dei dati ottenuti durante sopralluoghi, specialmente in funzione della resistenza a rottura della muratura utilizzata, distinta tra 1-2-3kg/mm² (10-20-30MPa), suddivisione fatta perchè negli abachi di riferimento dell'epoca veniva operata tale distinzione, ed in funzione del rapporto f/L . Quest'ultimo rapporto definisce le varie tipologie di arco, dividendoli tra archi a tutto sesto, per cui $f/L=0,5$, ed archi ribassati con rapporti f/L variabili da 0,5 a 0,1.

5.1.1. L'abaco di R.F.I.

L'abaco fornito da R.F.I. raccoglie le variazioni dimensionali di s , s' , e dello spessore dei rinfianchi, raccolti in base al rapporto f/L e secondo la resistenza della muratura del volto, per luci dei ponti da 1 a 15 metri.

Per di più, per quanto concerne gli archi a tutto sesto vengono dati i valori di s' , spessore dei piedritti all'imposta dell'arco, per sottoripetto di 0-2-4-6-8-10 metri e altezza della risega da 1 a 4 metri.

Di seguito si riporta in fig. 2.1 un estratto dell'abaco riferito, per esempio, ai rinfianchi dei ponti ribassati con rapporto f/L pari ad $1/8$.

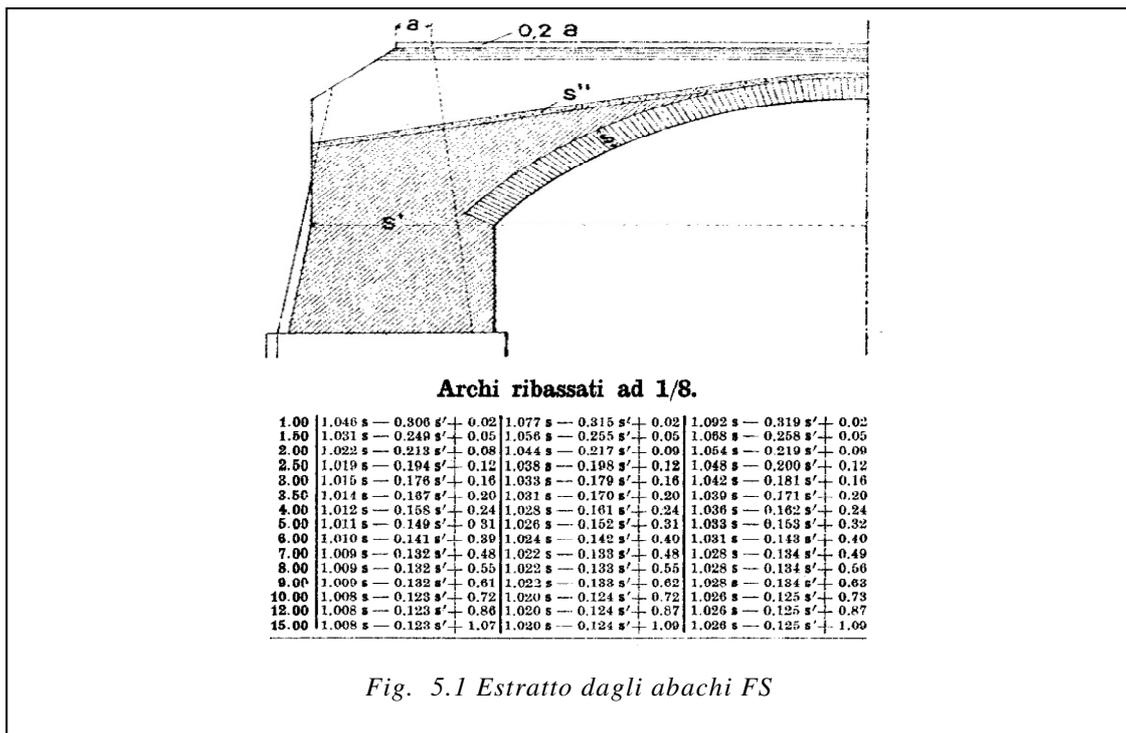


Fig. 5.1 Estratto dagli abachi FS

5.1.2. La normativa del 1924

La normativa del Ministero delle comunicazioni per i ponti in muratura del 1924 riporta invece una dettagliata esposizione teorica dei calcoli strutturali utilizzati per la realizzazione delle opere elencate nella normativa stessa, fornendo quindi una prima regolamentazione sulle modalità di progettazione dei ponti di successiva costruzione.

Nell'elenco delle strutture a campata singola e multipla, in calcestruzzo e/o muratura, vengono fornite tutte le principali dimensioni esposte nel paragrafo 1.2, consentendo quindi un raffronto con l'abaco ed i ponti censiti.

Esempi ponti in muratura realizzati e riportati nelle norme del 1924											
Ponte	Linea	Localazione (Km)	Materiale	N° Binari	N° Campate	L	f	f/L	s	s'	s/L
Viadotto di Sturla	Genova-Pisa	/	Muratura	1	Multi	13,00	6,50	0,50	0,60	2,80	0,046
Ponte sul torrente Zappulla	Palermo-Bicocca	209,838	Muratura	1	Singola	13,87	4,00	0,29	0,60	3,50	0,043
Ponte sul torrente Platano	Napoli-Taranto	130,941	Muratura	1	Multi	18,33	4,00	0,22	1,00	5,00	0,055

Ponte sul torrente Tesino	Ancona-Foggia	280,681	Muratura	1	Multi	19,00	3,25	0,17	0,95	3,00	0,050
Ponte sul torrente Romano	Metaponto-Reggio Calabria	366,797	Muratura	1	Multi	14,00	2,80	0,20	0,80	2,50	0,057
Ponte sul torrente Aso	Bologna-Otranto	271,53	Muratura	1	Multi	20,50	5,40	0,26	0,95	3,00	0,046
Ponte sul Rio Gran Comba	Torino-Modane	60,703	Muratura	1	Singola	25,00	8,00	0,32	1,10	5,00	0,044
Ponte sul torrente Castelluccio	Messina-Siracusa	268,227	Muratura	1	Multi	40,00	20,00	0,50	1,50	4,50	0,038

5.1.3. I ponti censiti

I sopralluoghi sono stati compiuti per ponti appartenenti a svariate linee ferroviarie sul territorio nazionale, ed anche qui si sono raccolti, in buona parte dei casi, i dati essenziali ad un confronto.

Di seguito si riporta l'elenco dei ponti rilevati.

Ponti in muratura rilevati										
Ponte	Linea	Locazione (Km)	Materiale	N° Binari	N° Campate	L	f	f/L	s	s'
Sopralluogo Mestre										
Susegana	Mestre-Udine	38,817	Muratura/Pietra/cls	2	Singola	3,00	0,75	0,25	0,50	2,30
Ponte di via del Follo, Susegana	Mestre-Udine	41,537	Muratura/Pietra	2	Singola	5,00	2,00	0,40	0,70	n.r.
Ponte di via Olivera, Conegliano	Mestre-Udine	50,419	Muratura/Pietra/cls	3	Singola	10,00	1,95	0,20	0,70	n.r.
Ponte di via Palù, Orsago	Mestre-Udine	60,907	Muratura/Pietra	2	Singola	5,00	1,75	0,35	0,50	n.r.
Sopralluogo Sapri										
	Salerno-Reggio Calabria	41,961	Muratura/Pietra	1	5	6,00	1,20	0,20	0,50	n.r.
Viadotto Lustra	Salerno-Reggio Calabria	43,228	Muratura/Pietra/cls	1	6	9,30	4,60	0,49	0,70	2,80
Ponte a Santa Marina	Salerno-Reggio Calabria	92,308	Muratura/Pietra	2	11	14,00	7,00	0,50	0,80	2,30
Ponte a Ispani	Salerno-Reggio Calabria	96,774	Muratura/Pietra/cls	2	Singola	5,00	2,50	0,50	0,50	n.r.
Ponte a Ispani (disuso)	Salerno-Reggio Calabria	97,774	n.r.	n.r.	Singola	n.r.	n.r.	n.r.	n.r.	n.r.
Ponte a Ispani	Salerno-Reggio Calabria	99,473	Muratura/Pietra	n.r.	Singola	6,00	n.r.	0,50	0,50	n.r.
	Salerno-Reggio	110,634	Muratura/Pietra	2	5	n.r.	n.r.	0,50	0,60	n.r.

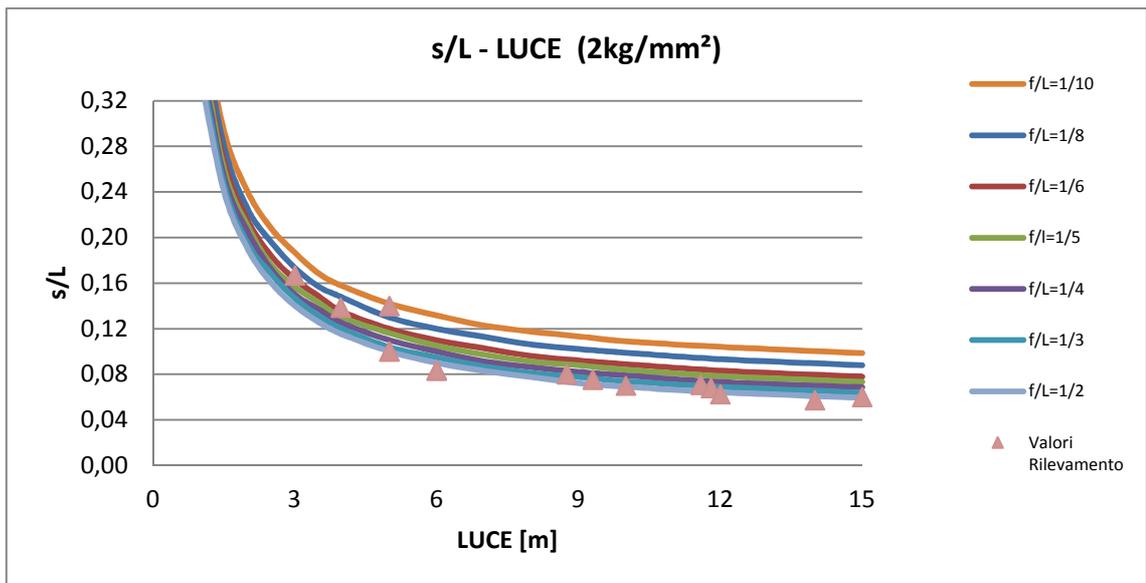
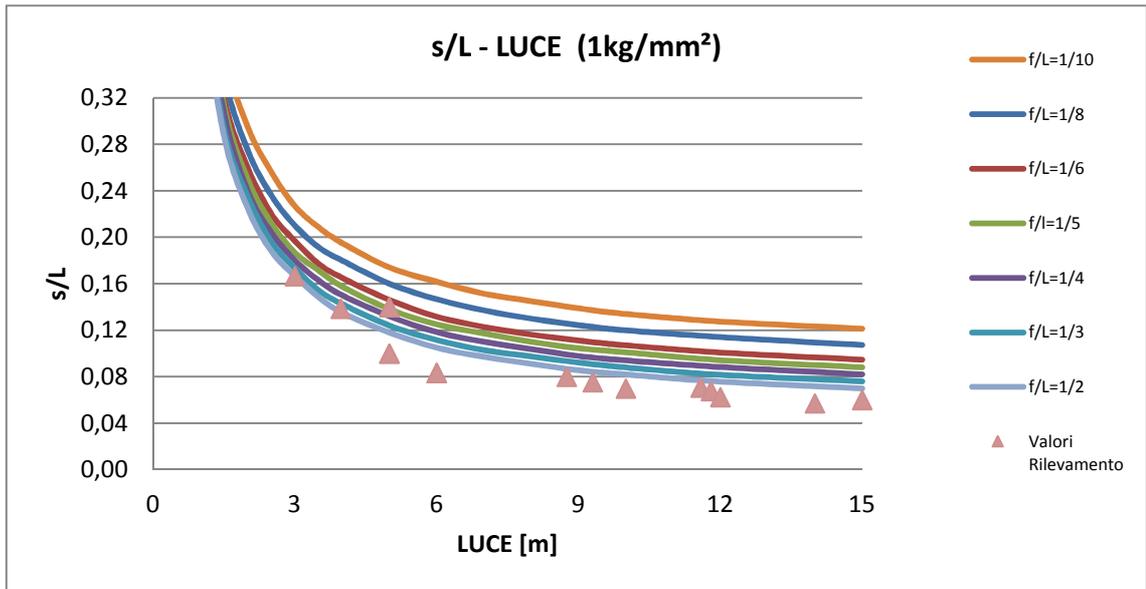
	Calabria									
	Salerno-Reggio Calabria	112,191	Muratura/Pietra	1	n.r.	n.r.	n.r.	n.r.	0,60	n.r.
Ponte a Salerno	Salerno-Reggio Calabria	145,961	Muratura/Pietra	1	5	18,00	4,00	0,22	1,15	2,80
Sopralluogo Ancona										
Ponte a Pesaro	Bologna-Lecce	143,808	Muratura	2	6	11,58	5,75	0,50	0,82	3,00
Ponte a Fano	Bologna-Lecce	155,212	Muratura	2	3	11,80	2,35	0,20	0,80	2,20
Ponte a Falconara	Bologna-Lecce	192,398	Muratura/cls	2	Singola	3,97	0,78	0,20	0,55	n.r.
Ponte a Falconara	Bologna-Lecce	192,855	Muratura/cls	2	21	12,00	2,05	0,17	0,75	2,05
Ponte a Civitanova Marche	Ancona-Brindisi	241,964	Muratura/cls	2	2	15,00	4,00	0,27	0,90	n.r.
Ponte a Fossato	Orte-Falconara	209,835	Muratura	1	9	4,80	2,40	0,50	n.r.	n.r.
Ponte a Fabriano	Orte-Falconara	225,029	Muratura	1	6	8,75	4,38	0,50	0,70	n.r.

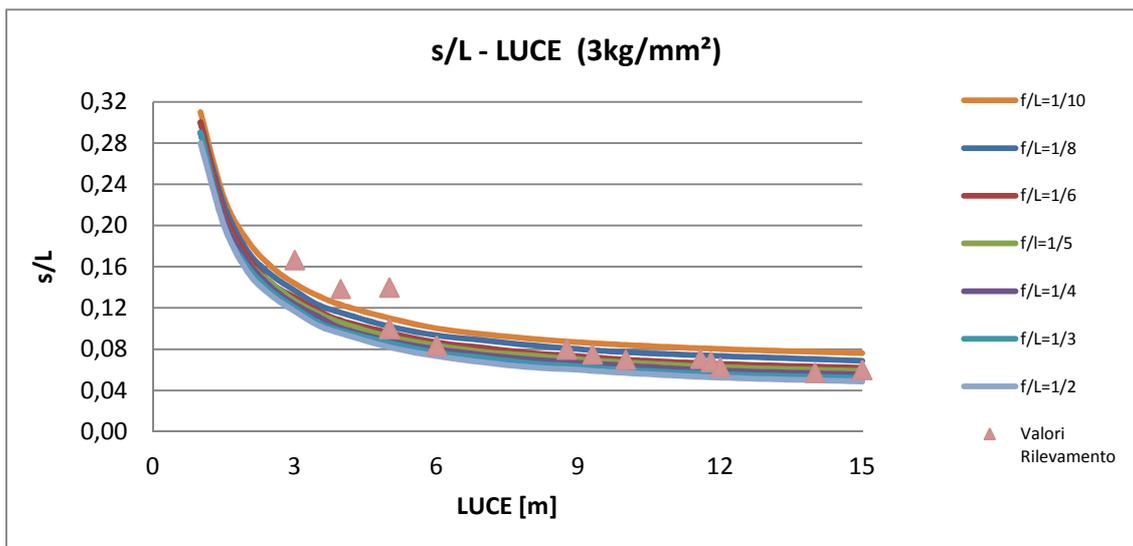
5.2. I grafici

Giungendo quindi alla definizione degli elaborati grafici si riportano di seguito le tipologie più significative, sufficienti per fare una prima valutazione sulla rispondenza dei ponti rilevati rispetto all'abaco guida.

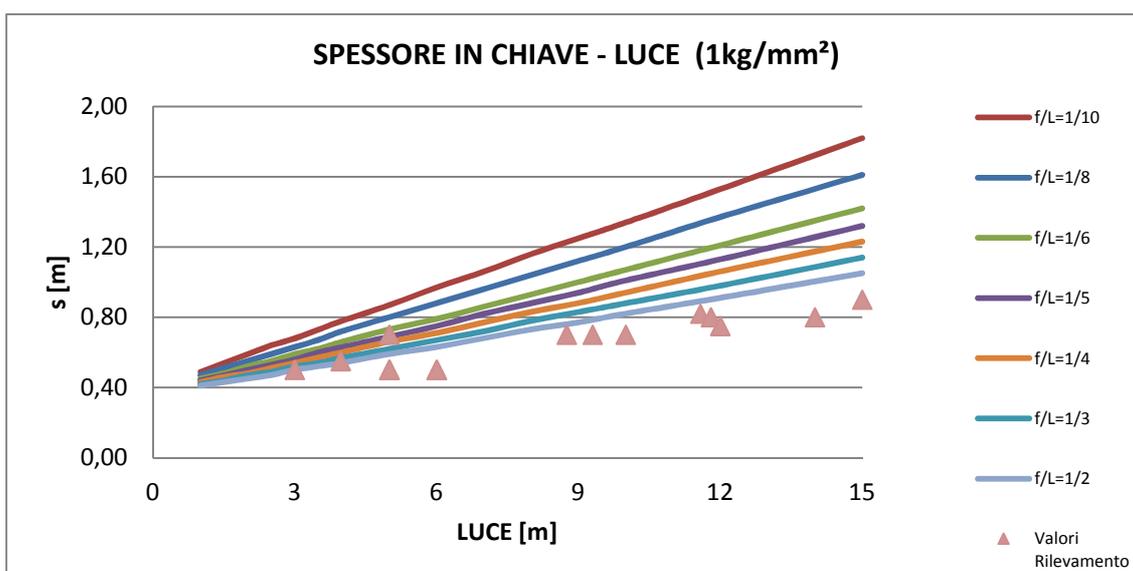
Le tipologie principali sono tre, ognuna è stata replicata per le tre classi di resistenza del materiale, in modo da poter riscontrare quale si discosti in modo meno marcato dalle prescrizioni teoriche. I singoli punti corrispondono ai ponti rilevati, mentre le linee continue rappresentano i valori forniti dall'abaco, suddivisi per rapporto f/L (valore significativo in quanto rappresenta il ribassamento dell'arco) nei primi 4 grafici, e secondo l'ampiezza della luce nell'ultimo.

I primi tre appartengono alla stessa tipologia, ovvero s/L -LUCE, utile per valutare la "snellezza" geometrica dell'arco, e si può notare chiaramente come ad esempio con materiale di resistenza inferiore (1kg/mm^2) l'abaco prescriva rapporti di spessore del volto, a parità di luce, superiori a quelli utilizzati nei ponti reali, mentre c'è maggiore rispondenza orientandosi sulle classi di materiale più resistente.

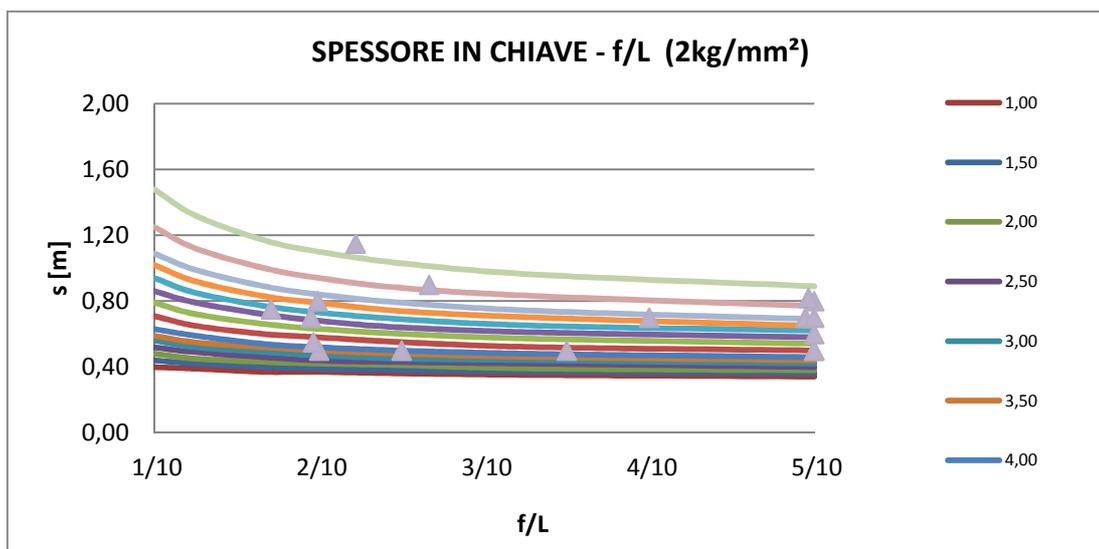




Il quarto grafico invece, riporta l'andamento dello spessore del volto in corrispondenza del concio di chiave in funzione della luce della campata. Si è riportato di seguito il grafico coi dati dell'abaco riferiti al materiale di resistenza inferiore (10MPa), e come si può notare, praticamente tutti i ponti realizzati hanno usato spessori inferiori, e quindi materiali ritenuti dai progettisti di resistenza superiore rispetto a quel carico tensionale. Se si paragonano infatti i grafici di murature da 2-3kg/mm² si riscontra maggiore sovrapposizione.



L'ultima tipologia di grafico infine, esprime il variare dello spessore dell'arco in chiave, in funzione della tipologia di arco stesso, ovvero a tutto sesto o ribassato, ed in quest'ultimo caso con quale rapporto freccia/luce, il tutto in base all'aumentare della luce della campata. Com'è evidente e prevedibile, all'aumentare della luce si incrementa pure lo spessore dell'arcata, ed in misura anche consistentemente maggiore con l'aumentare del ribassamento dell'arco. I ponti censiti rientrano praticamente tutti nei range indicati, con l'eccezione di qualche caso isolato, come nel caso del ponte al km 145,961 della linea Salerno-Reggio Calabria, in cui è stato utilizzato uno spessore di 1,15m, a fronte comunque di una luce di 18 metri, superiore a quella degli altri ponti censiti, ed oltre il range tabellato dall'abaco.



5.3. I Ponti Master

Incrociando l'insieme dei dati, e fatte le opportune considerazioni che portassero a scelte significative e rappresentative della totalità dei ponti esistenti, sono stati definiti i Ponti Master, ovvero ponti che riassumono e presentano le caratteristiche peculiari di ogni tipologia ricorrente. Costituiscono cioè dei campioni validi su cui eseguire gli studi descritti e riportati nella presente tesi. Ecco i 15 Ponti Master individuati; i ponti evidenziati sono oggetto di questa tesi.

	COD.	Localizzazione ponte	L(m)	f/L	S/L
Monocampata	PM.01	CZ-Battipaglia Reggio C.-Km 8+774-Lamezia Terme-MS-R	4	0,3	0,09
	PM.02	Cs-Metaponto Reggio Calabria Km 87+499-Roseto Capo Spulico-Ms-R	8	0,5	0,13
	PM.02B	Orte Falconara Km 226+251	4	0,5	0,1
	PM.03	TV-Udine Venezia-km 50+419-Treviso-MS-R (ispezione)	10	0,3	0,08
	PM.04	AV-Cervaro Napoli-km 51+312-Montaguto-MS-R	25	0,2	0,05
2-3 campate	PM.05	RC-Battipaglia Reggio C.-km 410+857-Bovalino-MM-O	12	0,4	0,06
	PM.06	PU-Linea Bologna Lecce-km155+212-Fano-MM-R (ispezione)	11,8	0,17	0,07
	PM.07	AV-Cervaro Napoli-km 72+852-Pianerottolo-MM-R (ispezione)	12,4	0,31	0,06
	PM.08	AN-Orte Falconara-km 236+178-Albacina-MM-R	6	0,5	0,06
>3 campate	PM.09	SA-Battipaglia Reggio Calabria-km 145+961-Salerno-MM-R (ispezione)	18	0,22	0,06
	PM.10	AN-Bologna Lecce-km 192+855-Falconara-MM-R (ispezione)	11,8	0,17	0,06
	PM.11	AN-Linea Orte Falconara-km 238+699-Albacina-MM-R	10	0,2	0,08
	PM.12	PG-Linea Orte Falconara-km 114+960_115+207b-Terni-MM-O	6	0,5	0,06
	PM.13	SA-Battipaglia Reggio C.-km 041+961-Agropoli-PM-O (ispezione)	6	0,5	0,08
Con intervento	PM.14	TE-Linea Bologna Lecce-km 314+347- Roseto-MM-O	12,6	0,13	0,06
	PM.15	AV-Cervaro Napoli-km 69+442-Pianerottolo-MM-R (ispezione)	9,3	0,45	0,14

6. LE PROVE CON MARTINETTO PIATTO

Negli interventi di consolidamento statico degli edifici in muratura, e quindi anche dei ponti ferroviari, in fase di accertamento della qualità delle strutture vetuste, si ha la necessità di verificare le caratteristiche di deformabilità e resistenza dei materiali che costituiscono la struttura analizzata.

La conoscenza di tali dati consente di poter prevedere con buona attendibilità la risposta globale della struttura in esame sia sotto l'effetto delle sollecitazioni derivanti dal normale esercizio, che in caso di sisma. Metodo più affidabile e meno oneroso rispetto ad eventuali prove di tipo distruttivo è quello che ricorre all'uso di martinetti piatti, definito parzialmente distruttivo.



Fig. 6-1 Tipologie di martinetto piatto ed inserimento nel paramento murario

Tali prove si suddividono in 2 differenti tipologie: la prova a martinetto singolo, che rileva l'entità dello stato tensionale nello specifico concio murario in cui si effettua la prova; e la prova a martinetto doppio che invece consente l'individuazione delle caratteristiche di deformabilità e rottura del concio murario sottoponendo il volume di materiale da essi delimitato ad una prova di compressione monoassiale, con più cicli di carico ed a carico crescente.

In questa sezione si riporteranno quindi i dati raccolti nelle prove appena introdotte, e compiute sul ponte ad arco in muratura situato al km 50 della linea ferroviaria Mestre-Udine, nel territorio del comune di San Vendemiano (TV) e sul sottopasso ferroviario localizzato al km 41 della medesima linea, a Susegana (TV).

6.1. Tipi di prova

6.1.1. Prova con martinetto piatto singolo

L'indagine con il martinetto piatto singolo consiste nell'eseguire un taglio in un elemento strutturale per poi applicare sulle superfici del taglio una pressione nota che porti al ripristino delle condizioni iniziali del corpo. L'esecuzione di un taglio piano, mediante sega diamantata a lama circolare, in direzione normale alla superficie di un elemento, provoca una richiusura dei lembi della fessura; introducendo un martinetto piatto all'interno della fessura (ossia introducendo una tasca metallica molto sottile nella quale si può iniettare olio a pressione nota) è possibile riportare i lembi della fenditura nelle condizioni iniziali.

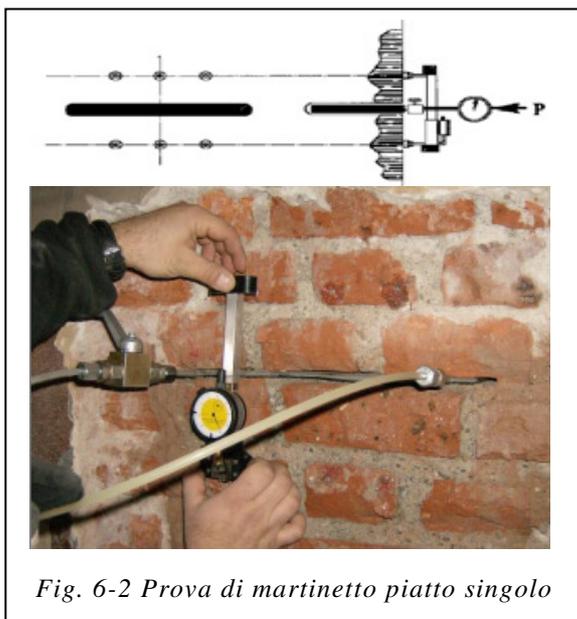


Fig. 6-2 Prova di martinetto piatto singolo

Dalla forza esercitata del martinetto per ripristinare la situazione iniziale è possibile individuare lo stato tensionale originariamente presente nella muratura (in situ stress).

La metodologia prevede anzitutto l'esecuzione del taglio e la misura della convergenza della fessura, la cui entità viene rilevata attraverso misure di spostamento relativo fra due o più punti situati in posizione simmetrica rispetto allo stesso taglio tramite un

trasduttore di spostamento. Al termine della fase di taglio i valori di spostamento determinati sulle basi di misura di riferimento non sono costanti, ma tendono ad essere maggiori al centro del taglio a causa della redistribuzione dello stato di sforzo. Inserito il martinetto piatto all'interno del taglio, esso viene portato gradualmente in pressione fino ad annullare la convergenza in precedenza misurata. In queste condizioni la pressione all'interno del martinetto sarà pari alla sollecitazione preesistente nella muratura, a meno di costanti che tengono conto del rapporto tra

l'area del martinetto e quella del taglio praticato e di un coefficiente di rigidità del martinetto.

Raramente il ripristino della distanza originaria avviene contemporaneamente sulle 4 basi, cioè per lo stesso valore di sollecitazione applicato dal martinetto.

Una volta raccolti i dati e trasferiti su pc, i risultati vengono generalmente rappresentati mediante un diagramma in cui in ascissa si legge la tensione, ed in ordinata si leggono le distanze relative tra le basi di misura posizionate al di sopra ed al di sotto del taglio.

6.1.2. Prova con martinetto piatto doppio

L'indagine con doppio martinetto piatto si basa sul fatto di eseguire due tagli paralleli nella muratura a debita distanza, indicativamente da 40 a 80 cm, a seconda

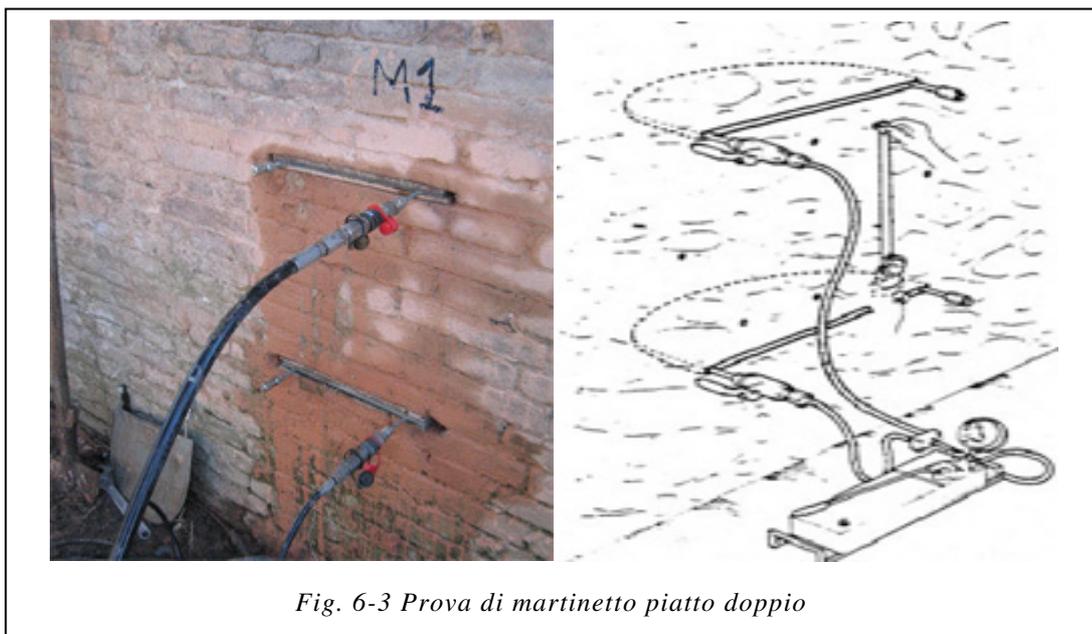


Fig. 6-3 Prova di martinetto piatto doppio

della muratura, all'interno dei quali posizionare due martinetti piatti. Mandando contemporaneamente in pressione i due martinetti si provoca uno stato di tensione monoassiale sulla porzione di muratura compresa fra i due martinetti, riproducendo quindi una prova in condizioni simili a quelli di un test uniassiale convenzionale.

La misura degli spostamenti va effettuata con trasduttori collocati nella zona compresa tra i due martinetti. La prova può proseguire fino al raggiungimento di

pressioni molto superiori a quelle iniziali, in modo da ottenere indicazioni sulle caratteristiche di resistenza a collasso della muratura.

Il rapporto tra la tensione limite così determinate e il valore della tensione d'esercizio, individuata con la prova del martinetto piatto singolo, fornisce un coefficiente di sicurezza relativo al nucleo murario in esame. Lo scopo della prova è quello di distinguere la fase essenzialmente elastica da quella caratterizzata da deformazioni irreversibili, individuare il modulo elastico della muratura, individuare la tensione di prima fessurazione, individuare la tensione di collasso del blocco murario. Dal rapporto tra la tensione applicata e la deformazione misurata si ricava il valore del modulo elastico della muratura. Per valutare la resistenza limite a compressione della muratura il carico viene aumentato fino all'apparire delle prime microfratture nei mattoni. La prova viene eseguita applicando il carico per cicli di carico e scarico, con intensità via via crescente. Rispetto a quanto descritto, una semplice variante consiste nel praticare i due tagli orizzontali e successivamente anche due tagli verticali, in modo da delimitare un prisma quasi totalmente isolato dal contorno murario. Una estrapolazione della curva tensioni - deformazioni consente una buona approssimazione del valore di sigma limite.

I risultati della prova di martinetto piatto doppio vengono generalmente rappresentati mediante un diagramma in cui in ascissa si leggono le deformazioni registrate nelle basi di misura (positive – accorciamento – basi verticali; negative – allungamento – basi orizzontali), in ordinata la tensione applicata alla muratura compresa tra i martinetti. La pendenza della curva di carico corrisponde per le basi verticali al modulo di rigidezza della muratura indagata (E , modulo di Young).

6.2. I dati raccolti per il ponte al km 50 (Mestre-Udine)

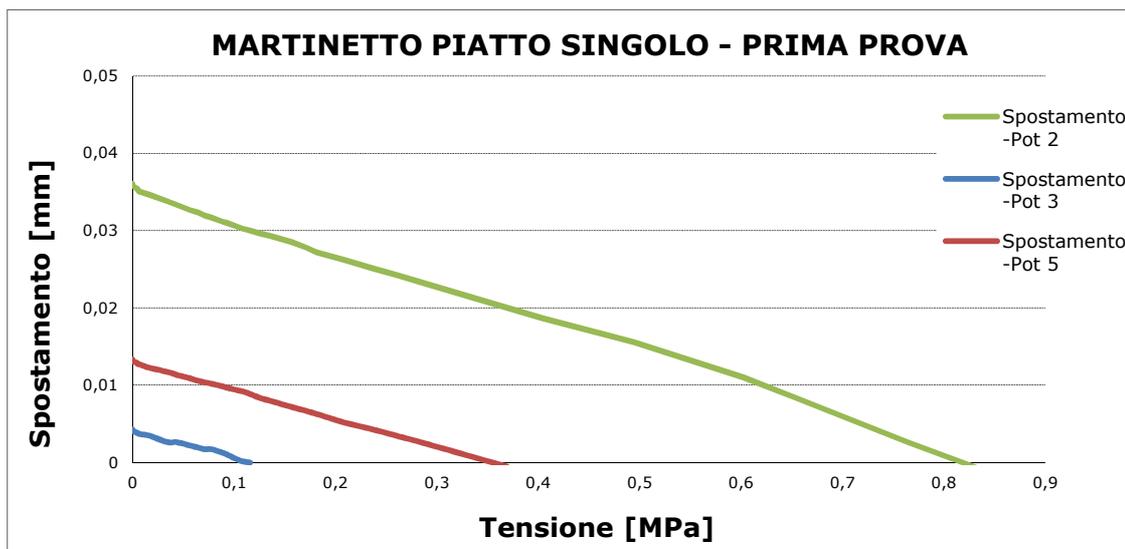
6.2.1. La prova con martinetto singolo

Per l'esecuzione del test sono stati utilizzati 4 sensori di spostamento posizionati a cavallo del taglio eseguito nella muratura. Il test si è svolto tra le ore 11:40 e le ore 11:55 del giorno 02 Agosto 2011, e sono state effettuate due misurazioni a distanza di 5 minuti l'una dall'altra.

Da dire in ogni caso che uno dei 4 trasduttori, fin da subito ha registrato valori non validi per la prova, in quanto negativi, come cioè se il cedimento conseguente al taglio fosse stato compensato ancor prima del caricamento del martinetto. Questo probabilmente è dovuto alla deformazione non omogenea creatasi nella muratura in seguito all'esecuzione del taglio, e a fronte di un comportamento anisotropo dell'elemento murario, ha comportato un impercettibile, ma pur sempre rilevabile dalla strumentazione, allontanamento dei due lembi in corrispondenza del trasduttore in questione (posizione 6).

Martinetto Singolo - Prima Prova					
Tempo	Sforzo	Dev1/ai2	Dev1/ai3	Dev1/ai4	Dev1/ai5
-----	-----	Spostamento- Pot 2	Spostamento- Pot 3	Spostamento- Pot 6	Spostamento-Pot 5
sec	MPa	mm	mm	mm	mm
02/08/2011 - 11.44.35	-0,001	0,036081	0,004263	-0,000961	0,013347
02/08/2011 - 11.44.42	-0,001	0,035878	0,004205	-0,001293	0,013212
02/08/2011 - 11.44.47	0,000	0,035811	0,004069	-0,001464	0,0131
02/08/2011 - 11.44.54	0,002	0,035609	0,003953	-0,001894	0,012971
02/08/2011 - 11.44.58	0,003	0,035475	0,003855	-0,002124	0,012932
02/08/2011 - 11.45.04	0,004	0,035394	0,00384	-0,002414	0,012845
02/08/2011 - 11.45.09	0,005	0,035306	0,003747	-0,002733	0,012706
02/08/2011 - 11.45.17	0,006	0,03504	0,003668	-0,003049	0,012675
02/08/2011 - 11.45.20	0,008	0,035017	0,00364	-0,003184	0,012624
02/08/2011 - 11.45.35	0,016	0,034609	0,003445	-0,004011	0,012239
02/08/2011 - 11.45.46	0,035	0,033741	0,002602	-0,005097	0,011676
02/08/2011 - 11.45.51	0,043	0,033363	0,002615	-0,005659	0,011323
02/08/2011 - 11.45.59	0,057	0,03264	0,002168	-0,006637	0,01086
02/08/2011 -	0,064	0,03234	0,001923	-0,00722	0,010555

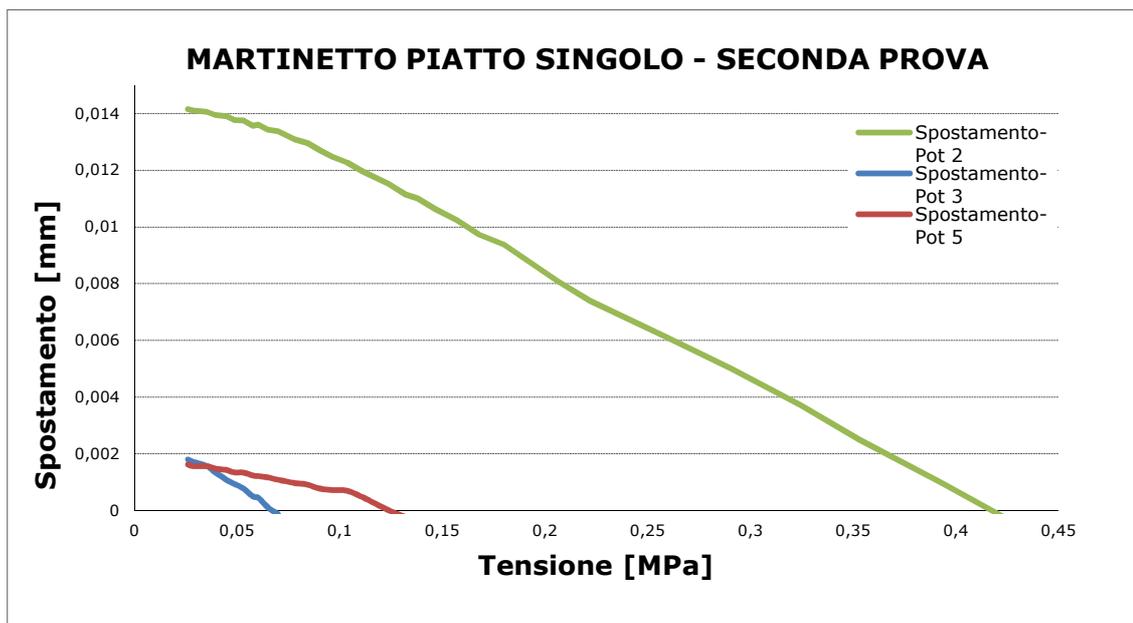
11.46.03					
02/08/2011 - 11.46.06	0,071	0,03194	0,001693	-0,007651	0,01035
02/08/2011 - 11.46.09	0,078	0,0317	0,001701	-0,008014	0,010167
02/08/2011 - 11.46.12	0,087	0,031196	0,001305	-0,008577	0,00987
02/08/2011 - 11.46.15	0,093	0,030977	0,001012	-0,008911	0,009664
02/08/2011 - 11.46.17	0,103	0,030482	0,000359	-0,009542	0,009328
02/08/2011 - 11.46.19	0,108	0,030266	0,00012	-0,009832	0,00918
02/08/2011 - 11.46.21	0,116	0,030015	-0,000043	-0,010064	0,008839
02/08/2011 - 11.46.25	0,125	0,029621	-0,000662	-0,010725	0,00833
02/08/2011 - 11.46.27	0,135	0,029328	-0,001145	-0,01128	0,007998
02/08/2011 - 11.46.31	0,157	0,028509	-0,002257	-0,01222	0,007147
02/08/2011 - 11.46.34	0,171	0,027777	-0,002525	-0,013031	0,006644
02/08/2011 - 11.46.36	0,181	0,027202	-0,002964	-0,013516	0,006269
02/08/2011 - 11.46.39	0,208	0,02618	-0,004248	-0,014829	0,005156
02/08/2011 - 11.46.43	0,237	0,025093	-0,006024	-0,016562	0,004243
02/08/2011 - 11.46.46	0,261	0,024202	-0,006951	-0,017701	0,0034
02/08/2011 - 11.46.48	0,284	0,023325	-0,008175	-0,019093	0,002592
02/08/2011 - 11.46.54	0,369	0,019998	-0,011807	-0,023213	-0,000578
02/08/2011 - 11.46.56	0,404	0,018647	-0,013728	-0,024973	-0,001675
02/08/2011 - 11.47.00	0,495	0,015554	-0,017521	-0,028909	-0,005246
02/08/2011 - 11.47.06	0,602	0,011005	-0,02229	-0,034263	-0,010244
02/08/2011 - 11.47.08	0,655	0,008299	-0,024299	-0,036797	-0,012807
02/08/2011 - 11.47.14	0,765	0,002584	-0,02939	-0,041908	-0,01753
02/08/2011 - 11.47.20	0,884	-0,003231	-0,034957	-0,047905	-0,023249
02/08/2011 - 11.47.24	0,861	-0,002677	-0,034114	-0,047684	-0,022991
02/08/2011 - 11.47.24	0,861	-0,002677	-0,034114	-0,047684	-0,022991
02/08/2011 - 11.47.25	0,595	0,008263	-0,023743	-0,038386	-0,016119
02/08/2011 - 11.47.26	0,395	0,01653	-0,014805	-0,029763	-0,007468
02/08/2011 - 11.47.27	0,294	0,020315	-0,010121	-0,025444	-0,003021
02/08/2011 - 11.47.28	0,236	0,022383	-0,007469	-0,022592	-0,000795
02/08/2011 - 11.47.29	0,199	0,023672	-0,005846	-0,021042	0,000347
02/08/2011 - 11.47.31	0,155	0,025386	-0,003169	-0,018821	0,002072
02/08/2011 - 11.47.31	0,118	-0,648597	-0,554334	-0,693257	-0,561637
02/08/2011 - 11.47.37	0,074	-1,977005	-1,613132	-2,019565	-1,654853
02/08/2011 - 11.47.51	0,056	0,028337	0,000584	-0,014638	0,004948
02/08/2011 - 11.48.31	0,032	0,029281	0,00201	-0,01381	0,006038



Tensione di compressione alla compensazione della deformazione				
Tensione 2	Tensione 3	Tensione 6	Tensione 5	Media
0,77	0,11	x	0,27	0,38

Martinetto Singolo - Seconda Prova					
Tempo	Sforzo	Dev1/ai2	Dev1/ai3	Dev1/ai4	Dev1/ai5
-----	-----	Spostamento- Pot 2	Spostamento- Pot 3	Spostamento- Pot 6	Spostamento- Pot 5
sec	MPa	mm	mm	mm	mm
02/08/2011 - 11.49.36	0,026049	0,014153	0,001803	-0,014783	0,001621
02/08/2011 - 11.49.38	0,028565	0,014108	0,001721	-0,014829	0,001567
02/08/2011 - 11.49.40	0,035099	0,014058	0,001578	-0,014934	0,001565
02/08/2011 - 11.49.41	0,03942	0,013948	0,001346	-0,015153	0,001479
02/08/2011 - 11.49.43	0,044785	0,013895	0,001083	-0,015523	0,00143
02/08/2011 - 11.49.45	0,048728	0,013768	0,00094	-0,015861	0,001345
02/08/2011 - 11.49.47	0,053053	0,013752	0,000779	-0,015904	0,001341
02/08/2011 - 11.49.49	0,057742	0,013564	0,000496	-0,016037	0,001235
02/08/2011 - 11.49.50	0,060254	0,013607	0,000456	-0,016209	0,001215
02/08/2011 - 11.49.52	0,064889	0,013432	0,000117	-0,016372	0,001171
02/08/2011 - 11.49.54	0,069881	0,01337	-0,00013	-0,016677	0,001088
02/08/2011 - 11.49.57	0,077884	0,013084	-0,000712	-0,017078	0,000974
02/08/2011 - 11.49.58	0,084307	0,012953	-0,001058	-0,017391	0,000913
02/08/2011 - 11.50.00	0,090089	0,012709	-0,001624	-0,017727	0,000779
02/08/2011 - 11.50.03	0,096495	0,012466	-0,002174	-0,018168	0,000726
02/08/2011 -	0,103622	0,012268	-0,002486	-0,018419	0,000697

11.50.05					
02/08/2011 - 11.50.07	0,111145	0,011958	-0,003015	-0,018985	0,000473
02/08/2011 - 11.50.09	0,123542	0,011528	-0,003394	-0,019812	0,00002
02/08/2011 - 11.50.12	0,132051	0,011141	-0,003662	-0,020297	-0,00022
02/08/2011 - 11.50.13	0,137728	0,011013	-0,003878	-0,020582	-0,000358
02/08/2011 - 11.50.15	0,146576	0,010622	-0,004165	-0,020943	-0,000674
02/08/2011 - 11.50.17	0,156898	0,010246	-0,004804	-0,02135	-0,000969
02/08/2011 - 11.50.19	0,167521	0,009734	-0,005593	-0,021859	-0,001241
02/08/2011 - 11.50.21	0,180018	0,00938	-0,0064	-0,022557	-0,001672
02/08/2011 - 11.50.25	0,206042	0,008089	-0,00754	-0,023716	-0,002442
02/08/2011 - 11.50.27	0,221821	0,007395	-0,008132	-0,02451	-0,003032
02/08/2011 - 11.50.31	0,259166	0,00611	-0,010535	-0,026352	-0,004487
02/08/2011 - 11.50.34	0,290469	0,005006	-0,01228	-0,027939	-0,005985
02/08/2011 - 11.50.36	0,324166	0,003727	-0,013964	-0,029472	-0,007116
02/08/2011 - 11.50.39	0,352954	0,002502	-0,015258	-0,030785	-0,00841
02/08/2011 - 11.50.41	0,392599	0,000988	-0,017509	-0,032854	-0,010137
02/08/2011 - 11.50.44	0,442615	-0,001001	-0,019981	-0,034956	-0,012182
02/08/2011 - 11.50.49	0,442356	-0,001522	-0,019911	-0,035538	-0,012681
02/08/2011 - 11.50.52	0,440392	-0,001507	-0,019832	-0,035499	-0,012629
02/08/2011 - 11.50.53	0,439996	-0,001479	-0,019771	-0,03545	-0,012628
02/08/2011 - 11.50.54	0,392822	-0,000522	-0,018113	-0,03486	-0,012274
02/08/2011 - 11.50.55	0,295157	0,002684	-0,014469	-0,032249	-0,010913
02/08/2011 - 11.50.56	0,23731	0,004789	-0,011267	-0,029514	-0,008687
02/08/2011 - 11.50.58	0,15656	0,008039	-0,007335	-0,026062	-0,005096
02/08/2011 - 11.51.00	0,141654	0,008564	-0,006971	-0,025287	-0,004443
02/08/2011 - 11.51.01	0,12988	0,008961	-0,006606	-0,024806	-0,003927
02/08/2011 - 11.51.05	0,098658	0,010263	-0,004718	-0,023451	-0,002629
02/08/2011 - 11.51.07	0,088472	0,010613	-0,004285	-0,023083	-0,002303
02/08/2011 - 11.51.17	0,059321	0,011784	-0,002949	-0,021796	-0,001259
02/08/2011 - 11.51.17	0,05757	0,011813	-0,00291	-0,021764	-0,001164
02/08/2011 - 11.51.20	0,054424	0,011848	-0,002881	-0,021664	-0,001097
02/08/2011 - 11.51.44	0,035047	0,012325	-0,001344	-0,021044	-0,000586



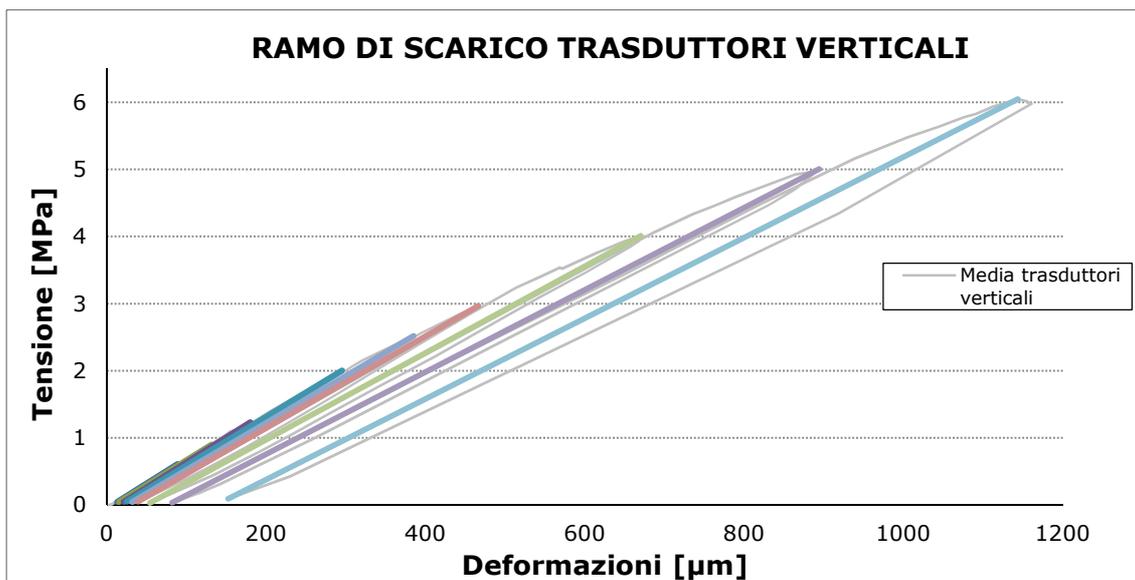
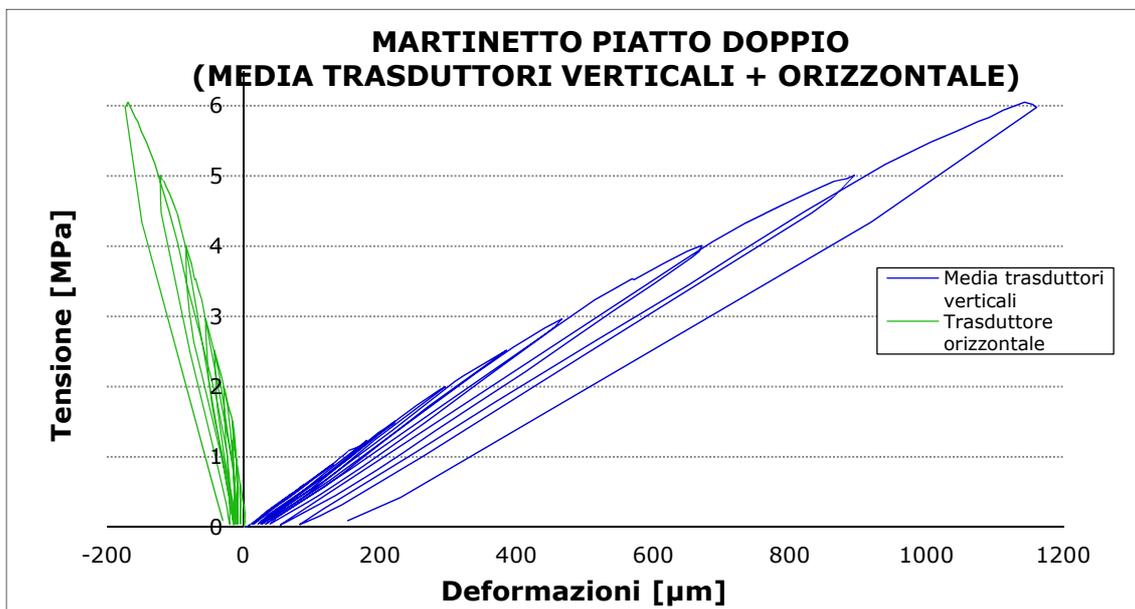
Tensione di compressione alla compensazione della deformazione				
Tensione 2	Tensione 3	Tensione 6	Tensione 5	Media
0,42	0,07	x	0,12	0,20

6.2.2. La prova con martinetto doppio

La prova di martinetto piatto doppio ha comportato l'esecuzione di un secondo taglio nella muratura ove si è svolta la prova di martinetto singolo, al di sopra del primo taglio ad una distanza da questo di 50 cm. Nel campione di muratura posto tra i due tagli sono state posizionate 4 basi di lettura verticali ed 1 orizzontale per il rilievo delle deformazioni durante i cicli di carico. Il test si è svolto – successivamente alla prova di martinetto piatto singolo - tra le ore 12:45 e le ore 13:25 del giorno 2 Agosto 2011. Sono stati operati 11 cicli di carico e completo scarico dei martinetti, a carico massimo crescente.

CARICO								
Tempo	Sforzo [MPa]	TRASDUTTORI VERTICALI			TRASDUTTORE ORIZZONTALE			
		Deformazioni medie [μm]	Modulo E di carico		Deformazioni [μm]	Coeff. di contrazione trasversale	Modulo di contrazione trasversale al carico	
02/08/2011 - 12.47.59	0,303	44,54			1,0			
02/08/2011 - 12.50.27	0,608	88,84	6885	100,00%	-4,7	-0,129	-53498	100,00%

02/08/2011 - 12.53.12	0,902	131,86	6833	99,24%	-10,0	-0,121	-56321	105,28%
02/08/2011 - 12.57.13	1,235	180,08	6911	100,38%	-16,4	-0,134	-51504	96,27%
02/08/2011 - 13.00.45	1,507	221,75	6533	94,89%	-15,6	0,020	324809	- 607,14%
02/08/2011 - 13.04.02	2,002	295,43	6714	97,52%	-28,9	-0,181	-37144	69,43%
02/08/2011 - 13.07.14	2,520	385,18	5769	83,78%	-42,7	-0,154	-37405	69,92%
02/08/2011 - 13.09.49	2,963	466,32	5458	79,28%	-55,6	-0,158	-34469	64,43%
02/08/2011 - 13.13.29	4,009	670,46	5127	74,47%	-84,1	-0,139	-36779	68,75%
02/08/2011 - 13.17.51	5,006	894,29	4454	64,69%	-121,8	-0,169	-26403	49,35%
02/08/2011 - 13.22.46	6,047	1143,29	4180	60,70%	-169,0	-0,189	-22075	41,26%



6.2.3. Considerazioni sui dati raccolti

Le **prove di martinetto piatto singolo** hanno sottolineato una tensione di compensazione abbastanza differente, in termini di scostamenti percentuali, tra le varie basi di misura, sia nella prima che nella seconda prova, registrando in ogni caso una media di entità sostanzialmente modesta, pari a 0,38 e 0,20 MPa (3,8-2 kg/cm²), rispettivamente per le due prove. La muratura quindi è risultata decisamente poco sollecitata nella zona del ponte in cui è stato compiuto il rilievo, e come si è visto nella prova a martinetto doppio (si è arrivati a carichi dell'ordine dei 2 MPa senza sostanziali riduzioni di rigidità), la resistenza a compressione si attesta a livelli decisamente superiori. Da sottolineare ancora una volta come una delle 4 basi di misura non sia stata utilizzabile, in quanto "incompatibile" coi normali risultati attesi dal test.

La successiva **prova di martinetto piatto doppio** – eseguita nella porzione muraria ove si era già eseguita la prova singola - ha invece presentato risultati decisamente regolari nel comportamento del materiale.

In questo caso il comportamento del blocco murario è abbastanza avvicinabile a quello elastico, fino ad un certo tenore di carico (~2MPa), nonostante l'eterogeneità intrinseca della muratura, lasciando deformazioni residue allo scarico ridotte, ed avendo una scarsa variabilità del modulo di Young nel susseguirsi dei cicli di prova. Dopo quel livello di tensione si assiste invece ad una progressiva diminuzione di rigidità, per arrivare alla tensione di 6MPa in cui il modulo elastico assume un valore pari a circa il 60% di quello iniziale, segno che all'interno del materiale, ed in particolare tra mattoni e malta, si sono avuti ormai scorrimenti e fessurazioni.

Nella tabella indicata di seguito si vede chiaramente come per un range di carico tra 0 e 2 MPa, la rigidità sia calata solo del 2,5%, mentre tra 2 e 2,5MPa si abbia già un forte decremento per un ulteriore 14%.

Allo stesso modo vediamo che allo scarico, dopo un assestamento iniziale del materiale che comporta una certa deformazione, e quindi una brusca perdita di rigidità allo scarico del 10%, si ha poi una stabilizzazione e regolarità nel modulo di elasticità, attestandosi attorno ad una media di 7400MPa, per poi riprendere a calare dopo tensioni di carico superiori ai 2MPa.

TRASDUTTORI VERTICALI					
Range di Tensione al Carico	Modulo Elastico Ramo di Carico [MPa]		Range di Tensione allo Scarico	Modulo Elastico Ramo di Scarico [MPa]	
0,3-0,6	6885	100,0%	0,6-0,04	8307	100,00%
0,6-0,9	6833	99,2%	0,9-0,04	7417	89,29%
0,9-1,2	6911	100,4%	1,2-0,04	7351	88,49%
1,2-1,5	6533	94,9%	1,5-0,04	7502	90,31%
1,5-2,0	6714	97,5%	2,0-0,04	7414	89,25%
2,0-2,5	5769	83,8%	2,5-0,04	7223	86,96%
2,5-3,0	5458	79,3%	3,0-0,04	7017	84,47%
3,0-4,0	5127	74,5%	4,0-0,04	6822	82,12%
4,0-5,0	4454	64,7%	5,0-0,04	6453	77,68%
5,0-6,0	4180	60,7%	6,0-0,04	6121	73,68%

6.3. I dati raccolti per il sottopasso al km 41 (Mestre-Udine)

6.3.1. La prova con martinetto singolo

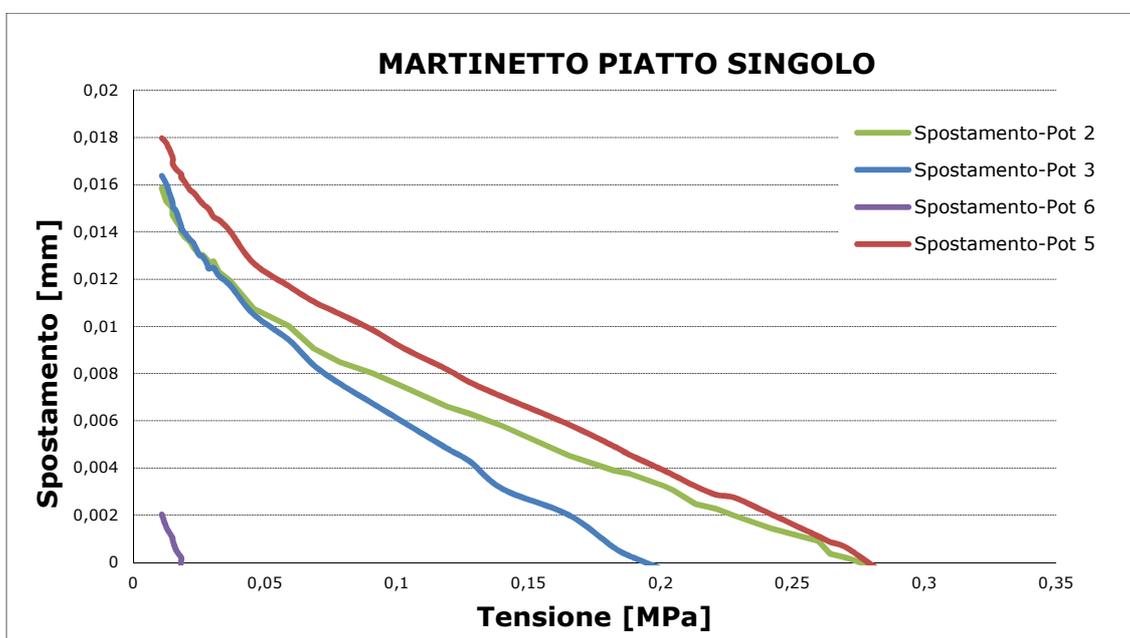
Come avvenuto per il ponte al km 50, anche in questo caso per l'esecuzione del test sono stati utilizzati i 4 sensori di spostamento posizionati a cavallo del taglio eseguito nella muratura. Il test si è svolto tra le ore 11:34 e le ore 11:44 del 06 Ottobre 2011, composto da due misurazioni a distanza di 4 minuti l'una dall'altra.

A differenza del caso precedente, tutti e 4 i trasduttori hanno registrato valori validi fin da subito, in entrambe le misurazioni, ovvero si sono registrati avvicinamenti tra i due lembi di muratura, in seguito al taglio, in tutte e 4 le posizioni di rilevamento. Si riportano di seguito i dati ricavati.

Martinetto Singolo - Prima Prova					
Tempo	Sforzo	Dev1/ai2	Dev1/ai3	Dev1/ai4	Dev1/ai5
-----	-----	Spostamento-Pot 2	Spostamento-Pot 3	Spostamento-Pot 6	Spostamento-Pot 5
sec	MPa	mm	mm	mm	mm

06/10/2011 - 11.34.15	0,011	0,015861	0,016381	0,002031	0,017974
06/10/2011 - 11.34.24	0,012	0,015301	0,016014	0,001494	0,017755
06/10/2011 - 11.34.37	0,015	0,01502	0,015229	0,001041	0,017159
06/10/2011 - 11.34.40	0,015	0,014731	0,015059	0,000948	0,016891
06/10/2011 - 11.34.44	0,016	0,014485	0,014863	0,000529	0,016647
06/10/2011 - 11.34.51	0,018	0,014179	0,014274	0,000243	0,016463
06/10/2011 - 11.34.53	0,018	0,014035	0,014138	0,000176	0,016337
06/10/2011 - 11.34.55	0,018	0,013992	0,014129	-0,00005	0,016311
06/10/2011 - 11.34.58	0,019	0,013797	0,013959	-0,000143	0,016127
06/10/2011 - 11.35.03	0,021	0,013601	0,013677	-0,000545	0,015783
06/10/2011 - 11.35.06	0,023	0,01333	0,013507	-0,000789	0,015657
06/10/2011 - 11.35.10	0,025	0,013049	0,013029	-0,000982	0,015371
06/10/2011 - 11.35.12	0,026	0,013024	0,012953	-0,001099	0,015186
06/10/2011 - 11.35.15	0,028	0,012828	0,012637	-0,001443	0,015035
06/10/2011 - 11.35.17	0,029	0,012718	0,01245	-0,00146	0,014977
06/10/2011 - 11.35.20	0,030	0,012752	0,012484	-0,001653	0,014632
06/10/2011 - 11.35.23	0,032	0,012302	0,012143	-0,001981	0,014506
06/10/2011 - 11.35.28	0,037	0,011928	0,011742	-0,002249	0,014028
06/10/2011 - 11.35.45	0,046	0,010755	0,010514	-0,003734	0,012676
06/10/2011 - 11.35.52	0,059	0,010025	0,009431	-0,004876	0,011703
06/10/2011 - 11.35.59	0,068	0,009065	0,008357	-0,005715	0,011048
06/10/2011 - 11.36.03	0,079	0,008462	0,007555	-0,006604	0,010510
06/10/2011 - 11.36.10	0,091	0,008011	0,006736	-0,007444	0,009847
06/10/2011 - 11.36.14	0,102	0,007442	0,005943	-0,008274	0,009075
06/10/2011 - 11.36.20	0,119	0,006601	0,004826	-0,009164	0,008168
06/10/2011 - 11.36.22	0,128	0,006287	0,004255	-0,009995	0,007614
06/10/2011 - 11.36.25	0,140	0,005777	0,003112	-0,010767	0,007018
06/10/2011 - 11.36.30	0,165	0,004537	0,002012	-0,012823	0,005843
06/10/2011 - 11.36.33	0,182	0,003899	0,00064	-0,013989	0,004928
06/10/2011 - 11.36.35	0,188	0,003755	0,000281	-0,014434	0,004567
06/10/2011 - 11.36.36	0,201	0,003228	-0,000307	-0,015382	0,003887
06/10/2011 - 11.36.38	0,205	0,003058	-0,000563	-0,01545	0,003702
06/10/2011 - 11.36.39	0,213	0,002481	-0,000989	-0,016012	0,003232
06/10/2011 - 11.36.41	0,221	0,002277	-0,001398	-0,016515	0,002871
06/10/2011 - 11.36.42	0,228	0,001979	-0,001859	-0,017153	0,002745
06/10/2011 - 11.36.43	0,242	0,001436	-0,00307	-0,017883	0,002048
06/10/2011 - 11.36.45	0,260	0,000909	-0,004067	-0,019125	0,001108
06/10/2011 -	0,264	0,000365	-0,0044	-0,01936	0,000873

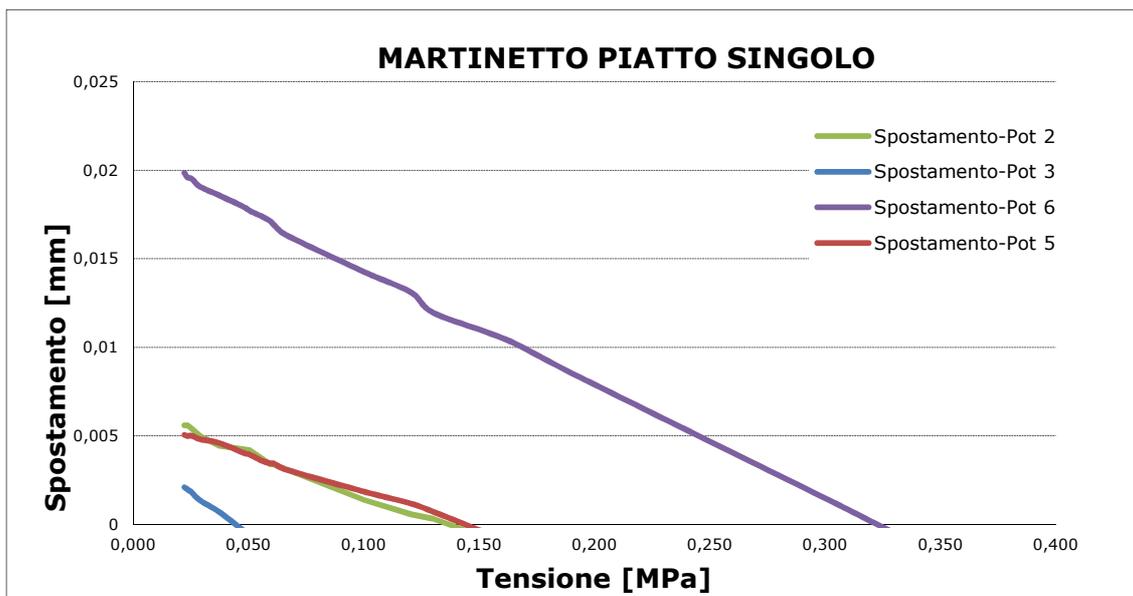
11.36.47					
06/10/2011 - 11.36.48	0,271	0,000195	-0,004673	-0,019822	0,000613
06/10/2011 - 11.36.50	0,287	-0,000433	-0,005679	-0,020846	-0,00063
06/10/2011 - 11.36.52	0,296	-0,000833	-0,006191	-0,021618	-0,000974
06/10/2011 - 11.37.02	0,299	-0,001206	-0,00695	-0,022205	-0,001729
06/10/2011 - 11.37.04	0,263	-0,000272	-0,006003	-0,021148	-0,00115
06/10/2011 - 11.37.07	0,223	0,001053	-0,004545	-0,019209	-0,000327
06/10/2011 - 11.37.10	0,185	0,00316	-0,003053	-0,017783	0,000571
06/10/2011 - 11.37.12	0,173	0,003874	-0,002447	-0,017279	0,00073
06/10/2011 - 11.37.17	0,133	0,005667	-0,000264	-0,014963	0,002191
06/10/2011 - 11.37.47	0,065	0,007739	0,003266	-0,011061	0,005163



Tensione di compressione alla compensazione della deformazione				
Tensione 2	Tensione 3	Tensione 6	Tensione 5	Media
0,28	0,19	0,02	0,28	0,19

Martinetto Singolo - Seconda Prova					
Tempo	Sforzo	Dev1/ai2	Dev1/ai3	Dev1/ai4	Dev1/ai5
-----	-----	Spostamento-Pot 2	Spostamento-Pot 3	Spostamento-Pot 6	Spostamento-Pot 5
sec	MPa	mm	mm	mm	mm
06/10/2011 - 11.41.44	0,022	0,00559	0,002098	0,019855	0,005054
06/10/2011 -	0,024	0,005599	0,001978	0,019595	0,004987

11.41.50					
06/10/2011 - 11.41.53	0,025	0,00542	0,001808	0,01952	0,005003
06/10/2011 - 11.42.00	0,029	0,004978	0,001356	0,019075	0,00481
06/10/2011 - 11.42.11	0,037	0,004435	0,000699	0,01858	0,0046
06/10/2011 - 11.42.19	0,048	0,004239	-0,000358	0,017934	0,004038
06/10/2011 - 11.42.21	0,050	0,004188	-0,000631	0,017715	0,003937
06/10/2011 - 11.42.24	0,056	0,00373	-0,001151	0,017397	0,003601
06/10/2011 - 11.42.26	0,059	0,003398	-0,001398	0,017136	0,00345
06/10/2011 - 11.42.28	0,061	0,003381	-0,001518	0,016918	0,003442
06/10/2011 - 11.42.31	0,066	0,003126	-0,002209	0,016364	0,003106
06/10/2011 - 11.42.45	0,100	0,001368	-0,005432	0,01425	0,001847
06/10/2011 - 11.42.52	0,121	0,000561	-0,006481	0,0131	0,001175
06/10/2011 - 11.42.55	0,130	0,000314	-0,006975	0,011942	0,000705
06/10/2011 - 11.43.03	0,163	-0,001232	-0,008638	0,010381	-0,000982
06/10/2011 - 11.43.09	0,194	-0,002795	-0,010139	0,008316	-0,002292
06/10/2011 - 11.43.22	0,309	-0,007604	-0,01563	0,000856	-0,007832
06/10/2011 - 11.43.26	0,354	-0,009507	-0,017609	-0,002106	-0,010099
06/10/2011 - 11.43.30	0,392	-0,011656	-0,020039	-0,004624	-0,012173
06/10/2011 - 11.43.36	0,348	-0,01005	-0,018018	-0,003516	-0,011535
06/10/2011 - 11.43.37	0,293	-0,007578	-0,013174	-0,000453	-0,010326
06/10/2011 - 11.43.38	0,255	-0,005446	-0,008178	0,002534	-0,008773
06/10/2011 - 11.43.41	0,189	-0,002659	-0,003743	0,007343	-0,005096
06/10/2011 - 11.43.43	0,164	-0,002005	-0,002422	0,009172	-0,00392
06/10/2011 - 11.43.45	0,154	-0,00147	-0,001714	0,00971	-0,003215
06/10/2011 - 11.43.47	0,132	-0,000323	0,000026	0,011304	-0,001939
06/10/2011 - 11.43.55	0,099	0,001096	0,001654	0,013133	-0,000462
06/10/2011 - 11.43.59	0,090	0,001563	0,0022	0,013645	0,000034



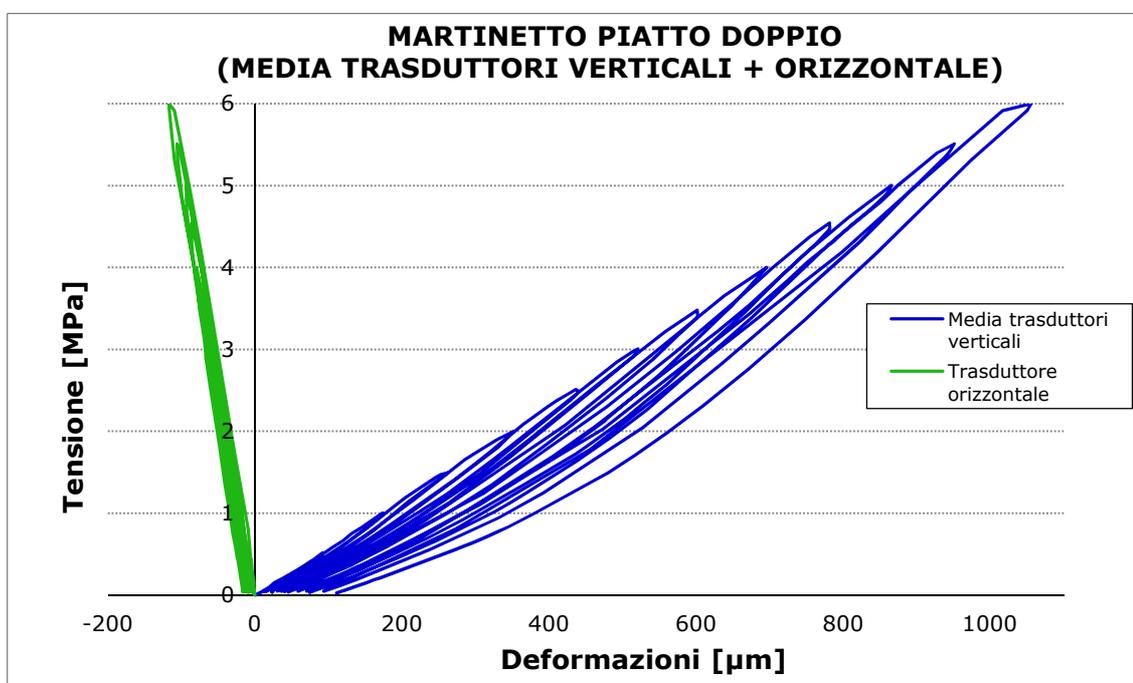
Tensione di compressione alla compensazione della deformazione				
Tensione 2	Tensione 3	Tensione 6	Tensione 5	Media
0,14	0,04	0,32	0,14	0,16

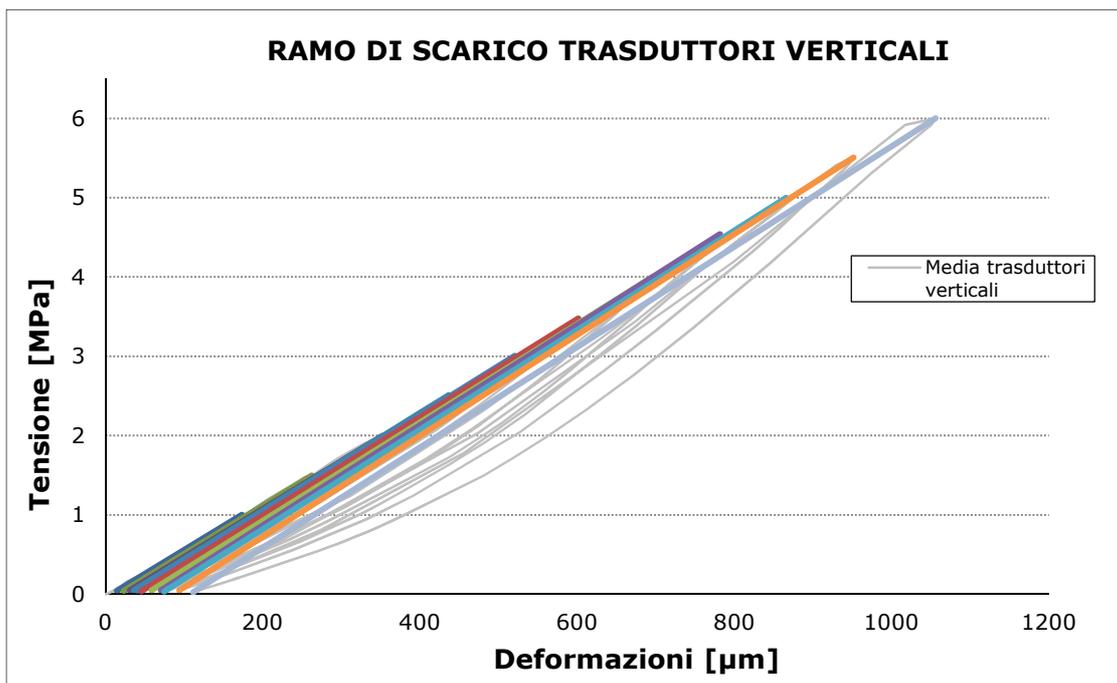
6.3.2. La prova con martinetto doppio

Una volta eseguite le prove a martinetto singolo si è proceduto all'esecuzione del secondo taglio nella muratura, al di sopra del primo taglio praticato per le prove precedenti, ad una distanza da questo sempre di 50 cm, e procedendo successivamente all'applicazione delle 4 basi di lettura verticali e di quella orizzontale per il rilievo delle deformazioni durante i cicli di carico. Il test si è svolto nell'arco di circa un'ora, tra le ore 12:29 e le ore 13:22 del giorno 6 Ottobre 2011. Sono stati operati 12 cicli di carico e completo scarico dei martinetti, a carico massimo crescente.

CARICO								
Tempo	Sforzo [MPa]	TRASDUTTORI VERTICALI			TRASDUTTORE ORIZZONTALE			
		Deformazioni medie [µm]	Modulo E di carico		Deformazioni [µm]	Coeff. di contrazione trasversale	Modulo di contrazione trasversale al carico	
06/10/2011 - 12.31.43	0,517	91,90			-7,7			
06/10/2011 - 12.35.20	1,005	173,62	5963	100,00%	-18,6	-0,133	-44683	100,00%
06/10/2011	1,496	262,58	5528	92,69%	-31,8	-0,148	-37428	83,76%

- 12.38.56								
06/10/2011 - 12.42.43	1,998	352,17	5604	93,97%	-40,7	-0,100	-56127	125,61%
06/10/2011 - 12.46.10	2,512	436,68	6075	101,86%	-49,8	-0,108	-56488	126,42%
06/10/2011 - 12.49.40	3,008	520,86	5898	98,90%	-59,8	-0,119	-49659	111,14%
06/10/2011 - 12.53.13	3,478	601,41	5835	97,85%	-69,3	-0,118	-49355	110,46%
06/10/2011 - 12.57.07	4,001	695,85	5537	92,85%	-79,7	-0,110	-50429	112,86%
06/10/2011 - 13.01.52	4,542	781,40	6321	105,99%	-85,6	-0,070	-90890	203,41%
06/10/2011 - 13.05.37	5,002	865,64	5461	91,57%	-93,7	-0,096	-56812	127,15%
06/10/2011 - 13.10.37	5,509	951,19	5924	99,34%	-105,8	-0,141	-42083	94,18%
06/10/2011 - 13.19.04	6,001	1055,93	4695	78,72%	-116,7	-0,104	-45083	100,90%





6.3.3. Considerazioni sui dati raccolti

Le **prove di martinetto piatto singolo** hanno sottolineato una tensione di compensazione abbastanza allineata, in termini di scostamenti percentuali, tra le varie basi di misura, ad esclusione della posizione 6 e della posizione 3, rispettivamente nella prima e nella seconda prova registrando in ogni caso una media di entità sostanzialmente modesta, pari a 0,16 e 0,19 MPa (1,6-1,9 kg/cm²), per le due prove. Anche in questo caso, come nel ponte al km 50, la muratura quindi è risultata decisamente poco sollecitata, e come si è visto nella prova a martinetto doppio (si è arrivati a carichi dell'ordine di 1,5 MPa con riduzioni di rigidezza dell'ordine del 7%), la resistenza a compressione si attesta a livelli comunque superiori per un buon margine.

La successiva **prova di martinetto piatto doppio** ha invece presentato risultati più irregolari rispetto alla medesima prova effettuata sul ponte al km 50, diventando quindi di più complessa interpretazione.

Innanzitutto si può notare che nella fase di carico e scarico dei cicli a carico più elevato (quindi gli ultimi cicli in ordine temporale), l'andamento del materiale risulta essere non lineare, e cioè presenta una maggiore rigidezza nel tratto a livelli di

compressione superiore, fino a limiti inferiori di circa 1,5-2 MPa, per cambiare poi comportamento, e quindi a minor rigidità, con carichi al di sotto di ~1,5 MPa.

Questo fatto può essere dovuto alla ridisposizione degli elementi della muratura che durante la fase di carico, per carichi elevati (in cui si è già innescato il processo di macinazione del materiale), erano arrivati a notevole fessurazione e avevano trovato una disposizione differente all'interno della matrice, e che poi, riducendo il carico, hanno subito uno spostamento contrario per andare a rioccupare una posizione più vicina a quella originaria.

Per quanto riguarda la rigidità riscontrata nel materiale in fase di carico col procedere dei cicli, vediamo che il comportamento è anche in questo caso non lineare, e cioè si assiste ad un decremento di rigidità pressochè lineare per 2-3 cicli consecutivi e poi ad un improvviso reincremento fino a valori addirittura superiori a quelli iniziali. Questo fenomeno può essere interpretato con la progressiva compattazione del materiale che, una volta esaurita la riserva di deformazione dovuta ai primi cicli di carico, oppone la resistenza dovuta a blocchi di muratura via via più distanti dal punto di applicazione del carico e non ancora compattati, i quali, dopo essere stati fessurati iniziano a compattarsi a loro volta. Questo processo arriva però ad una brusca rottura, e quindi alla macinazione della matrice, con livelli di carico dell'ordine dei 6 MPa, dove il modulo elastico repentinamente scende al 78,7% di quello iniziale.

Infine, per quanto concerne le deformazioni residue allo scarico, si può notare che queste progressivamente aumentano di pochi micron, inferiori alla decina, per cicli con picco di carico fino ai 5 MPa, per poi incrementarsi improvvisamente fino a quasi 20 micron per cicli a picco di carico superiore, segno evidente del cedimento del materiale.

Di seguito è stata riportata una tabella che ben evidenzia il comportamento irregolare fin qui esposto, con l'andamento del modulo elastico del materiale nelle fasi di carico e scarico.

TRASDUTTORI VERTICALI					
Range di Tensione al Carico	Modulo Elastico Ramo di Carico [MPa]		Range di Tensione allo Scarico	Modulo Elastico Ramo di Scarico [MPa]	
0-0,5	5963	100,0%	0,5-0,04	5997	100,00%
0,5-1,0	5963	100,0%	1,0-0,04	6049	100,86%
1,0-1,5	5528	92,7%	1,5-0,04	6071	101,23%
1,5-2,0	5604	94,0%	2,0-0,04	6061	101,07%
2,0-2,5	6075	101,9%	2,5-0,04	6146	102,48%
2,5-3,0	5898	98,9%	3,0-0,04	6163	102,76%
3,0-3,5	5835	97,9%	3,5-0,04	6190	103,21%
3,5-4,0	5537	92,8%	4,0-0,04	6205	103,46%
4,0-4,5	6321	106,0%	4,5-0,04	6319	105,36%
4,5-5,0	5461	91,6%	5,0-0,04	6280	104,71%
5,0-5,5	5924	99,3%	5,5-0,04	6367	106,16%
5,5-6,0	4695	78,7%	6,0-0,04	6325	105,46%

7. LE PROBLEMATICHE DEI PONTI AD ARCO IN MURATURA

I ponti ad arco in muratura sono una delle più antiche forme di costruzione di ponti, realizzati addirittura da migliaia di anni, e sia se realizzati in mattone sia in pietra, hanno dimostrato di avere un'intrinseca durabilità nel tempo, e ciò è testimoniato dal fatto che il loro impiego è giunto fino ai giorni nostri, e si protrarrà verosimilmente anche nel futuro. Questa loro qualità è particolarmente vera poi se si nota come molti ponti costruiti con materiali moderni hanno richiesto invece già un'ampia riparazione e rafforzamento dopo essere stati messi in servizio, e in seguito ad una quota relativamente breve della loro vita utile.

Generalmente la muratura può considerarsi un prodotto durevole e robusto, la maggior parte delle strutture in muratura infatti mostra ottime performance a lungo termine, con costi di manutenzione relativamente bassi. D'altro canto però, la durabilità di una struttura in muratura è influenzata da svariati fattori, legati in buona sostanza alla durata di entrambe le unità: mattoni e malta. In particolare, di grande rilevanza è naturalmente la composizione ed il tipo di blocchi utilizzati, in relazione all'aggressività o meno dell'ambiente circostante, specialmente dal punto di vista chimico (solfati e acidi), ma anche meccanico, come i cicli gelo-disgelo e la degradazione causata da abrasione per azione del vento. Nella stessa misura è importante la porosità delle malte impiegate, in quanto più essa aumenta più si rende vulnerabile il legante all'azione chimica degli agenti esterni, sebbene al contempo rappresenti una migliore difesa nei confronti degli effetti del congelamento. Dal punto di vista della durabilità quindi, si nota una grande affinità di pattern comportamentale con altri materiali conglomerati come il calcestruzzo non armato.

Ad ogni modo anche il materiale muratura è soggetto a varie tipologie di degrado che verranno affrontate più nel dettaglio nel presente capitolo.

7.1. Le cause di degrado

In una prima macro classificazione dei tipi di degrado che interessano i ponti in muratura e delle cause che li hanno determinati possono essere introdotte le seguenti grandi categorie: i degradi originati da cause intrinseche al manufatto e quelli da cause estrinseche.

7.1.1. Degradi originati da cause intrinseche al manufatto

Catalogabili nella maggior parte dei casi come veri e propri difetti di costruzione possono essere legati a vari fattori:

- 1) Difetti di progetto;
- 2) Scarsa qualità dei materiali;
- 3) Difetti realizzativi.

7.1.2. Degradi originati da cause estrinseche al manufatto

In questa categoria risultano compresi tutti quei fenomeni di degrado dei ponti le cui cause, di diversa natura, sono ascrivibili a fattori esterni agli stessi.

In questo senso si possono distinguere degradi determinati da:

- 1) Azioni ambientali di natura fisica
 - a) Vegetazione infestante
 - b) Variazioni termiche e igrometriche
 - c) Azione meccanica da dilavamento
 - d) Incendio
- 2) Azioni ambientali di natura chimica
 - a) Efflorescenze e sub-efflorescenze saline
 - b) Aggressione chimica da agenti inquinanti
- 3) Azioni sollecitanti di natura statica o dinamica:
 - a) Nel piano verticale del ponte
 - i) Pesi propri e di eventuali sovrastrutture
 - ii) Transito mezzi

- b) Nel piano trasversale al ponte
 - i) Flusso idrodinamico ordinario
 - ii) Flusso idrodinamico eccezionale (alluvione)
 - iii) Vento
- c) Multidirezionali
 - i) **Sisma**
- 4) Azioni derivate da variazioni al contorno
 - a) Affondamento e scalzamento delle imposte
 - b) Cedimenti fondali

7.2. Le tipologie di degrado

I difetti più comuni nei ponti in muratura sono:

- 1) la muratura in deterioramento (in particolare lo spalling, ovvero la vera e propria stratificazione e distacco del materiale, e la perdita di malta);
- 2) spostamenti dei timpani;
- 3) la rottura e deformazione dell'arco;
- 4) la traslazione di pile e/o riempimenti;
- 5) la separazione tra differenti anelli di mattoni nelle arcate a multi-anello (delaminazione);
- 6) danneggiamento del parapetto.

Vengono di seguito riportate, seguendo una suddivisione per elemento strutturale colpito dal fenomeno, le principali patologie interessanti i ponti in muratura e ne vengono fornite alcune indicazioni in termini di diagnosi delle più probabili cause scatenanti.

7.2.1. Distacco dall'arco portante e laminazione dell'arcata

Questo tipo di degrado e quindi quadro fessurativo evidenzia infatti la tendenza dell'arco portante ad innescare un cinematismo, ovvero un meccanismo labile, liberandosi da ogni tipo di costrizione iperstatica al contorno. E' accompagnato dalla formazione di fessure alternate a livello dei conci dell'arco. E' sintomatico quindi un



Fig. 7-1 Esempio di distacco dell'arco

assestamento, più o meno importante, che ha interessato l'arcata e può costituire un valido indicatore di un eventuale stato di sofferenza della struttura portante del ponte.

Ulteriori cause di questa manifestazione di faticenza muraria possono essere:

- spinte orizzontali indotte dall'azione del riempimento contro il muro di testa;
- infiltrazioni d'acqua e successivo fenomeno di gelo e disgelo.

Anche nel caso di ponti in mattoni con arcate realizzate con successivi anelli paralleli, la separazione tra di essi, causata dal deterioramento della malta quanto dal traffico, può compromettere altrettanto fortemente la capacità portante dell'opera.

7.2.2. Deformazioni trasversali

Questi tipi di fenomeni sono principalmente rapportabili all'azione destabilizzante esercitata in direzione trasversale dalla spinta attiva dei rinfianchi.

I parametri che maggiormente influenzano tali patologie sono:

- caratteristiche meccaniche del materiale di riempimento
- presenza di un impalcato stradale sufficientemente rigido in grado di distribuire in maniera idonea i carichi dei veicoli
- entità delle vibrazioni indotte dal transito veicolare
- snellezza dei muri di testa
- spessori rinfianchi
- presenza di elementi trasversali di ritegno (catene metalliche o lignee)
- possibilità di infiltrazione dell'acqua meteorica sotto il piano stradale con conseguente saturazione dei rinfianchi.

In alcuni casi la causa di tali degni è derivata anche dall'urto di veicoli contro il parapetto (generalmente solidale al timpano).

Questi tipi di patologie si manifestano solitamente con:

- rotazione verso l'esterno: inflessione del muro di testa con deformata tipo mensola incastrata nell'arco sottostante;
- spanciamento: inflessione del muro di testa con deformata tipo trave appoggiata in corrispondenza dell'arco e dell'estremità superiore del muro;

7.2.3. Fessure ad andamento radiale dell'arco portante

Come già illustrato nel punto relativo al distacco dell'arco portante, questo tipo di fessure deriva dall'attivazione di un meccanismo a livello dell'arco consistente nella rotazione relativa di alcuni suoi settori attorno a perni unilateri posti in maniera alternata sulle sue superfici di intradosso ed estradosso. Queste possono venire anche chiamate cerniere plastiche.

Tale meccanismo può essere originato da un cedimento di una o entrambe le imposte o può essere legato ad un meccanismo ad imposte fisse dell'arco.

7.2.4. Fessure ad andamento longitudinale della volta portante

Parzialmente connessa al fenomeno sopra illustrato di cedimento trasversale dei muri di timpano questa patologia molto ricorrente nei ponti murari si manifesta con la formazione di lesioni ad andamento longitudinale, generalmente a livello dei soli giunti di malta, evidentemente visibili sulla superficie di intradosso della volta portante.



Fig. 7-2 Fessure ad andamento longitudinale rispetto alla generatrice dell'arco

Questa forma di degrado è solitamente influenzata dai seguenti fattori:

- deterioramento chimico-fisico dei giunti di malta della volta;
- entità delle vibrazioni indotte dal transito veicolare
- presenza di elementi trasversali di ritegno (catene metalliche o lignee)
- spessori rinfianchi
- possibilità di infiltrazione dell'acqua meteorica sotto il piano stradale con conseguente saturazione dei rinfianchi
- caratteristiche meccaniche del materiale di riempimento
- presenza di nervature longitudinali di estradosso della volta (frenelli)
- eterogeneità fra gli archivolti e la volta interna.

L'aggravamento del fenomeno può determinare l'insorgenza di problemi del secondo ordine nel piano trasversale dell'arco, portando ben presto ad un netto abbassamento dei margini di sicurezza dell'arco.

7.2.5. Traslazioni e rotazioni delle pile e spalle

Una nota molto importante è che il comportamento ultimo dell'arco è fortemente condizionato dalle caratteristiche delle imposte.

Si può dunque verificare un collasso della struttura per cedimento dei piedritti determinato dal superamento della spinta orizzontale sollecitante rispetto a quella resistente.

Il collasso può avvenire per ribaltamento o per scorrimento degli stessi.

I fattori che maggiormente influenzano questi tipi di fenomeno sono:

- entità ed inclinazione della spinta dell'arco;
- snellezza delle pile;
- simmetria delle spinte nel caso di ponti a più arcate;
- caratteristiche fondazioni;
- caratteristiche terreno di fondazione;

La grande maggioranza dei crolli documentati di ponti in muratura è da conferire a movimenti anomali delle pile e delle spalle.

Le spalle, soggette alla spinta della volta da un lato e a quella del terrapieno dall'altro, possono subire (ove le due azioni non siano in equilibrio) rotazioni non di seconda importanza e che possono indurre dissesti nella sovrastruttura.

Se la spinta dell'arco è superiore a quella del terrapieno si verifica il classico cedimento con apertura della spalla e conseguente abbassamento della chiave che, nel caso di spostamenti eccessivi, dà luogo al collasso della struttura.

Se la spinta del terrapieno supera quella dell'arco la rotazione della spalla determina un avvicinamento delle imposte e una variazione dello stato tensionale nella volta, con modifica della curva delle pressioni.

Le lesioni, in questo secondo caso, si presentano in maniera palese all'intradosso delle reni, mentre quelle all'estradosso delle zone in chiave rimangono occultate dal materiale di riempimento.

Le pile, in presenza di spinte non bilanciate prodotte da due archi adiacenti, possono presentare rotazioni sensibili e, quindi, essere soggette a sollecitazioni flessionali: delle due arcate una presenta allontanamento e l'altra avvicinamento delle imposte.

7.2.6. Schiacciamento delle pile e spalle

Il fenomeno dello schiacciamento, accompagnato nella quasi totalità dei casi da problemi di instabilità locale della muratura, si manifesta soprattutto in situazioni caratterizzate da una tessitura irregolare dei paramenti.

Può risultare circoscritto ad aree ridotte dell'imposta dell'arco in cui si concentrano elevate compressioni, o può estendersi a zone più diffuse dei piedritti o delle spalle per via del deterioramento delle malte causato da vibrazioni e da azioni di degrado fisico-chimico, di cui si parlerà qui a breve.

Seppur non molto frequente, risulta essere un fenomeno di degrado serio in quanto il più delle volte manifesta una progressione molto marcata legata al fenomeno di instabilità correlato.

7.2.7. Fenomeni di degrado derivati da azioni di natura chimico/fisica

1) Macchie da dilavamento:

Si tratta di macchie di colore diverso a seconda del materiale sul quale si formano; generalmente sono di colore scuro, ma si possono trovare alternate ad altre di colore biancastro, causate da depositi di calcare. La forma della chiazza dipende dal percorso seguito dall'acqua sulla superficie del ponte; in genere tende ad allargarsi man mano che l'acqua scivola verso il basso lungo le superfici verticali.

Alcuni fattori che possono provocare tale fenomeno sono: presenza di scarichi corti o rotti, o comunque che espellano l'acqua direttamente su parti strutturali, la difettosa tenuta dei giunti e la rottura della scossalina.

2) Porzione di muratura mancante:

Il difetto è determinato dalla mancanza o la rottura di mattoni o pietre che appartengono ad elementi strutturali quali pile, spalle e archi.

Se le lacune si presentano in corrispondenza di lesioni, le cause sono riconducibili a tensioni o spostamenti che le hanno generate, poichè, creando degli spazi tra i mattoni non più compensati da malta, in caso di contemporaneo degrado del legante, essi cadono per gravità. Mancanze o rotture localizzate possono derivare da: urti; disfacimento della malta, causato da abrasioni e qualità o a piene del fiume; lento deterioramento dei materiali da costruzione, in primo luogo dovuto all'azione degli agenti atmosferici; presenza di vegetazione infestante che, associata all'umidità e al gelo, porta ad una disgregazione del tessuto murario.

3) Umidità di risalita:

Si tratta di macchie di colore più o meno uniforme, le quali si manifestano in genere con tonalità più scure della compagine muraria. La loro forma è variabile e può dipendere dalla provenienza dell'umidità che le genera e dal grado di omogeneità del tessuto murario.

Queste macchie si trovano, per la maggior parte dei casi, nella parte bassa della muratura e sono conseguenza della risalita capillare di umidità dal suolo, oppure, come in figura in particolari località come Venezia, questa è una patologia endemica.

La manifestazione di tale fenomeno dipende dalla posizione della muratura e dalla porosità del materiale: la diffusione dell'umidità per capillarità è infatti maggiore nei laterizi e in alcune pietre, tra le quali ad esempio le pietre tufacee, talvolta presenti nei paramenti misti.



Fig. 7-3 Umidità di risalita in un ponte lagunare a Venezia

4) Efflorescenze:

Le efflorescenze sono chiazze biancastre, cristalline o amorfe, che si possono formare sulla superficie esterna della muratura, o all'interno dei materiali stessi (sub-efflorescenze). Vedi figura seguente.

Normalmente questo fenomeno si verifica nelle zone maggiormente esposte a sole e



Fig. 7-4 Efflorescenza amorfa su parete muraria

vento, dove la facilità di evaporazione dell'acqua è maggiore.

Le cause possono essere ricercate nell'acqua di risalita che, passando per capillarità nella muratura, porta in soluzione solfati, carbonati e nitrati. Quando l'acqua raggiunge la

superficie esterna della muratura evapora, depositando sulla superficie i cristalli salini.

5) Patina biologica:

La patina biologica si manifesta come uno strato sottile, morbido e omogeneo, aderente alla superficie e di palese natura biologica, di colore di diversa gradazione e



Fig. 7-5 Patina biologica su cornicione in muratura

tonalità, ma per lo più verde.

La patina biologica è costituita prevalentemente da microrganismi cui possono aderire polvere, terriccio, ecc.

In particolare è facile riscontrare la presenza di organismi e microrganismi biologici quali alghe, oltre a

patine discontinue di colore variabile (verde, nero, grigio) e di spessore pari a pochi millimetri. Le cause più frequenti sono da ricercare nella presenza di acqua o di umidità sulla muratura che facilita colonie di sostanze organiche.

6) Polverizzazione:

Si tratta della distruzione e polverizzazione dei giunti di malta o dei materiali lapidei costituenti la muratura stessa.

Questo degrado ha una causa chimica connessa ai solfati, che vengono a formarsi sulla superficie della muratura, ed essendo solubili in acqua sono anche dilavabili. In tal caso gli interventi consigliati sono la pulitura meccanica della superficie mediante una spazzola per eliminare il materiale incoerente; lavaggio della muratura con acqua; il rilivellamento dei giunti con malta dalle caratteristiche chimico-fisiche analoghe a quella esistente. Eventuali interventi di scuci-cuci nelle zone di muratura maggiormente colpite da tale fenomeno di degrado.

7) *Esfoliazione:*

Infine, l'esfoliazione è un degrado che si manifesta attraverso il distacco di croste e placche di spessore variabile da qualche millimetro a qualche centimetro; lo strato che è situato immediatamente al di sotto della placca staccatasi spesso è ridotto



Fig. 7-6 Esfoliazione in atto su blocchi murari

in polvere. Il distacco è anticipato da un leggero rigonfiamento del paramento. Si verifica normalmente nelle parti più umide della muratura.

8. TIPOLOGIE DI INTERVENTO DI RIPRISTINO

Il problema della manutenzione delle infrastrutture civili presenti in un tracciato ferroviario ricopre particolare importanza per una moderna gestione di una rete ferroviaria sia perché implica un costo molto elevato e sia perché ha conseguenze sui livelli di sicurezza.

Per interventi di ripristino innanzitutto si intende quella serie di accorgimenti che vengono presi allorché si decidano misure correttive destinate a riparare un difetto specifico o il deterioramento di un aspetto funzionale, per ricreare le condizioni iniziali dell'opera. Un ponte in muratura può presentare molteplici difetti con diversi gradi di gravità, e quindi può essere utile e vantaggioso coordinare gli interventi affinché le problematiche vengano risolte contemporaneamente, minimizzando i tempi di interruzione del servizio del ponte.

La prima fonte di informazioni a disposizione del committente è la relazione sulla sicurezza del ponte in seguito ad ispezione, in cui sono elencate le azioni necessarie al manufatto sia a breve termine (le azioni di manutenzione, conservazione o riparazione), sia a lungo termine (ripristino o la ricostruzione completa).

Ci sono due diversi livelli a cui l'intervento sui ponti in muratura può essere operato:

- manutenzione ordinaria, ad esempio ripareggiare i giunti di malta, che è un intervento di natura preventiva;
- riparazione, ad esempio il rimpiazzo della muratura danneggiata, che è un intervento di natura correttiva.

E' essenziale, come detto, che la causa del deterioramento sia compreso e che gli effetti di ogni rinforzo o riparazione siano considerati prima di iniziare ogni attività sul ponte. In tutti i casi dev'essere tenuto in grande importanza il fatto che i ponti ad arco in muratura derivano la propria robustezza e resistenza, ed inoltre la loro tolleranza agli spostamenti dalla loro capacità di articolarsi, caratteristica questa che ne definisce la loro peculiare natura strutturale.

Particolare cura è richiesta quando l'intervento è necessario soltanto su una campata di un ponte multicampata, ed infatti, in quest'ottica si può sintetizzare, in risposta agli studi condotti, che laddove possibile, l'intervento deve tentare di evitare l'invasività nelle modalità di utilizzo dei nuovi materiali impiegati rispetto a quelli già esistenti.

Alcune volte le opzioni di riparazione e rinforzo sono limitate o la loro esecuzione viene complicata dalla presenza di precedenti lavori sul ponte. In tal caso però la reazione del ponte a interventi antecedenti, ed il successo di questi ultimi, può fornire utili informazioni per la valutazione dei potenziali effetti degli interventi che invece si vogliono eseguire in futuro, con ottime indicazioni sulla loro probabilità di successo.

Qui di seguito verranno presentati i principali tipi di intervento di manutenzione e quindi ripristino. Gli interventi di rinforzo strutturale, ad esempio laddove sia richiesto un aumento di resistenza, che è un intervento finalizzato ad un miglioramento delle caratteristiche prestazionali del manufatto, verranno trattati nel capitolo successivo, in relazione all'argomento di primario interesse di questo lavoro, ovvero l'adeguamento sismico.

I primi quattro trattamenti ovvero il ripristino delle malte, la riparazione di mattoni o pietre scheggiate o delaminate, sostituendo le pietre mancanti, e la rimozione di gunite si applicano a tutti i componenti del ponte. I trattamenti rimanenti sono suddivisi per ogni specifica componente del ponte.

8.1. Interventi di ripristino di carattere generale

8.1.1. Il ripristino delle malte

Il ripristino delle malte è il processo di sostituzione della malta deteriorata esterna con della nuova. Mantenere in buono stato della malta è una parte essenziale per il prolungamento della vita di un ponte in ad arco in muratura. La malta impedisce all'umidità di penetrare tra pietre e mattoni, consente all'umidità nella muratura di essere espulsa, e costituisce una barriera per piante e radici che con la crescita possono provocare fessurazioni e la loro infiltrazione

nella struttura, inoltre fornisce un certo grado di resistenza alla trazione che la muratura a secco non ha. Il ripristino delle malte deve essere intrapreso solo quando vi è evidenza di deterioramento, come malta in disintegrazione, crepe nei giunti, spazi tra i giunti di malta e mattoni, pietre e mattoni sciolti, o superfici umide.



Fig. 8-1 Esempio di deterioramento della malta in disgregazione

Le riparazioni di ponti in muratura sono spesso intraprese ripristinando e stuccando con cementi Portland. Come legante eminentemente idraulico, il cemento Portland è resistente alla dissoluzione in ambienti aggressivi come quelli dei ponti. Tuttavia, cementi artificiali possono essere incompatibili con i materiali della muratura. La forza della muratura dipende in larga misura dalla forza del legame tra la malta e l'unità muratura, e questa è determinata dalle proprietà meccaniche della malta, che a loro volta sono dettate dalla sua composizione e dalla tecnologia di produzione. L'influenza delle malte nella durata della muratura è stato dimostrata. Ad esempio, una malta può indurre fratture nelle unità in muratura. Sotto stress, una buona malta deve comportarsi come un materiale elastico, assorbire lo stress e recuperare la sua deformazione quando scaricato, anche se contemporaneamente soffre un certo grado di deformazione plastica. Ed in questo senso, forti leganti idraulici quali il cemento Portland non tendono ad assorbire le deformazioni trasferendo così tensioni nella muratura adiacente, provocando successivamente rotture fragili in tali elementi.

8.1.2. Riparazione di spalling e delaminazione

Per *spalling* si intende la scheggiatura o sfaldatura fuori della superficie esterna di una parete o superficie di un mattone o pietra. La delaminazione invece si riferisce alla separazione dei vari strati costituenti gli elementi della muratura.

Lo sfaldamento e la delaminazione sono in grado di creare spazi nei giunti tra un elemento e l'altro, permettendo all'umidità di infiltrarsi nella struttura.

8.1.3. Rimpiazzo di pietre/mattoni mancanti

Questo trattamento consiste nel sostituire una singola pietra/mattone o comunque un numero limitato di essi. Esso non contempla interventi più importanti. La mancanza di singoli elementi comunque può anche essere sintomatico di problemi ben più gravi del ponte.

8.1.4. Rimozione di calcestruzzo, rivestimenti di gunite, calcestruzzo proiettato, o altri cappotti esterni

Si riferisce al processo di rimozione di cemento, gunite / calcestruzzo o altri rivestimenti esterni che in passato sono stati eseguiti e si sono rivelati inappropriati. Questi rivestimenti possono intrappolare l'umidità, rendendo la malta soggetta a danneggiamento per cicli di gelo-sgelo. I danni provocati dal gelo possono provocare fessure nella gunite / calcestruzzo spruzzato e nella malta del ponte, che portano a loro volta ad un'ulteriore penetrazione dell'acqua con conseguenti maggiori danneggiamenti.

8.2. Interventi di ripristino per componente del ponte

Gli interventi riguardanti le arcate, i timpani e le pile/spalle del ponte verranno affrontati nel capitolo successivo, essendo essi elementi eminentemente strutturali, e quindi legati alle caratteristiche prestazionali del ponte.

8.2.1. Riparazione / ripristino dei parapetti danneggiati o mancanti

L'altezza del parapetto e la sua forma possono essere caratteri specifici di un ponte in muratura, ed i parapetti sono anche una delle parti più frequentemente danneggiate dei ponti in muratura in genere, principalmente a causa dell'impatto di veicoli, anche

se ciò si manifesta rarissimamente nel caso dei ponti ferroviari. Anche la mancanza dei copponi di rivestimento o la loro sostituzione in maniera poco accurata con elementi di altri materiali possono portare a dannose infiltrazioni d'acqua.



Fig. 8-2 Danneggiamento a carico di parapetti

8.2.2. Interventi sul materiale di riempimento

Storicamente i ponti ad arco in muratura sono stati generalmente riempiti con terra o altri materiali di basso pregio ottenuti nei lavori di realizzazione del ponte o comunque estratti nelle sue vicinanze. La sostituzione del materiale di riempimento può aiutare a migliorare il drenaggio, in particolare se del materiale geotessile viene stratificato con esso, e può aiutare a correggere i problemi dei timpani e delle arcate. La decisione sul tipo di riempimento da utilizzare in caso di riparazione o restauro di un ponte dovrebbe essere basata su fattori quali il miglioramento del drenaggio e delle sue caratteristiche più tipicamente ingegneristiche, quale il modulo elastico ed il suo peso che possono influire sul comportamento strutturale del ponte.

8.2.3. Interventi a carico delle fondazioni di pile e spalle

La correzione di problemi in fondazione è importante, com'è ovvio, per il buon mantenimento nel tempo dei ponti in generale, non solo per quelli in muratura. Le fondazioni dei ponti e viadotti in muratura sono in genere di tipo superficiale, quindi particolarmente vulnerabili alla vibrazione indotte da traffico veicolare ed alla subsidenza dovuta a variazioni nel livello della falda, mentre nelle fondazioni profonde i cedimenti possono essere legati all'imputridimento dei pali di legno sempre per effetto della variazione nel livello di falda. Nei ponti e viadotti a più

campate poi, i cedimenti differenziali delle fondazioni causano l'alternarsi di fenomeni di schiacciamento ed allentamento nei conci negli archi adiacenti.

Nel caso dei ponti, a differenza dei viadotti, l'aumento del rischio di erosione a causa di alluvioni più importanti di quelle previste in fase di progetto, generalmente inadeguate secondo gli standard e le normative vigenti, possono costringere ad intervenire nella protezione delle pile e spalle con l'approfondimento tramite pali le fondazioni già esistenti, e proteggerle con incamiciature di vario tipo dall'azione idraulica.

La venuta meno del terreno sottostante alla fondazione a causa di fenomeni legati all'erosione possono causare effetti devastanti alla stabilità, poichè la struttura di un ponte in muratura non è coesa come può esserlo quella in calcestruzzo o meglio in acciaio, e quindi il relativo scollamento dei vari elementi lapidei a causa di un



cedimento parziale del suolo fondale può comportare la perdita di veri e propri pezzi di struttura, che andrà via via accelerandosi mano a mano che la zona interessata dal cedimento cresce. La bonifica dall'erosione, interessando una zona posta al di sotto della superficie dell'acqua, e quindi non visibile, può comunque consentire il ricorso a tecniche all'avanguardia, senza incappare in problematiche relative all'adeguatezza o meno di queste tecniche rispetto all'impatto estetico sul ponte esistente. Queste possono essere sistemi di palancole e paratie od il semplice approfondimento delle fondazioni, in modo tale da renderle portanti nonostante il fenomeno erosivo più in superficie. Inoltre un altro problema legato alle spalle del ponte sono gli impatti con oggetti esterni, come veicoli di varia natura.

Ad ogni modo gli interventi a favore delle pile e spalle, come già detto, verranno affrontati anche nel capitolo successivo a riguardo di un loro rinforzo.

9. TIPOLOGIE DI RINFORZO STRUTTURALE

In questo capitolo verranno presentate le principali modalità di intervento per migliorare la capacità di resistenza di una struttura rispetto a sollecitazioni esterne.

In ogni caso, è necessario precisare che, poichè ad oggi si ritiene che buona parte dei ponti in muratura debbano garantire il proprio stato di servizio ancora per un tempo considerevole in futuro, una volta che si è deciso di intervenire su un ponte esistente è importante non compiere interventi che possano compromettere, a favore di un temporaneo miglioramento prestazionale, la sua durevolezza, come ad esempio incrementare il regime tensionale in esercizio a tal punto da comportare una riduzione della vita utile del ponte a causa di un raggiungimento prematuro del limite a fatica. Ad esempio, modificare la natura e/o la rigidità di un elemento del ponte può comportare una redistribuzione delle tensioni causando una sovrasollecitazione di un altro elemento che non per forza sarà in grado di sostenere in modo prolungato e ripetuto.

Sempre nell'ottica di un rafforzamento strutturale invece, l'adeguamento sismico, detto anche "seismic retrofit", è la modifica delle strutture esistenti per renderle più resistenti all'attività di un terremoto, o al cedimento del suolo a causa dello stesso. Gli effetti sismici è notorio come siano proporzionali alle masse, e pertanto, come detto in precedenza, le masse moderne comportano effetti sismici maggiori che in passato a parità di azione sismica al piede, ed un caso emblematico d'incremento dei carichi permanenti è proprio rappresentato dall'impalcato dei ponti in muratura (massicciata, strato di usura, manto). E' importante tenere a mente comunque, che anche se le prestazioni possono essere notevolmente migliorate attraverso una corretta progettazione iniziale o successive modifiche, non esiste struttura che sia a prova di qualsiasi terremoto.

Ad ogni modo, gli elementi che hanno grandissima rilevanza strutturale in un ponte ad arco in muratura sono le arcate vere e proprie e i timpani, e quindi, come ora vedremo, i rinforzi strutturali sono specialmente orientati alla cura di queste componenti.

9.1. FRP, polimeri rinforzati con fibre di varia natura

FRP è l'acronimo di fiber reinforced polymer, polimeri rinforzati con fibra di carbonio, fibra di vetro o fibra aramidica.

Il successo dei materiali FRP deriva essenzialmente da tre proprietà: la maggiore durabilità del materiale rispetto agli acciai tradizionali, la leggerezza e la possibilità di ottimizzare le proprietà meccaniche del materiale per lo scopo specifico dell'intervento. Su quest'ultimo aspetto bisogna chiarire che, sebbene siano infinite le possibilità di combinazione di filamenti, numero di strati e orientamenti, solo alcune definite famiglie di prodotti FRP sono destinate ad un uso corrente nel rinforzo di ponti in muratura.

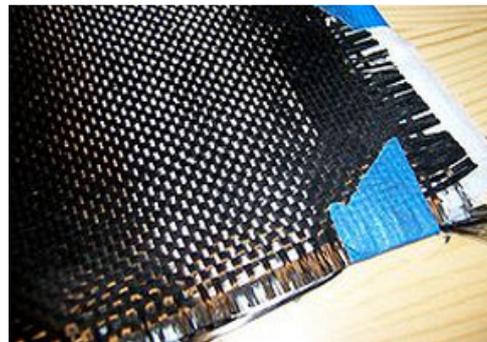


Fig. 9-1- Tessuto in fibra di carbonio

Esiste, infatti, una notevole differenza tra fibre di carbonio, di vetro e di aramide, in particolare per quanto riguarda:

- le proprietà meccaniche di resistenza e modulo elastico in trazione;
- la durabilità all'esposizione ambientale;
- il fenomeno del rilassamento o creep.

Prima di tutto è necessario ricordare che le fibre prima citate non individuano un solo

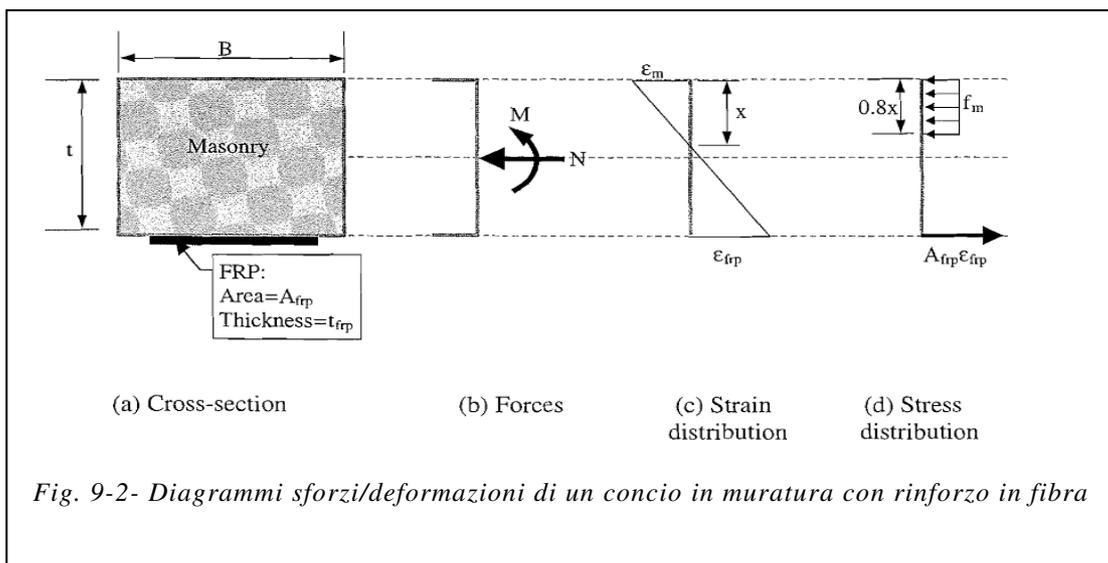


Fig. 9-2- Diagrammi sforzi/deformazioni di un concio in muratura con rinforzo in fibra

prodotto. Così come per l'acciaio vi sono diverse qualità, anche tra le fibre di vetro e tra le fibre di carbonio esistono differenti qualità.

La resistenza media della famiglia dei filamenti di carbonio varia da 1900 MPa a 4900 MPa, al contempo i moduli elastici variano da 640 GPa a 230 GPa.

I filamenti di carbonio, pertanto, possiedono rigidezze e resistenze maggiori degli acciai da costruzione, anche se di fatto non possiedono una riserva plastica. Sono indicati per tutti gli interventi di rinforzo a flessione e a taglio, in special modo dove esistono fatica o elevati stati tensionali permanenti.

La resistenza media della famiglia dei filamenti di vetro varia da 2500 a 3500 MPa, al contempo il modulo elastico in trazione varia da 60 a 80 GPa. I filamenti di vetro, pertanto, pur possedendo anch'essi resistenze superiori all'acciaio, hanno bassi moduli elastici. Questi materiali, sono indicati per interventi di fasciatura, di contenimento dello stato fessurativo e in tutte quelle applicazioni dove il regime tensionale permanente è modesto. Per quanto riguarda la durabilità, i filamenti più comuni di fibra di vetro si sciolgono in ambiente alcalino.

Il calcestruzzo è, pertanto, potenzialmente molto pericoloso per i filamenti di vetro qualora si venissero a trovare scoperti dal loro polimero di impregnazione. Infine, i filamenti di fibra aramidica hanno resistenze e moduli elastici intermedi rispetto ai due precedenti. L'impiego di questi materiali nei ponti in muratura è specialmente legato al rinforzo delle arcate, con la fasciatura dell'intradosso, potenziandone



Fig. 9-3 Applicazione di FRP all'estradosso dell'arco di un ponticello

enormemente la capacità di resistenza a trazione, ma l'uso dei fogli di FRP può anche prevenire lo sviluppo di fessure longitudinali.

I compositi FRP, come detto, sono molto leggeri e quindi facili da gestire in cantiere, dove i lavori di costruzione possono essere eseguiti velocemente e senza l'impiego di

macchinari pesanti. Il problema della corrosione non è di grande rilevanza per gli FRP essendo virtualmente resistenti agli attacchi chimici. L'efficacia di tale accorgimento è stata dimostrata da diversi studi, in cui si è osservata anche un notevole incremento di prestazione dell'arco con l'uso di ridotte quantità di fibre rinforzate, applicate nelle posizioni in cui precedentemente si erano individuate le potenziali cerniere plastiche tramite il metodo cinematico.

L'adeguamento all'azione sismica orizzontale può essere ottenuto realizzando un ideale traliccio reticolare pseudo-orizzontale. Le aste tese del traliccio debbono essere costituite dagli apporti esterni in FRP, mentre le aste compresse sono costituite da porzioni di massa muraria.

9.2. Rinforzo delle pile con (micro)pali in acciaio

Per evitare il ribaltamento delle pile, fornendo loro capacità di resistenza a trazione ed anche resistenza allo scorrimento sotto forza sismica, oltre che per migliorarne la capacità portante, esse devono essere rafforzate mediante l'uso di mini (micro) pali, che si estendono dalla sommità dei pilastri fino ad un minimo di 5 m nella roccia o terreno sottostante i plinti esistenti. Questi possono venire disposti inclinati, per meglio offrire resistenza alle azioni sia longitudinali che trasversali del sisma. Importante è da tenere nel dovuto conto nello studio sismico, nel caso si tratti di pile da ponte, anche degli effetti idrodinamici dell'acqua dopo la scossa tellurica.

9.3. Trattamenti di superficie

I trattamenti di superficie sono metodi comuni, che sono stati ormai ampiamente sviluppati attraverso l'esperienza sul campo. I trattamenti di superficie incorporano diverse tecniche quali il ferrocemento, l'intonaco armato e il calcestruzzo proiettato. Per loro natura questi trattamenti coprono l'esterno della muratura e colpiscono l'aspetto architettonico o storico della struttura.

9.3.1. Ferrocemento

Il ferrocemento consiste in strati ravvicinati con maglie di fili d'acciaio sottili in cui il rapporto di armatura è del 3-8%, completamente annegato in una malta cementizia (10-50 mm di spessore) ad elevata resistenza (15-30 MPa).

La malta viene disposta sulla maglia in acciaio rivestendo quest'ultima con spessore uno di rivestimento di 1-5 mm. Le proprietà meccaniche del ferrocemento dipendono

dalle proprietà della rete. Tuttavia, la miscela di malta tipica è costituito da una parte di cemento, che può essere integrata con fibre di polipropilene. Al fine di ridurre il costo della malta, è possibile sostituire il



Fig. 9-4 Trama della rete d'armatura per struttura in ferrocemento

20% di cemento da ceneri volanti; questa sostituzione aumenta la durabilità e diminuisce la porosità totale con un effetto limitato sulla resistenza complessiva del ferrocemento. Il ferrocemento migliora il comportamento sia nel piano che fuori piano. La maglia aiuta a confinare le unità in muratura dopo la fessurazione e migliora così la capacità di deformazione anelastica nel piano.

9.3.2. Calcestruzzo spruzzato

In questo caso degli strati di calcestruzzo vengono spruzzati sulla superficie di una parete in muratura sopra una maglia di ferri d'armatura. Lo spessore del calcestruzzo può essere adattato alla domanda sismica. In generale, lo spessore di sovrapposizione è di almeno 60mm. Secondo alcuni pareri, è necessario un agente legante come le resine epossidiche affinché venga sviluppato un adeguato legame mattone-calcestruzzo. In ogni caso si è soliti trasferire lo sforzo di taglio nell'interfaccia calcestruzzo-muratura con l'utilizzo di tasselli da taglio (6-13 mm di diametro per una lunghezza di 25-120 mm) fissati con resina epossidica o malta di cemento nei

fori praticati nella parete in muratura. Il retrofit effettuato con calcestruzzo spruzzato aumenta significativamente il carico di rottura delle superfici rivestite, anche se alcuni test hanno rivelato come invece il carico a rottura a carico ciclico non subisca



rilevanti migliorie.

L'applicazione del calcestruzzo spruzzato viene impiegato per riparare e rinforzare volte che soffrono di gravi difetti come distorsione delle arcate, muratura deteriorata e rotture gravi, e quindi dove evidentemente ci sia un'inadeguatezza nella

capacità di sopportare i carichi in esercizio. Uno dei vantaggi di questa soluzione poi è la ridotta interruzione del servizio. Per contro, essa altera l'aspetto del ponte, riducendo la luce al di sotto dell'arco, ed impedisce successive ispezioni per verificare le condizioni della volta.

9.3.3. Iniezioni di malta e resina epossidica

L'iniezione di miscele è una tecnica di rafforzamento diffusa, in quanto non altera l'estetica e le caratteristiche architettoniche degli edifici esistenti. Lo scopo principale delle iniezioni è quello ripristinare l'integrità originale della parete, o migliorare le caratteristiche meccaniche e per riempire i vuoti e le fessurazioni che sono presenti nella muratura a causa di deterioramento fisico e chimico e/o per azioni meccaniche. Il successo di un retrofit di iniezione dipende dalla iniettabilità della miscela utilizzata, e la tecnica di iniezione adottata. La iniettabilità della miscela influenza il rinforzo della muratura in funzione delle sue proprietà meccaniche e compatibilità fisico-chimiche con la muratura stessa. Per l'iniezione, la resina epossidica viene utilizzata per fessure relativamente piccole (meno di 2 mm); mentre una miscela a base di malta di cemento si ritiene più appropriata per il riempimento

di grandi crepe e vuoti. Il meccanismo di iniezione si articola con il lavaggio delle fessure e dei buchi con dell'acqua, l'iniezione di acqua per verificare che i tubi sono attivi e l'iniezione di boiaccia con pressioni di iniezione inferiore a 0,1 MPa, attraverso ogni foro in successione. Dopo il riempimento di tutti i vuoti di grandi dimensioni, un secondo mix di malta (a base di cemento o resina epossidica) è utilizzato per le crepe più sottili. La tecnica risulta molto efficace nel ripristinare la rigidità iniziale e la resistenza della muratura. L'iniezione di una miscela cementizia è in grado di ripristinare fino a circa 0,8 volte la resistenza a compressione di una muratura non trattata e da 0,8 a 1,4 volte la rigidità.

9.4. Sella in calcestruzzo

Sostituzione del materiale di riempimento esistente con una sella di cemento armato, con cui vengono cuciti i timpani e l'estradosso delle arcate al fine di creare una struttura composita, con una maggiore stabilità e per facilitare gli accorgimenti di impermeabilizzazione. Questo tipo di soluzione viene scelta nei casi in cui ci si trovi di fronte ad una complessiva inadeguatezza nella capacità di carico congiunta a problemi di impermeabilizzazione e legati ai timpani. Gli aspetti positivi si ritrovano nella facilità che questo accorgimento garantisce nell'operare altri lavori di riparazione, innalzamento dei parapetti ed opere di impermeabilizzazione, nell'accresciuta capacità di carico in esercizio, e di fatto nell'inesistente impatto visivo. D'altro canto gli aspetti negativi si ritrovano nella lunga durata dei lavori con annessa interruzione del servizio del ponte, e nell'entità dei costi.

9.5. Armature di rinforzo

L'applicazione di ulteriori rinforzi strutturali armati punta ad incrementare la capacità strutturale dell'arco senza modificare le proporzioni del ponte e quindi il suo aspetto. Anche in questo caso le indicazioni di impiego sono legate alla scarsa capacità portante della volta ad arco. Hanno il vantaggio di essere un intervento molto meno distruttivo della sella e della lastra in calcestruzzo di cui si parlerà a breve, e se

adeguatamente impiegate consentono migliorie alla capacità di carico rispetto a specifiche sollecitazioni.

L'unico inconveniente è che la loro modellazione ed analisi risulta più complessa, dovendo procedere a verificare locali e non d'insieme.

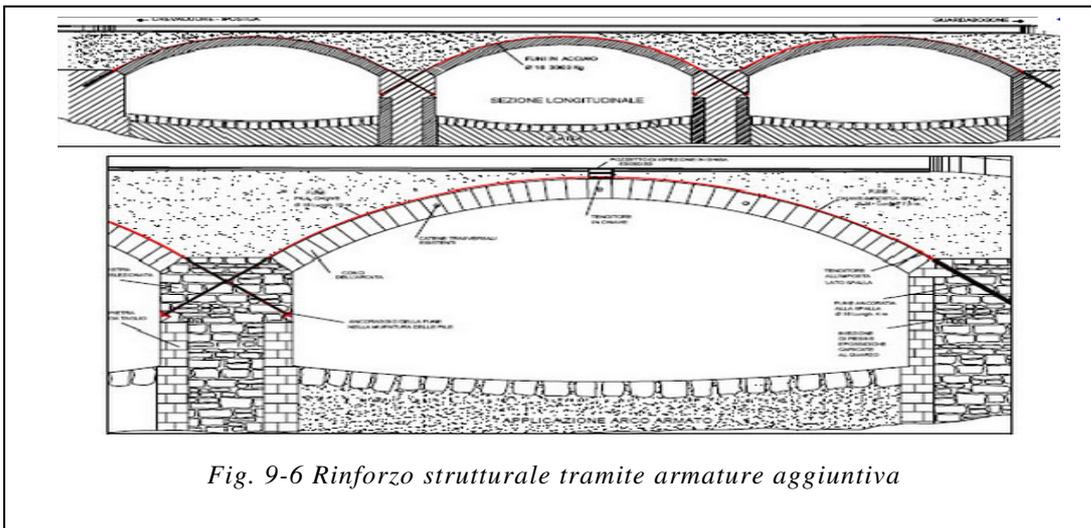


Fig. 9-6 Rinforzo strutturale tramite armature aggiuntiva

9.6. Lastra "d'alleggerimento"

L'installazione di una lastra orizzontale rinforzata in calcestruzzo su una superficie piana al di sopra delle volte, estesa fin sopra le spalle ha lo scopo di incrementare la capacità di trasporto degli archi e di eliminare addizionali forze orizzontali sulle imposte delle arcate. L'impiego di questa soluzione, piuttosto costosa, e che implica un'interruzione dal servizio abbastanza prolungata, è consigliata nei casi in cui ci sia un'inadeguato materiale di riempimento e un'insufficiente capacità portante generale del ponte.

9.7. Ispessimento del piano viario

L'applicazione di uno spessore aggiuntivo del piano viario del ponte distribuisce i carichi accidentali più uniformemente sull'arco e può causare anche un incremento della capacità di carico della struttura. E' chiaro però che comunque si tratta di accorgimenti più utili per i ponti stradali. Ad ogni modo, a fronte di minori costi,

essa causa un'interruzione del servizio dell'opera senza migliorare l'aspettativa di vita del ponte, e senza mettersi al riparo da ulteriori interventi.

9.8. Arcate collaboranti

I rivestimenti strutturali (generalmente acciaio ondulato o rivestimenti prefabbricati in calcestruzzo, ma anche calcestruzzo gettato in opera) vengono installati sotto la struttura ad arco esistente per fornire un meccanismo di supporto secondario all'arcata deformata o deteriorata. Si ricorre a questo tipo di intervento allorché si manifesti una generale insufficienza della capacità di carico dell'arco, o anche quando si debbano risolvere problemi legati ai timpani ed alla impermeabilizzazione. Anche in questo caso l'intervento ha ridotto o nullo impatto visivo. Dal punto di vista dell'azione svolta, in questo caso la struttura esistente assume ridondanza nei confronti del rivestimento realizzato, contribuendo insieme a sostenere i carichi esterni, siano essi variabili o sismici. Questo tipo di intervento, come vedremo nel capitolo 12 è stato impiegato nel caso del Ponte Master 14, e quindi gli verrà dato maggiore spazio in seguito.

9.9. Post-tensionamento

Il post-tensionamento comporta una forza di compressione applicata alla parete in muratura, che nel caso dei ponti sono i timpani, e questa forza neutralizza le tensioni di trazione derivanti dai carichi laterali dovuti alle spinte statiche o dinamiche del riempimento. I tiranti di post-tensionamento vengono di solito utilizzati sotto forma di barre di acciaio, oppure di cavi dello stesso materiale. Un grave inconveniente per questa tecnica è la corrosione. Tuttavia, l'impiego di polimeri rinforzati con fibre rappresenta una promettente soluzione a questo problema. I tiranti sono collocati sia all'interno di un tubo di acciaio sia direttamente all'interno di fori praticati attraverso la parete da rinforzare. I fori sono poi riempiti con calcestruzzo jettiniettato. In tal caso, i tiranti sono completamente vincolati (cioè non sono liberi di muoversi nei fori). Tuttavia, i fori possono essere lasciati non stuccati e questo semplifica la

procedura e permette di rafforzare manutenzione in futuro, consentendo il ri-tensionamento, o anche la rimozione delle barre di precompressione. L'ancoraggio in post-tensione nella muratura è più complicato che nel c.a. in quanto la muratura ha una resistenza a compressione inferiore, e quindi si deve porre attenzione in prossimità delle piastre per i fenomeni di intagliamento. Anche per questo intervento verranno dati maggiori dettagli in seguito, essendo stato impiegato nel caso del Ponte Master 15.

10. I METODI DI ANALISI

Dal punto di vista delle caratteristiche meccanico-geometriche dei ponti da tenere conto in quanto fortemente influenti sul loro comportamento sismico si sono individuati i seguenti aspetti:

- a) Materiale
- b) Numero di campate
- c) Rapporto freccia luce
- d) Rapporto spessore e luce delle arcate
- e) Snellezza delle pile
- f) Snellezza delle spalle
- g) Caratteristiche del materiale di riempimento.

La normativa vigente, in quanto ad analisi sismiche per la muratura prescrive le seguenti tre tipologie, tutte e tre quindi valide, ma con peculiarità che le rendono variamente indicate a seconda dell'aspetto sul quale si sta focalizzando l'analisi.

La normativa quindi prevede:

- a) Analisi statica lineare
- b) Analisi statica non lineare (o Pushover)
- c) Analisi dinamica lineare

Nel corso di questo lavoro di tesi si è ricorsi alla seconda delle tre tipologie, in quanto di nostro interesse era definire la curva di capacità ed il moltiplicatore di carico che portasse a collasso la struttura in esame.

Le metodologie di analisi invece, si distinguono per due possibili approcci differenti:

- a) Metodo dell'analisi limite dell'equilibrio (o metodo cinematico)
- b) Modellazione F.E.M.

Di seguito vengono descritti nei dettagli i fondamenti teorici dei due approcci.

10.1. Lo studio dell'arco

L'arco è un elemento strutturale vincolato e sagomato in modo tale che i carichi su di esso generino prevalentemente sforzi di compressione. L'assenza quasi totale dei momenti flettenti nelle sezioni dell'arco si può avere solo per i carichi fissi e purché si scelga una opportuna forma dell'arco ; viceversa i carichi accidentali assumono posizioni diverse facendo insorgere effetti flessionali.

10.1.1. La statica dell'arco

Per studiarne i meccanismi ed il funzionamento si devono definire preliminarmente due concetti: la linea d'asse, come luogo dei baricentri delle sezioni dell'arco (è la linea con cui viene indicato schematicamente l'arco) e la linea delle pressioni o poligono funicolare dei carichi.

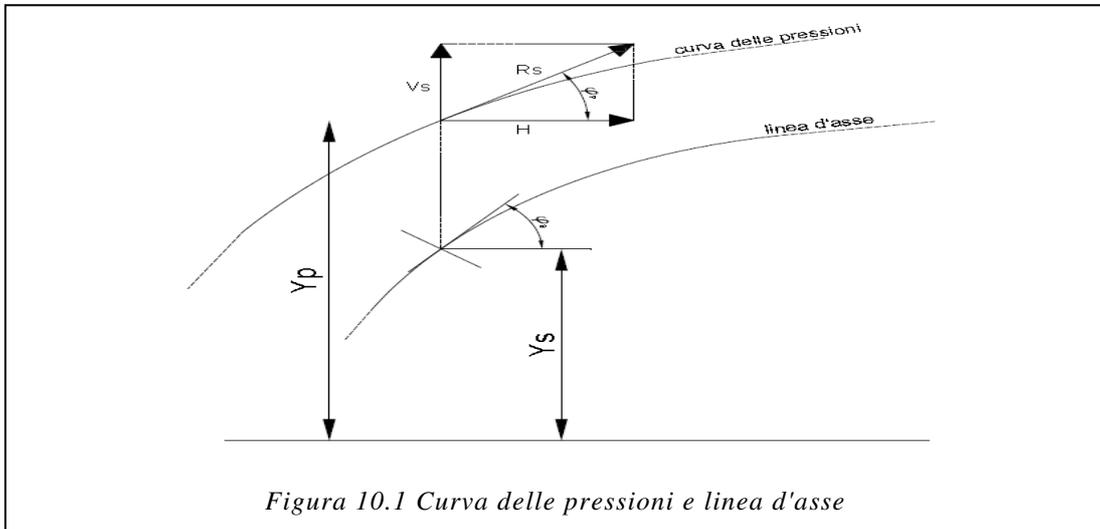
Il poligono funicolare è definito come quella linea la cui tangente in ciascun punto è coincidente con la retta d'azione della risultante di tutte le forze (reazioni vincolari interne), comprese le reazioni vincolari che precedono quel punto procedendo da un capo all'altro della struttura. Essa inoltre, per come è stata definita, gode della proprietà che il momento rispetto ad un suo punto di tutte le forze che lo precedono è nullo. Si può anche definire poligono funicolare la configurazione di una fune priva di peso proprio appesa a due estremi e soggetta a dei carichi concentrati o distribuiti.

La curva delle pressioni è formata da una spezzata nel caso di soli carichi concentrati mentre sarà curvilinea nel caso di carichi ripartiti. La sua equazione è data da:

$$\frac{d^2y}{dz^2} = -\frac{q(z)}{H}$$

dove H è il modulo della reazione orizzontale alla base dell'arco , $q(z)$ è la funzione che rappresenta il carico distribuito e $y(z)$ è la funzione che rappresenta la curva delle pressioni. Naturalmente se il carico $q(z)$ è costante, allora la curva delle pressioni è parabolica. Se il carico $q(z)$ è lineare la curva delle pressioni è cubica , ecc.

Le caratteristiche di sollecitazione nell'arco sono ovviamente governate dalle equazioni indefinite d'equilibrio della trave ma possono anche essere calcolate una volta note le reazioni vincolari, la linea d'asse e la linea delle pressioni.



Raggiungendo la coincidenza fra la curva delle pressioni e la linea d'asse, si possono utilizzare anche materiali non resistenti a trazione come il laterizio od il calcestruzzo non armato. Operativamente una condizione necessaria ma non sufficiente per raggiungere la coincidenza fra le due linee, è la presenza di soli carichi distribuiti come il peso proprio, neve, folla, ecc. Nel caso di arco incastrato od a due cerniere sottoposto a carichi uniformemente distribuiti, la coincidenza tra le due linee si raggiunge con una forma parabolica dell'arco. Se sopra l'arco vi è un muro a sommità orizzontale, non si può più parlare di carico uniformemente distribuito, essendovi proporzionalità diretta tra altezza del muro e peso proprio. In questo caso la coincidenza delle due curve si ottiene conformando l'arco come una catenaria, forma che assume una corda appesa alle due estremità (ad uguale quota) sotto il peso proprio.

Infine per archi a tre cerniere e carichi uniformemente distribuiti si ha sempre la coincidenza della linea d'asse e curva delle pressioni e quindi l'assenza di momento flettente. Infatti, se lungo la linea d'asse il momento deve essere nullo, la curva delle pressioni passerà necessariamente per le tre cerniere. Esistendo una sola parabola che passa per tre punti, si avrà necessariamente la coincidenza delle due curve. Se i

carichi sono concentrati, nemmeno presenza delle tre cerniere porta alla condizione di coincidenza.

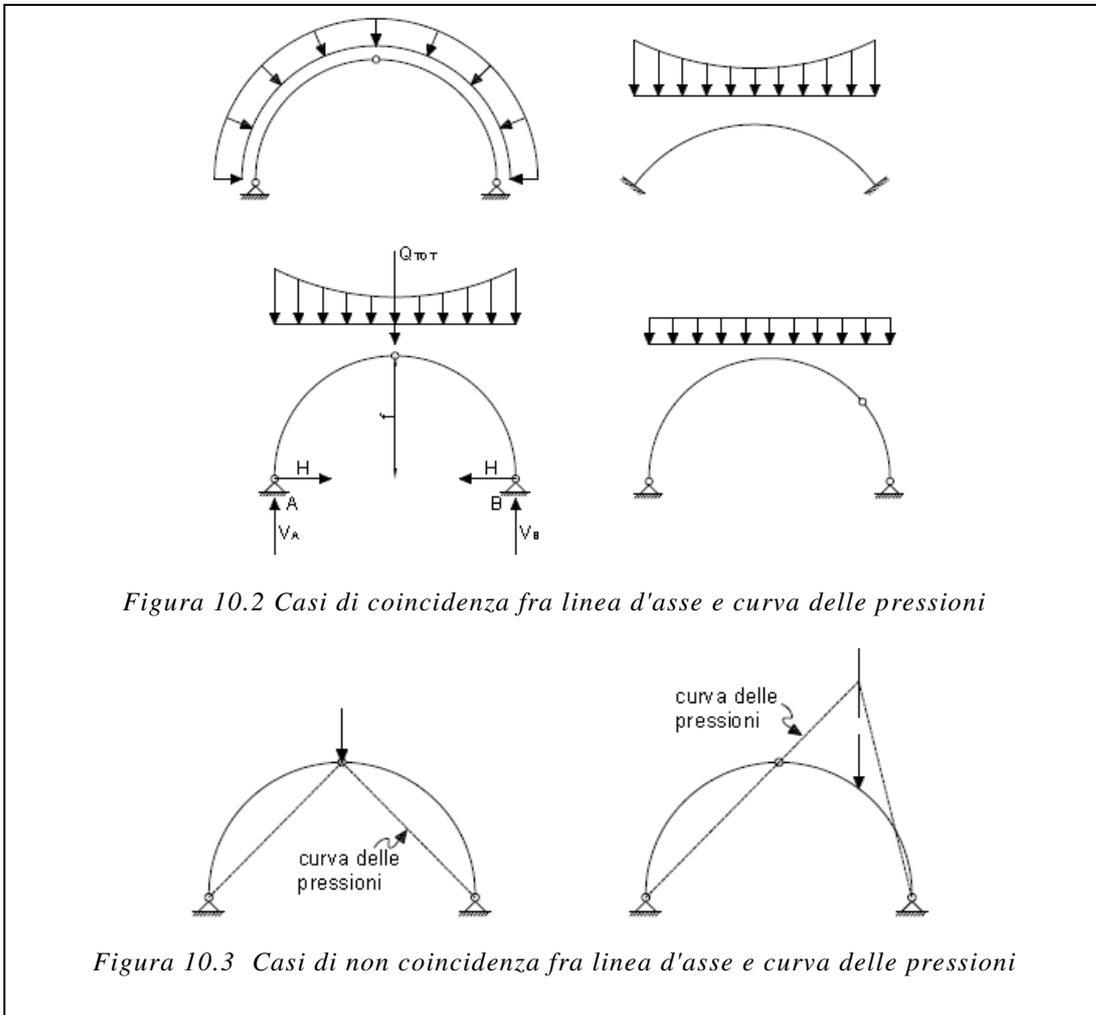


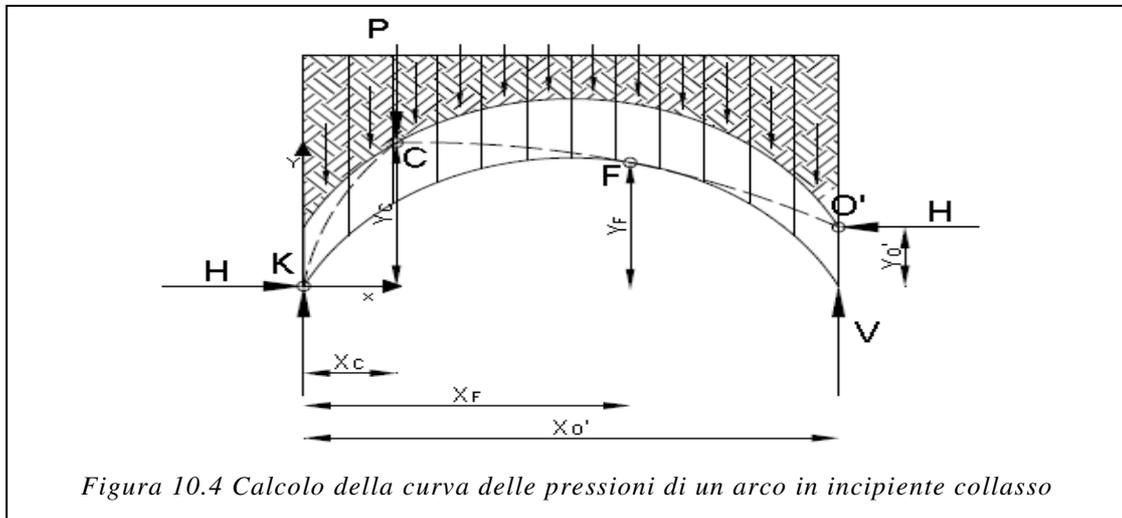
Figura 10.2 Casi di coincidenza fra linea d'asse e curva delle pressioni

Figura 10.3 Casi di non coincidenza fra linea d'asse e curva delle pressioni

Quando non si ha la coincidenza fra la linea d'asse e curva delle pressioni si hanno certamente effetti flessionali.

Il calcolo della linea delle pressioni per un arco in un stato di incipiente collasso (J. Heyman, 1982) è completamente diverso perché la curva deve passare per precisi punti, che sono i punti in cui si formano le cerniere del meccanismo di collasso. Per la ricerca della curva delle pressioni bisogna imporre l'equilibrio dei momenti attorno a ciascuna cerniera. Le forze da considerare sono le reazioni vincolari, il peso proprio dei conci dell'arco, le forze peso dei conci dell'eventuale terreno di riempimento e i carichi applicati. In questo caso il carico applicato che fa collassare

l'arco è un carico concentrato verticale ma può benissimo essere un carico concentrato orizzontale oppure un carico distribuito. L'equazione di equilibrio dei momenti nella cerniera F prende in considerazione le reazioni vincolari, il peso

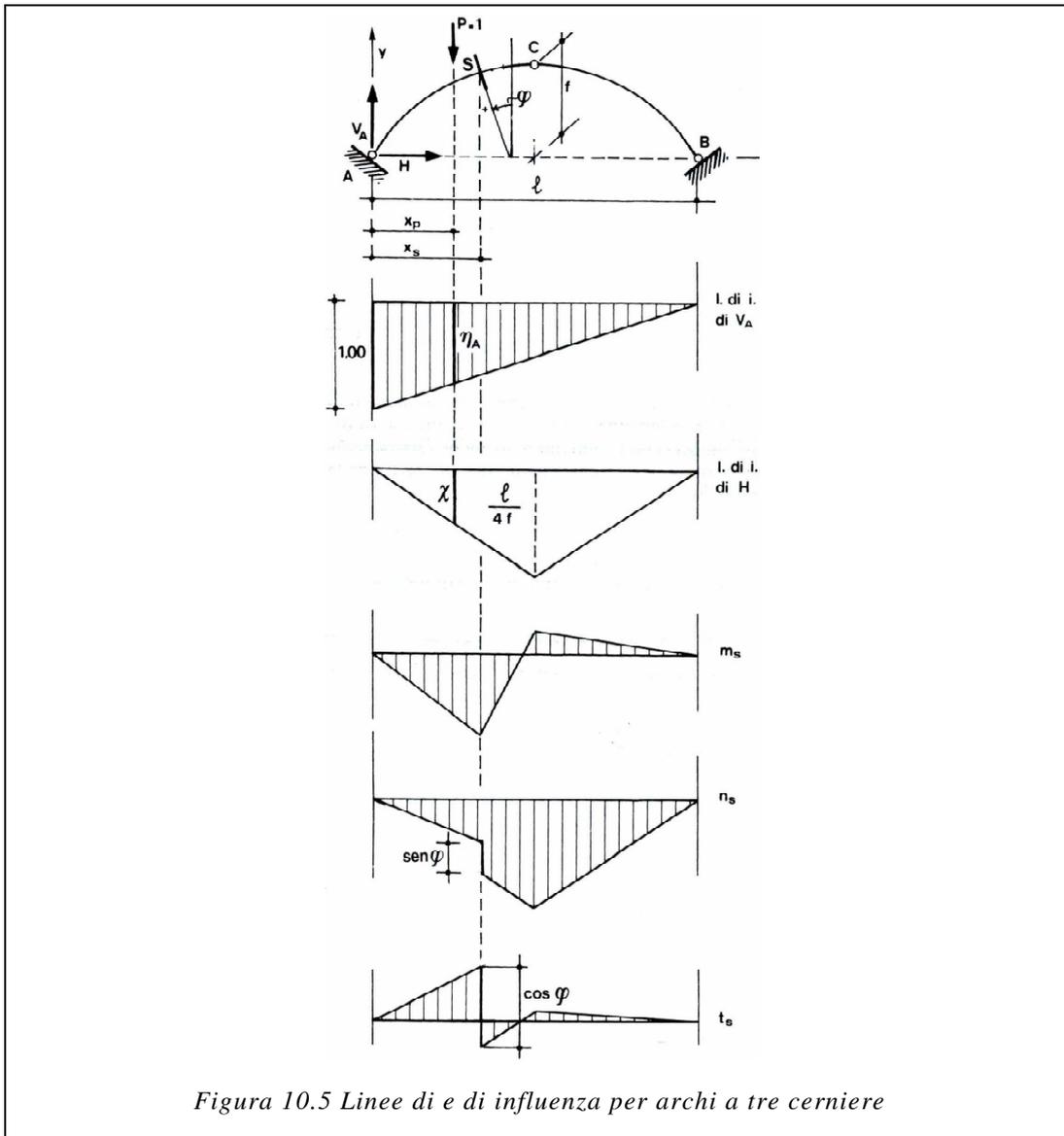


proprio dell'arco ed il terreno a destra della cerniera F. L'equazione di equilibrio nella cerniera C prende in considerazione tutte le forze a destra di C. Infine , per l'equazione nella cerniera K entra in gioco anche il carico concentrato P oltre alle reazioni vincolari , peso proprio e terreno.

Alla fine si deve risolvere un sistema lineare in tre equazioni e tre incognite. Le incognite sono la reazione verticale V, la reazione orizzontale H ed il carico P che fa collassare la struttura. In alternativa, se si conoscesse il carico P e si volesse determinare lo spessore dell'arco, la terza incognita non sarebbe più il carico P bensì lo spessore dell'arco.

Sfruttando la proprietà che il momento flettente è nullo in ogni punto della curva, è sufficiente imporre tale momento uguale a zero e si ricava lo scostamento della curva stessa dall'intradosso dell'arco.

Per studiare il comportamento in presenza dei carichi accidentali si ricorre alle linee di influenza. Le linee di influenza delle reazioni verticali in A e B sono quelle di una trave appoggiata di pari luce, mentre le linee di influenza della spinta H coincide con quella del momento in mezzeria della trave corrispondente, a meno della costante $1/f$.



La Haire nel 1712 si occupò della stabilità dell'arco, arrivando alla conclusione che l'arco collassa a causa della formazione di tre fessure: una all'intradosso della chiave e due all'estradosso all'incirca ai quarti della luce ma senza darne una collocazione ben precisa. Nel 1731 La Haire inoltre affrontò il problema del dimensionamento dei piedritti, ed assunse che il meccanismo avvenisse per eccessiva spinta della parte superiore dell'arco, provocando la rotazione dei piedritti. Egli infatti ipotizzò che ad una certa altezza dell'arco si attivi un meccanismo di scorrimento tra le facce dei conci.

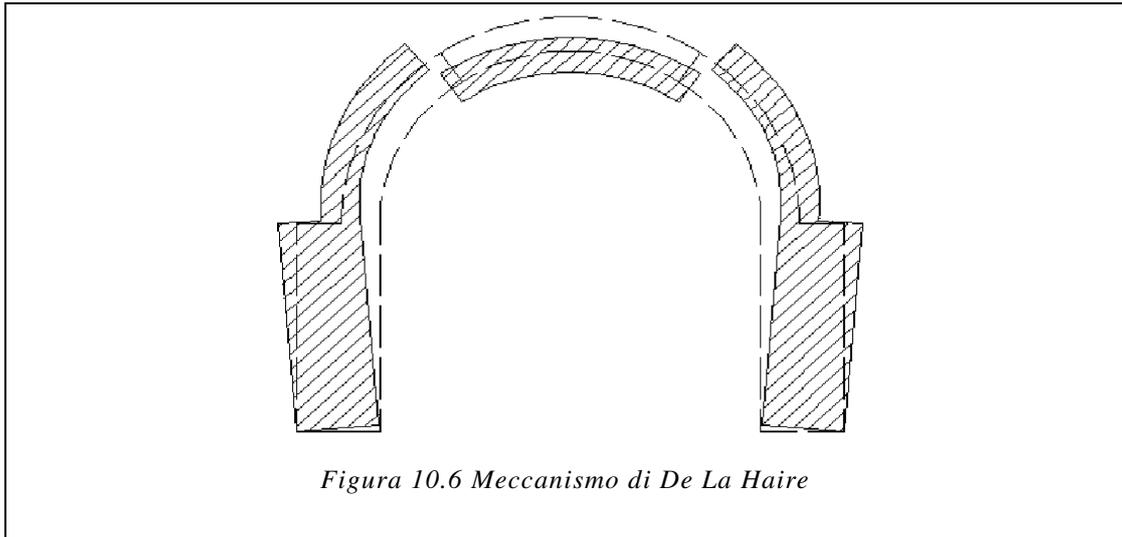


Figura 10.6 Meccanismo di De La Hire

Nel 1730 Couplet diede tre postulati necessari alla teoria dell'arco:

- resistenza nulla a trazione nella muratura;
- resistenza infinita a compressione nella muratura;
- assenza di scivolamento tra due conci successivi.

Nei suoi studi dimostrò che i due approcci di ogni problema strutturale dovevano essere basati l'uno sull'equilibrio (la statica) e l'altro sulle deformazioni (meccanismi).

Per quanto riguarda il meccanismo di collasso, arrivò alla conclusione che al collasso si formavano tre cerniere: una in chiave e due a 45° dall'orizzontale passante per gli appoggi. Da notare che egli sbagliò leggermente la posizione della cerniere laterali, le quali sono in realtà posizionate a 31° dall'orizzontale ma tuttavia l'impostazione del problema rimane corretta.

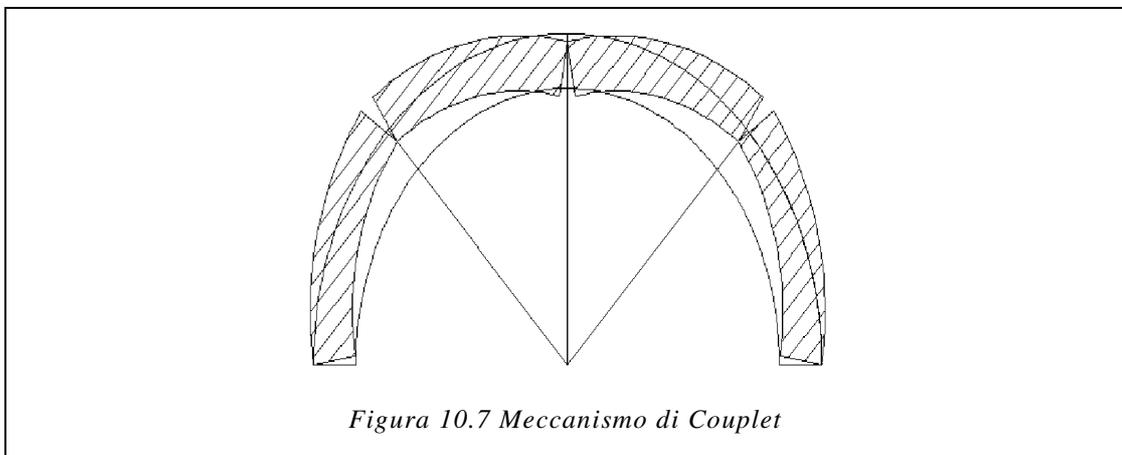
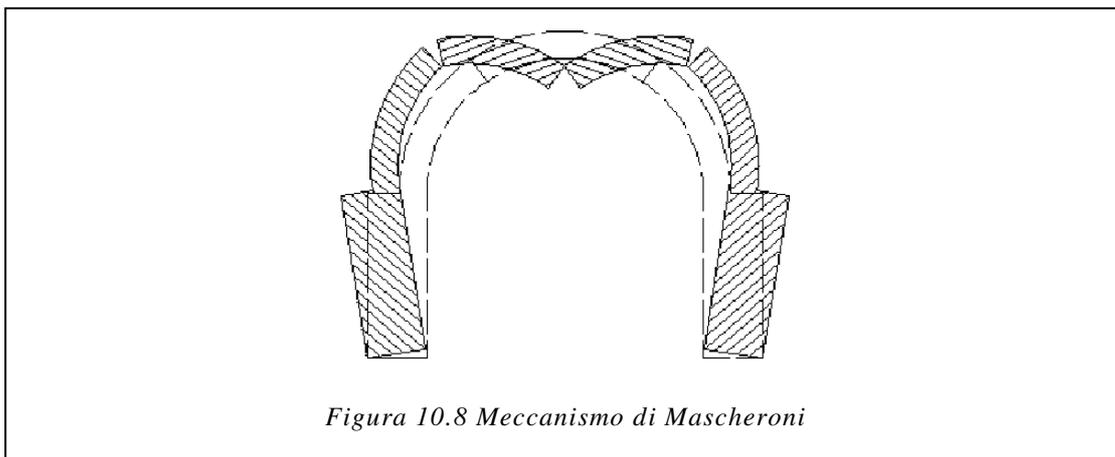


Figura 10.7 Meccanismo di Couplet

La validità delle idee di Couplet fu confermata anche da successivi esperimenti, tra cui anche quelli di Coulomb e Navier, fino ad arrivare a Mascheroni che diede nel 1785 forma analitica e rigorosa ai problemi degli archi e delle volte. Egli ipotizzò un sistema ad aste rigide determinando la condizione di equilibrio.



Castigliano quindi nel 1879 impostò un procedimento iterativo per la determinazione della linea delle pressioni nell'arco, ipotizzando la muratura non resistente a trazione.

10.1.2. La dinamica dell'arco

La verifica di un arco in muratura in condizioni di carico statico, quindi, come si è visto, è stata ampiamente trattata in passato con metodi di calcolo manuali, ma negli ultimi decenni ci si è trovati di fronte anche al problema della dinamica dell'arco, soggetto a terremoti e carichi mobili, contemporaneamente allo sviluppo di metodi di verifica agli elementi finiti, grazie al potenziamento dei calcolatori automatici. Questo nuovo metodo di verifica sembrerebbe la risposta a questi nuovi problemi di dinamica, ma l'utilizzo del metodo agli elementi finiti va fatto con senso critico nel caso di strutture in muratura, perché è noto che il laterizio è un materiale che non ha una apprezzabile resistenza a trazione. Questo è il motivo per cui è necessario ricorrere a dei modelli fortemente non lineari per poter ottenere dei risultati realistici ed affidabili.

Da studi fatti su esempi reali ed in laboratorio, è emerso che il livello tensionale negli archi in muratura è poco significativo per la verifica della sicurezza e l'entità delle deformazioni risulta essere poco interessante. Il fattore condizionante è invece l'innescò del *meccanismo di collasso*, che è formato da quattro cerniere se i carichi sono asimmetrici e cinque cerniere se i carichi sono simmetrici. Definita la *curva delle pressioni* la linea la cui tangente in ciascun punto è coincidente con la retta d'azione della risultante di tutte le forze (comprese le reazioni vincolari), le cerniere hanno origine nei punti in cui la curva delle pressioni esce dallo spessore dell'arco. L'elevato momento flettente che insorge induce, perciò, ad una forte parzializzazione della sezione. Se la curva delle pressioni giace all'interno del nocciolo centrale di inerzia, il momento flettente è di limitata entità e la sezione rimane interamente compressa. Naturalmente la scarsa resistenza a trazione della muratura, in caso di parzializzazione della sezione, porta la sezione stessa ad aprirsi riducendo ad una limitata zona di contatto la trasmissione dello sforzo di compressione tra i due conci successivi.

Se l'arco fosse realizzato di materiale resistente a trazione, si avrebbe invece una normale sezione inflessa con la trasmissione del momento flettente da una sezione a quella successiva. E' lecito pertanto fare le tre seguenti ipotesi nel metodo di verifica degli archi murari:

- 1) infinita resistenza a compressione della muratura;
- 2) resistenza a trazione nulla della muratura;
- 3) assenza di scivolamento tra due conci successivi.

La verifica di sicurezza viene condotta definendo intensità e posizione dei carichi che fanno uscire la curva delle pressioni dallo spessore dell'arco. Analogamente si può dire che la verifica consiste nel ricercare lo spessore minimo per contenerla all'interno della sagoma dell'arco.

A dimostrazione di tale affermazione ci si può avvalere di due teoremi (Clemente, 1995): il *Teorema della sicurezza* ed il *Teorema dell'unicità*.

Il teorema della sicurezza afferma che "*una struttura è sicura se può essere individuata una curva funicolare in equilibrio con i carichi esterni, giacente tutta all'interno della sagoma dell'arco*". La curva funicolare trovata non deve essere

necessariamente quella effettiva, ma una qualsiasi curva funicolare che rispetti la condizione di equilibrio ed iscrizione nella sagoma dell'arco. Inoltre non interessa l'effettiva distribuzione delle tensioni all'interno della sezione e quindi non è necessario conoscere il legame costitutivo del materiale. E' il fatto che la curva funicolare è interna alla sagoma che assicura che tra una sezione e l'altra vengano trasmessi solo sforzi di compressione.

Il teorema dell'unicità afferma che *“data una struttura con carichi permanenti immutati e soggetta a carichi accidentali che variano dal loro valore di esercizio al valore di collasso, il valore del moltiplicatore dei carichi accidentali corrispondente alla rottura è unico”*.

A seconda delle condizioni di carico, si possono effettuare le seguenti verifiche degli archi murari:

- 1) Verifica in presenza di carichi fissi
- 2) Verifica in presenza di carichi mobili
- 3) Verifica in presenza di azioni orizzontali

Qui di seguito verrà riportata solo quella in presenza di carichi orizzontali, poichè l'unica trattata nella tesi presente.

10.1.3. Verifica in presenza di azioni orizzontali

Si consideri un arco circolare di spessore s e con angolo di apertura β , in equilibrio con i carichi fissi esterni al quale si applica un'accelerazione alla base. Secondo il teorema dell'unicità, riportato in precedenza, il valore dell'accelerazione di collasso è unico se si mantengono invariati i carichi verticali esterni. Per valori dell'accelerazione inferiori all'accelerazione di collasso, l'arco non subisce spostamenti relativi rispetto al suolo e non si ha la formazione del meccanismo di collasso. Si deduce, pertanto, che la verifica sismica di un arco si può condurre tramite considerazioni di tipo statico. La ricerca del moltiplicatore cinematicamente ammissibile si fa applicando il Principio dei Lavori Virtuali al seguente meccanismo.

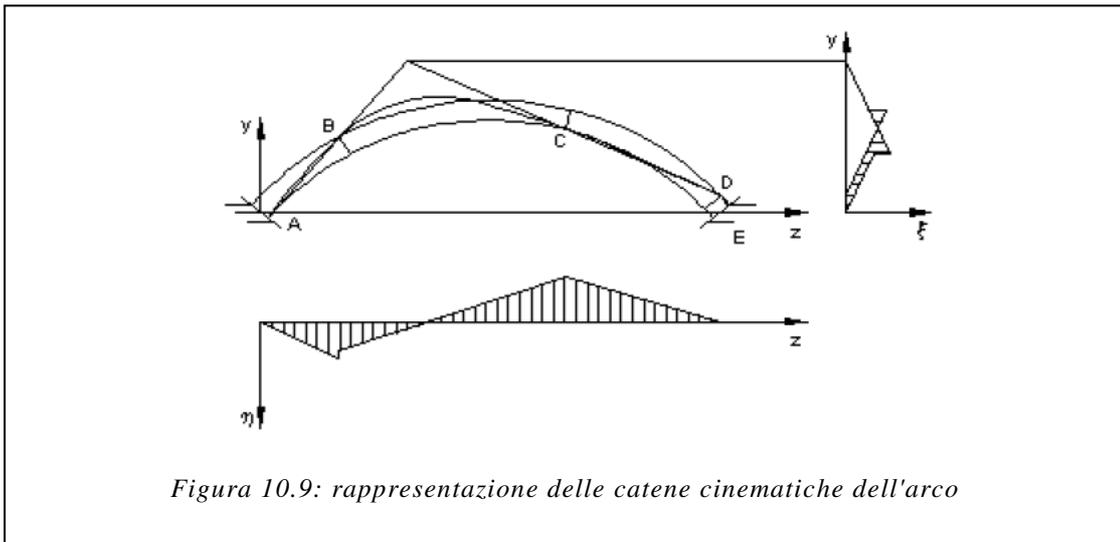


Figura 10.9: rappresentazione delle catene cinematiche dell'arco

Lo schema sopra riportato si riferisce ad un generico passo dell'iterazione per la ricerca del moltiplicatore di collasso e si modifica sul punto di formazione del meccanismo nella seguente maniera.

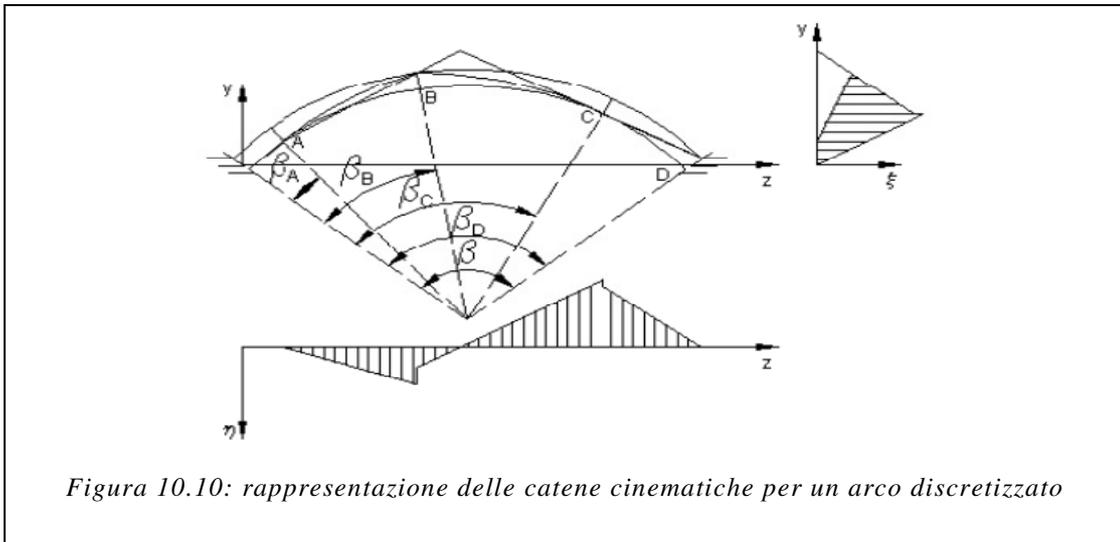


Figura 10.10: rappresentazione delle catene cinematiche per un arco discretizzato

Indicando con λ il moltiplicatore a collasso, m la massa per unità di lunghezza, η e ξ gli spostamenti verticali ed orizzontali, dall'applicazione del Principio dei Lavori Virtuali si ottiene:

$$P_v + \lambda P_h = 0$$

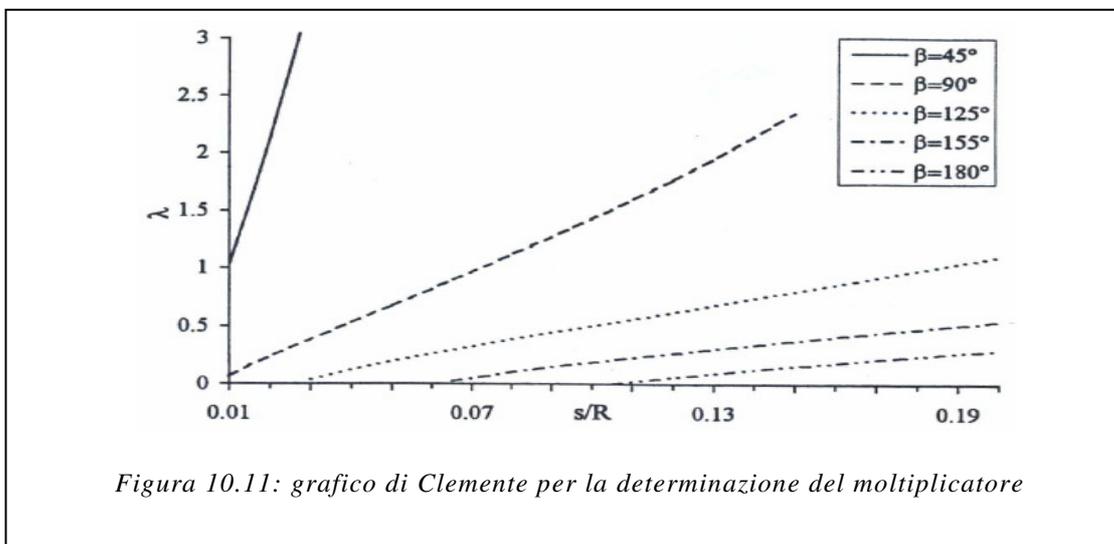
$$P_v = \int_0^L m(z) \cdot g \cdot \eta dz$$

$$P_h = \int_0^L m(z) \cdot g \cdot \xi dz$$

$$\lambda = - \frac{\int_0^L m \cdot g \cdot \eta dz}{\int_0^L m \cdot g \cdot \xi dz}$$

Noto il moltiplicatore λ , si calcolano le reazioni vincolari e la funicolare che passa per le cerniere. Se la funicolare è tutta contenuta all'interno della sagoma, allora il moltiplicatore trovato è quello di collasso; altrimenti, si spostano le cerniere nei punti di massima distanza tra la linea d'asse e la funicolare ripetendo il procedimento appena descritto.

Il valore del picco di accelerazione di innesco del cinematismo è naturalmente funzione dello spessore dell'arco, ma anche l'angolo di apertura gioca un ruolo importante. Per piccoli valori di λ , il valore del moltiplicatore aumenta notevolmente, come si può vedere nel seguente grafico (Clemente, 1998).



È possibile fare delle considerazioni anche sulla posizione delle cerniere, in base ai materiali e alla forma dell'arco. Per quanto riguarda gli archi circolari con freccia elevata e materiale di riempimento leggero la cerniera A dell'imposta si sinistra, si forma sempre all'esterno dell'imposta e all'incirca con un angolo di apertura in

modo che $\beta_A/\beta \approx 0,15$, mentre la cerniera D rimane sempre sull'imposta di destra. Si nota che tutte le altre cerniere interne si formano sempre in zone ricorrenti; quanto detto viene riassunto nel grafico seguente elaborato da Clemente, 1998.

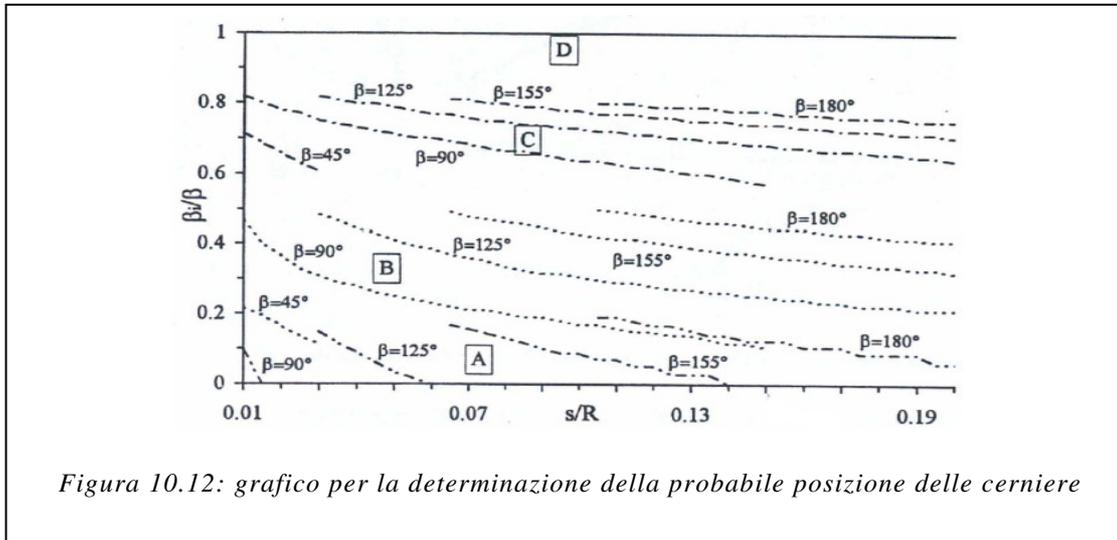


Figura 10.12: grafico per la determinazione della probabile posizione delle cerniere

Nelle equazioni di equilibrio utilizzate per il calcolo del moltiplicatore di collasso λ , vanno presi in considerazione oltre al peso proprio dell'arco, anche gli altri carichi quali il sovraccarico permanente del riempimento. Vi sono quattro possibili schemi diversi per rappresentare l'azione di questo sovraccarico che vengono chiamati $M1$, $M2$, $M3$ e $M4$.

Lo *schema M1* prevede che solo i conci del semiarco di sinistra siano soggetti alla forza di inerzia, dovuta alla striscia orizzontale di terreno. I conci di sinistra sono invece scarichi. Il valore della forza d'inerzia è dato dal prodotto dell'accelerazione di gravità per la massa della striscia orizzontale del riempimento afferente al concio stesso e delimitato dalla verticale passante per l'imposta di sinistra.

Lo *schema M2* deriva dallo *schema M1*, con la differenza che anche i conci di destra sono soggetti alle forze di inerzia positive, oltre al carico verticale, generando una condizione di carico emisimmetrica. Le forze d'inerzia sono pari al peso della striscia orizzontale di riempimento compreso tra l'estradosso della struttura e la verticale passante per la relativa imposta.

Nello *schema M3* la forza d'inerzia orizzontale agente su ciascun concio è pari al carico verticale gravante su di esso e anche in questo caso la condizione di carico è emisimmetrica.

Infine nello *schema M4* agisce una forza orizzontale uniformemente distribuita lungo l'altezza del semiarco di sinistra pari al peso del riempimento e dell'arco stesso.

La *Figura 10.13* riassume i quattro modelli di schematizzazione dei carichi del riempimento.

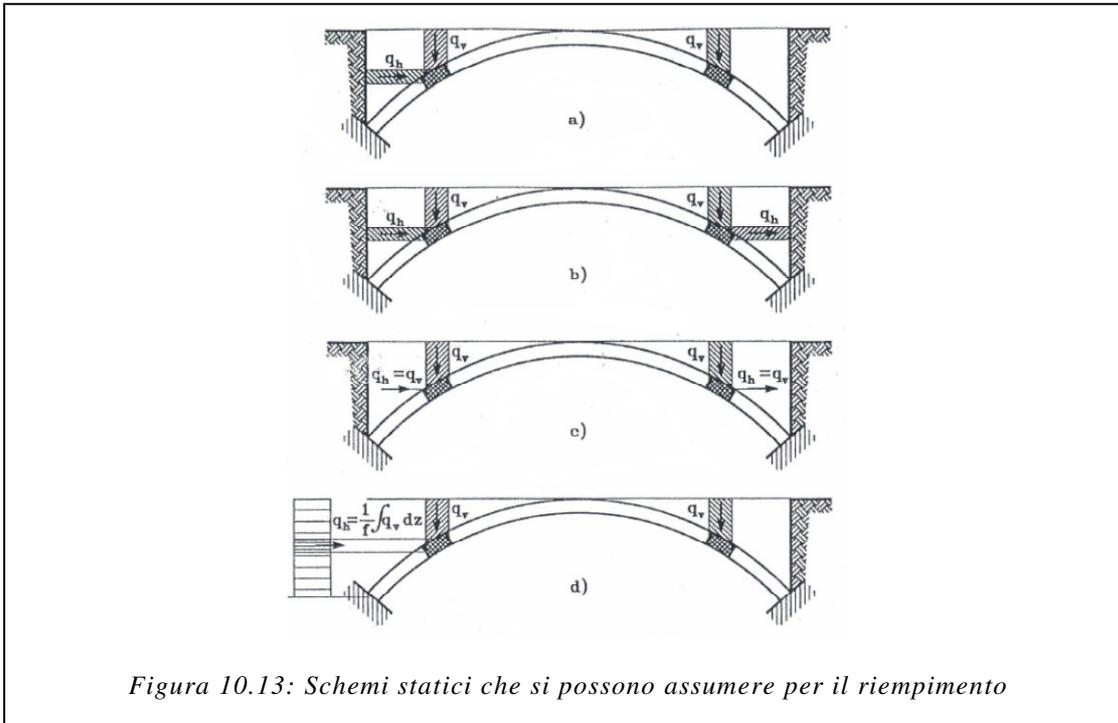


Figura 10.13: Schemi statici che si possono assumere per il riempimento

È opinione comune che lo *schema M1* sia il più realistico, mentre gli *schemi M3* e *M4* sono utilizzabili per verifiche preliminari vista la loro semplicità. Lo *schema M4*, tuttavia, è il più semplice da usare e fornisce i valori minori del moltiplicatore a collasso. In altre parole si può dire sia il metodo più conservativo fra i quattro.

Da prove fatte si evince che la presenza del riempimento provoca un innalzamento dell'accelerazione del suolo necessaria a far innescare il meccanismo di collasso, e quindi si conclude che il riempimento ha un effetto stabilizzante.

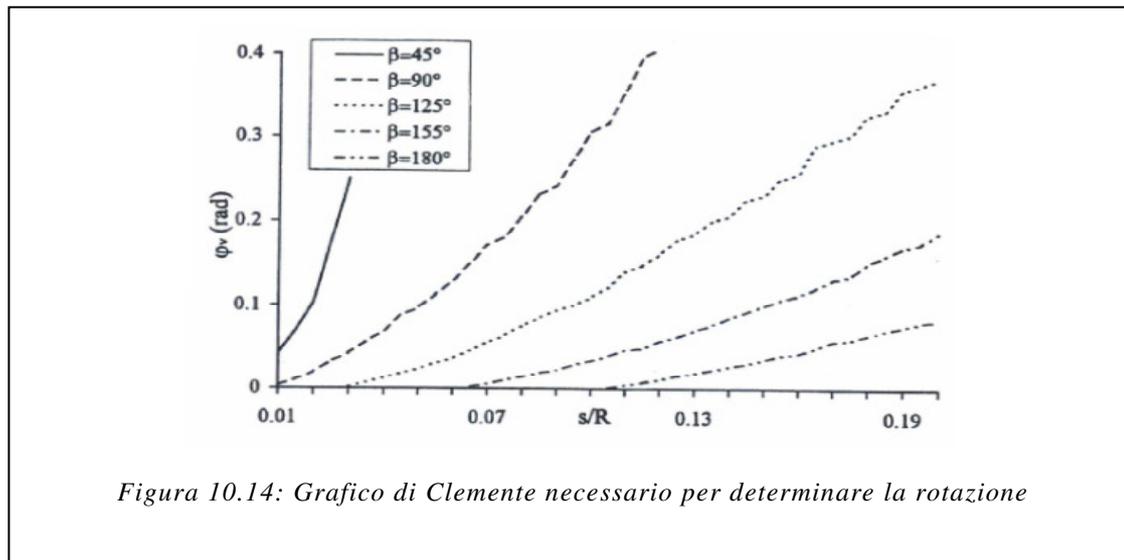
10.1.4. Oscillazioni degli archi

Si consideri un arco in equilibrio e gravato da carichi fissi, cui viene applicata un'accelerazione alla base per un breve istante. A causa dell'accelerazione impressa, l'arco comincerà ad oscillare attorno alla posizione di equilibrio compiendo rotazioni $\varphi(t)$ attorno alla posizione che possedeva all'istante $t = 0$. Se si trascura la dissipazione di energia che si ha all'istante dell'impatto tra i conci che formano

l'arco, l'equazione dell'oscillazione libera può essere ricavata dalla equazione di Lagrange in funzione dell'energia cinetica T , dell'energia potenziale V e della forza generalizzata Q . Si ottiene:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{\phi}} \right) - \frac{\partial T}{\partial \phi} + \frac{\partial V}{\partial \phi} = Q$$

Risulta quindi interessante individuare quale sia la rotazione massima φ_v che l'arco può sopportare senza raggiungere il collasso. Il valore della rotazione che si individua, corrisponde ad un massimo dell'energia potenziale e una configurazione dell'arco in equilibrio instabile. I risultati ottenuti, da un punto di vista numerico, vengono riassunti nel seguente grafico.



Analizzando il grafico, si possono trarre delle conclusioni riguardo ai rapporti del grafico:

- 1) l'angolo φ_v aumenta con lo spessore dell'arco;
- 2) l'angolo φ_v aumenta al diminuire dell'angolo β di apertura dell'arco.

10.2. Modello cinematico

Si consideri un arco circolare in equilibrio con i carichi fissi esterni al quale si applica un'accelerazione alla base. Secondo il teorema dell'unicità, il valore

dell'accelerazione di collasso è unico se si mantengono invariati i carichi verticali esterni. La ricerca del moltiplicatore cinematicamente ammissibile si fa applicando il principio dei lavori virtuali. Noto il moltiplicatore λ , si calcolano le reazioni vincolari e la funicolare che passa per le cerniere. Se la funicolare è tutta contenuta all'interno della sagoma, allora il moltiplicatore trovato è quello di collasso; nel caso contrario, si spostano le cerniere nei punti di massima distanza tra la linea d'asse e la funicolare e si itera.

10.2.1. Verifica sismica secondo le NTC 2008

L'attuale Normativa vigente in Italia, ossia le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 e la relativa Circolare Applicativa, regola l'analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura, compresi anche i ponti murari esistenti.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- 1) trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- 2) valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- 3) valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- 4) trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione α^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo), definito in seguito;
- 5) verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

10.2.2. Analisi cinematica lineare

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena le seguenti forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti di edificio; eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche) ed eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari). Assegnata una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate in corrispondenza dell'atto di moto virtuale.

10.2.3. Analisi cinematica non lineare

Al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso il meccanismo considerato, il moltiplicatore orizzontale α dei carichi può essere valutato non solo sulla configurazione iniziale, ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento d_k di un punto di controllo del sistema. L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore α , in corrispondenza dello spostamento $d_{k,0}$.

L'analisi può essere svolta per via grafica, individuando la geometria del sistema nelle diverse configurazioni fino al collasso, o per via analitico-numerica, considerando una successione di rotazioni virtuali finite ed aggiornando progressivamente la geometria del sistema.

Se le diverse azioni (forze peso, azioni esterne o interne) vengono mantenute costanti all'evolversi del cinematismo, la curva che si ottiene è pressoché lineare; in tal caso,

in via semplificata, è richiesta la sola valutazione dello spostamento $d_{k,0}$ per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore, e la curva assume la seguente espressione:

$$\alpha = \alpha_0(1 - d_k/d_{k,0})$$

Noto il valore del moltiplicatore orizzontale α dei carichi in funzione dello spostamento d_k del punto di controllo della struttura, deve essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione a^* e lo spostamento d^* .

La massa partecipante al cinematismo M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

dove $n + m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica e $\delta_{x,i}$: è lo spostamento virtuale del punto di applicazione della forza peso P_i .

L'accelerazione sismica spettrale a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo. L'accelerazione per cui si attiva il meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

in cui vengono considerati la massa che effettivamente partecipa al meccanismo e un fattore di confidenza, che va opportunamente cambiato nel caso in cui non si tenga in conto della resistenza a compressione della muratura.

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i , pesati sugli stessi:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}$$

La resistenza e la capacità di spostamento relative allo Stato Limite di Danno e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita è valutata sulla curva di capacità, in corrispondenza dei seguenti punti:

- 1) SLD: dall'accelerazione spettrale a_0^* , corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno
- 2) SLV: dallo spostamento spettrale d_u^* , corrispondente al minore tra il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^* , su una curva dove si sono raggiunte le condizioni di collasso, e lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione.

10.2.4. Verifiche di sicurezza

La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Danno è soddisfatta qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione di picco della domanda sismica. Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione appoggiata a terra, l'accelerazione di attivazione del meccanismo viene confrontata con l'accelerazione al suolo, valutato per $T = 0$:

$$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$$

Per quanto riguarda invece lo Stato Limite di salvaguardia della Vita, si hanno due possibili verifiche: una semplificata, con fattore di struttura q , che risulta essere una verifica analitica cinematica lineare; una mediante spettro di capacità, ovvero un'analisi analitica cinematica non lineare.

[Nel primo caso,] la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* di attivazione del meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

[Nel secondo caso,] la verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita consiste nel confronto tra la capacità di

spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s . Definito lo spostamento $d_s^* = 0,4 \cdot d_u^*$ ed individuata sulla curva di capacità l'accelerazione a_s^* , corrispondente allo spostamento d_s^* , il periodo secante è calcolato come

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$$

La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita si considera soddisfatta se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$$

dove S_{De} è lo spettro di risposta elastico in spostamento.

10.2.5. Meccanismi di collasso

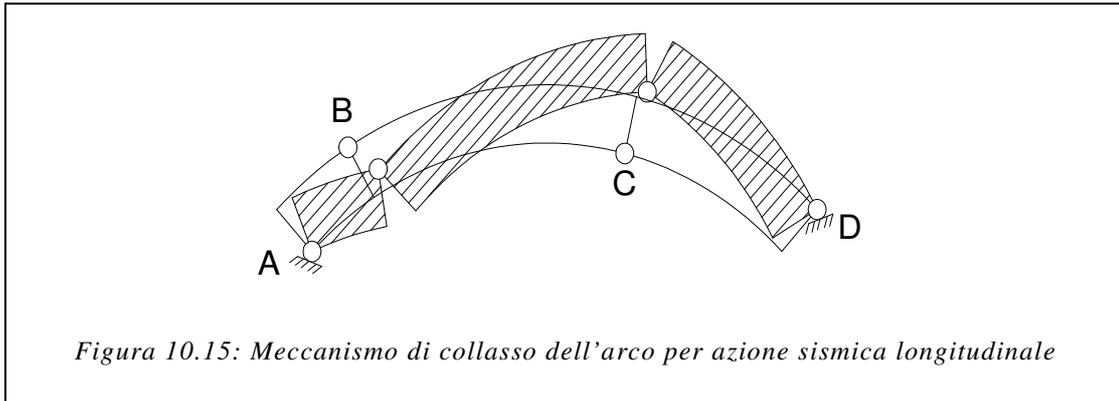
Seguendo il metodo di analisi sismica secondo l'approccio dato dalla Normativa, la prima fase consiste nell'individuare i meccanismi locali attivabili dall'azione sismica, che possono portare al collasso di parte o dell'intera struttura.

A tal fine, si sono definite alcune tipologie di ponti in muratura, con il rispettivo meccanismo di collasso.

In seguito, sono state effettuate *analisi di tipo parametrico* su ciascuna tipologia individuata, per valutarne la risposta sismica al variare di alcuni parametri significativi (quali ad esempio la luce o lo spessore dell'arco murario). Tali analisi sono state condotte tramite metodo cinematico.

10.2.5.1. Ponti ad arco in muratura ad 1 campata con imposte rigide

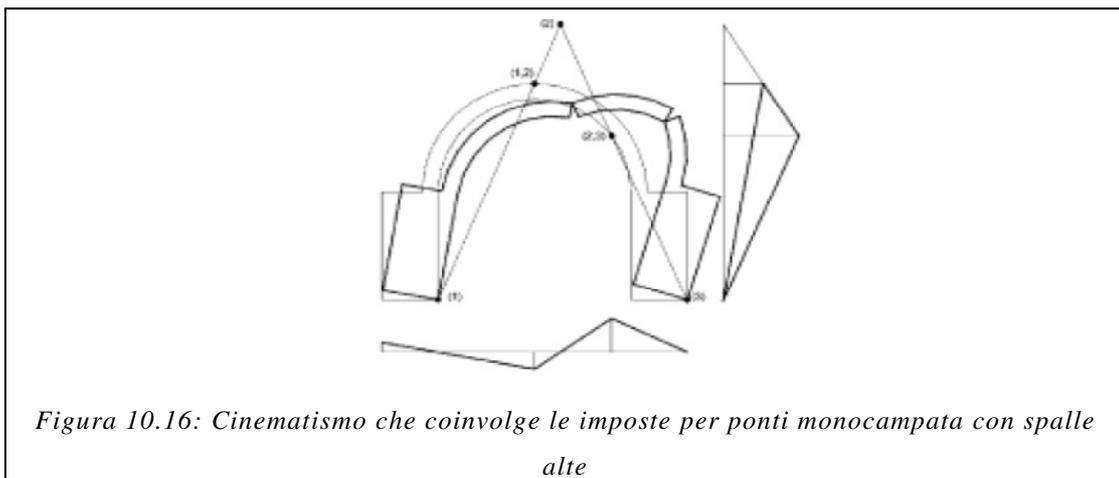
Questa tipologia rappresenta il caso generale, già studiato con analisi parametriche da Clemente (*Introduction to dynamics of stone arches*, 1998) e descritto nel paragrafo 10.1.3. L'elemento più sensibile ad un'azione sismica longitudinale è l'arco, perciò il meccanismo di collasso interessa unicamente questa parte:



Come si può notare dalla *Figura 10.15*, vi è la formazione di quattro cerniere plastiche e il meccanismo di collasso che si sviluppa risulta antisimmetrico. L'accelerazione sismica che porta all'innescio del meccanismo varia modificando i tre parametri che caratterizzano l'arco stesso: la luce L , la freccia f , lo spessore s .

10.2.5.2. Ponti ad arco in muratura ad 1 campata con spalle alte:

In questo caso, il meccanismo più vulnerabile all'azione sismica longitudinale coinvolge non solo l'arco, ma anche le imposte, che non risultano più rigide come nel caso precedente.



10.2.6. Metodo cinematico per un ponte monocampata: azioni longitudinali

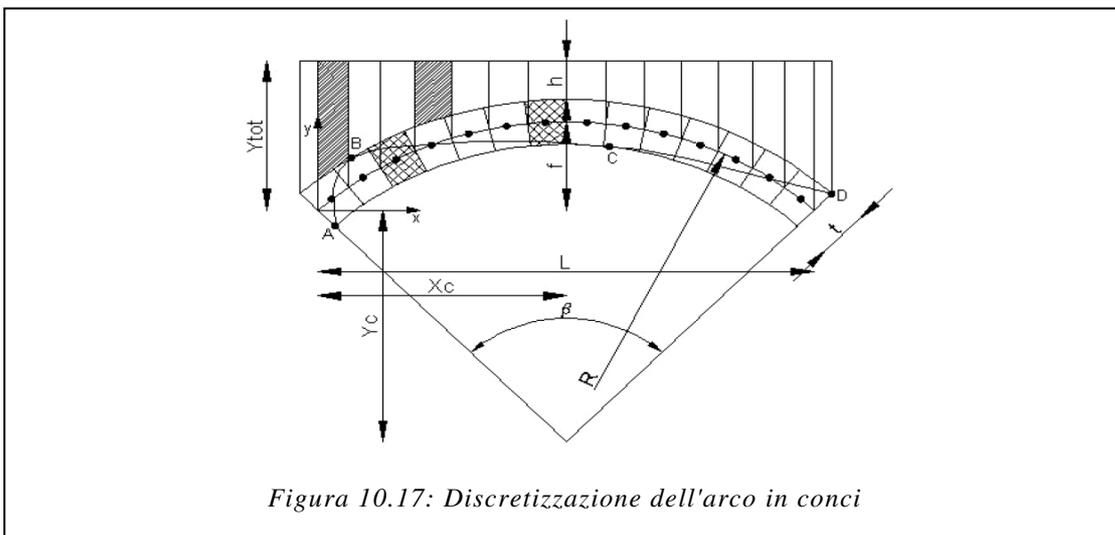
Per poter verificare la stabilità di un arco singolo soggetto ad un evento sismico, è stato sviluppato un foglio di calcolo in excel in cui è possibile studiare il meccanismo di rottura di un ponte ad arco attraverso delle relazioni geometriche e le verifiche da

Normativa. In tale analisi si considera partecipante al meccanismo solo l'arco, al variare dello spessore e della luce del manufatto, o anche le pile/spalle, se si tratta di un tombino o di un ponticello dalle dimensioni ridotte, pari a quelle dei tombini.

L'impostazione dei fogli all'interno dei quali sono implementati i cinematismi prevede, innanzitutto, la creazione della geometria della struttura, seguita dall'assegnazione di una rotazione virtuale, dal calcolo degli spostamenti del baricentro di ciascun concio, dal calcolo dei pesi propri dei conci e del riempimento soprastante l'arco e infine l'applicazione del principio dei lavori virtuali e le verifiche secondo la normativa vigente.

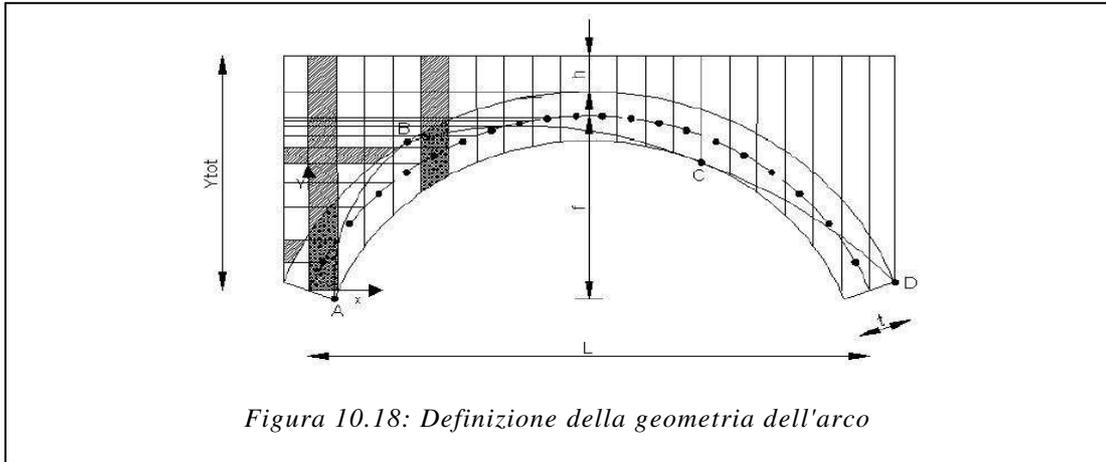
L'ipotesi alla base di queste valutazioni è quella di piccoli spostamenti e quindi di piccole rotazioni. Per poter svolgere verifiche sismiche allo Stato Limite Ultimo è necessario lavorare con grandi spostamenti, per questo è stato scelto di discretizzare la rotazione θ in n passi di rotazione $\Delta\theta$.

La geometria che viene valutata si riferisce alla linea d'asse della struttura, mentre le cerniere sono collocate all'estradosso o all'intradosso di pile ed arco, conformemente al meccanismo reale della struttura. Per gli archi circolari è stata adottata una rappresentazione in coordinate polari come riportato di seguito:

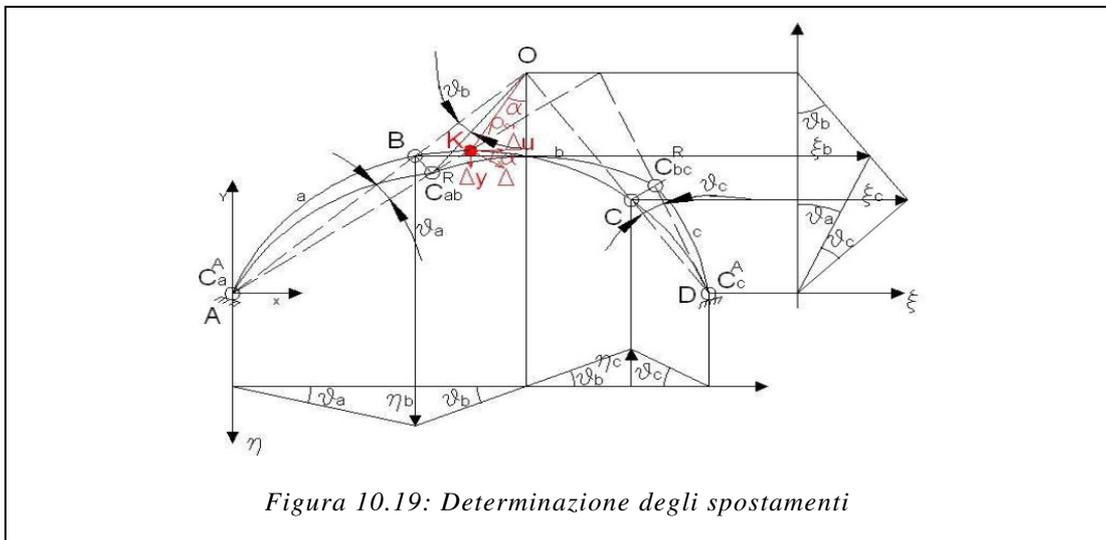


Nel caso in cui ci si trova di fronte alla situazione in cui le pile partecipano al meccanismo, bisogna fare attenzione che queste vengano considerate come un prolungamento dei conci di estremità dell'arco, quindi ne segue che l'angolo al centro sarà un angolo piatto e i raggi, che descrivono la geometria saranno variabili

da punto a punto. Per questo motivo, per poter individuare le coordinate dei conci è stato necessario considerare pile ed arco in modo diverso, con formulazioni specifiche per ciascuna zona.



Una volta definita la *geometria*, si è proceduto con lo studio del *cinematismo*, che viene riprodotto nello schema sottostante per quanto concerne l'arco, mentre per quanto riguarda le pile è noto dalla letteratura che subiscono una rotazione rigida. Per quanto riguarda il calcolo degli incrementi viene applicata la stessa regola applicata per i conci di estremità dell'arco:

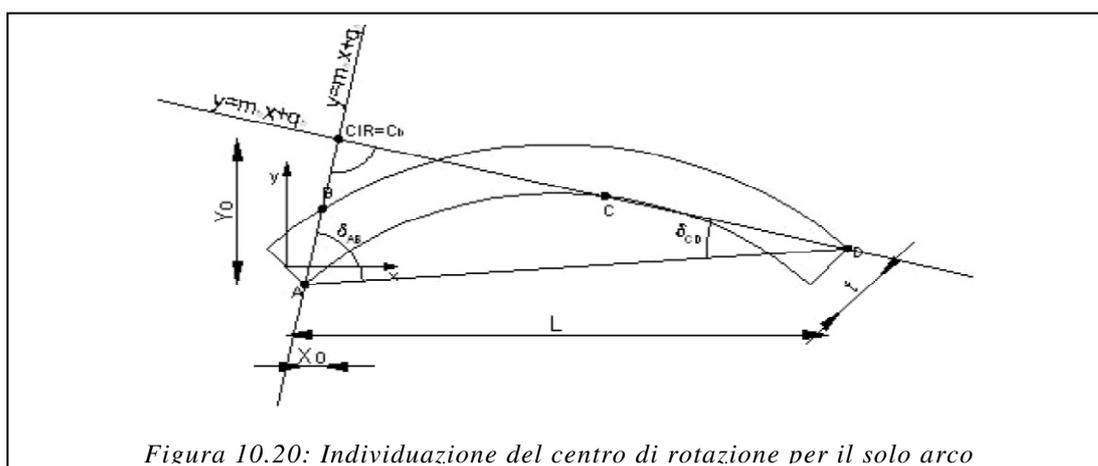


Si individuano facilmente i tre conci in cui si suddivide l'arco e ai due di estremità appartengono eventualmente le pile. Vengono poi valutate le quattro cerniere che si formano A, B, C, D, anche se è opportuno ricordare che queste nella

rappresentazione schematizzata si trovano sulla linea d'asse, mentre nella realtà si trovano all'estradosso o all'intradosso dell'arco, a seconda delle posizioni, e non sulla linea d'asse. È da considerare che è stata fatta anche un'altra semplificazione: le cerniere sono state considerate come ideali, ovvero perfettamente collocate sullo spigolo e senza attrito, anche se la realtà è differente, in quanto sussiste la possibilità di schiacciamento e di frantumazione del laterizio sullo spigolo stesso.

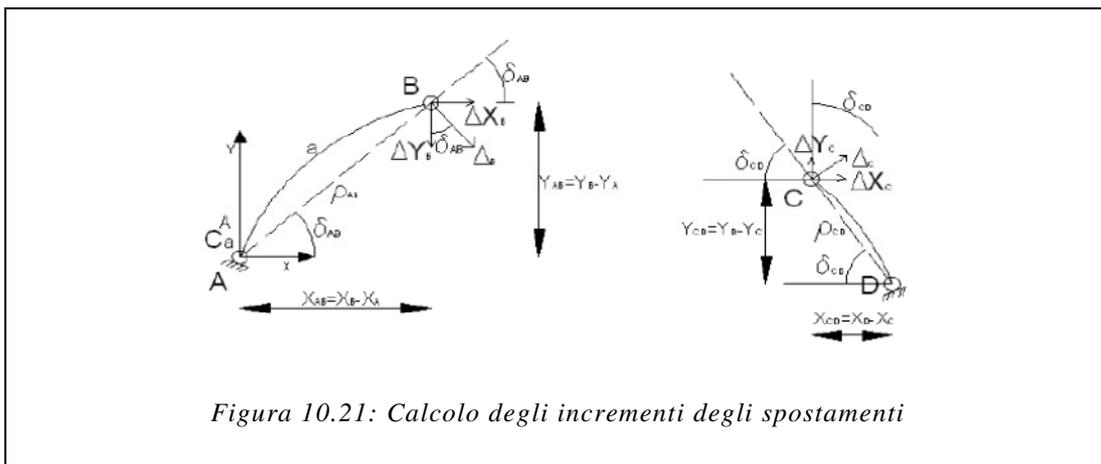
La rotazione del tronco a , chiamata θ_a , viene applicata all'inizio, e poi vengono calcolate in base a questa le rotazioni degli altri conci.

Le coordinate del centro istantaneo di rotazione O , calcolato per il tronco b , è stato individuato dall'intersezione delle rette passanti rispettivamente per A e B , la prima, e la seconda per C e D .



I fogli di calcolo così creati, rappresentano in ogni istante la posizione del centro istantaneo di rotazione e delle cerniere che si creano, in modo da poter eseguire in ogni istante una verifica visiva della struttura in modo molto rapido e qualitativo.

A questo punto la geometria è definita in modo completo, e basta assegnare una rotazione relativa al tronco a per poter calcolare gli spostamenti di ciascun punto del ponte, così come fatto in un altro foglio di calcolo in cui è stato implementato solo l'arco, moltiplicando le congiungenti per il valore della rotazione in radianti. Lo spostamento viene poi scomposto nelle direzioni degli assi cartesiani x e y .



È stato scelto come punto di controllo il punto di chiave dell'arco e come spostamento il suo spostamento orizzontale. Si riscontra subito che la cerniera B si sposta in basso e verso destra, mentre la cerniera C si sposta ancora verso destra e in l'alto.

Noti gli spostamenti, si è fatto in modo di calcolare poi i lavori delle forze peso dei conci in cui è stata suddivisa la struttura, della forza peso dei conci di terreno che sovrastano l'arco e delle eventuali forze laterali che spingono nel caso in cui sia presente il riempimento laterale. I pesi dei conci dell'arco sono stati calcolati con semplici considerazioni geometriche e lo stesso è stato fatto per i conci di terreno. È possibile inserire nel foglio di calcolo le caratteristiche che si desiderano dello spessore e del peso specifico del terreno di riempimento.

Fatto questo si eseguono le verifiche allo SLD e allo SLV calcolando il moltiplicatore dei carichi α , l'accelerazione spettrale e lo spostamento spettrale di collasso.

Va ricordato che, come prima cosa, quando si inizia ad utilizzare il foglio di calcolo sopra descritto, bisogna individuare la posizione delle cerniere fra tutte le combinazioni di posizioni possibili, in particolare si procede scegliendo la più probabile, ovvero quella che fornisce il minimo valore del moltiplicatore dei carichi α . Secondo il teorema di Greenberg-Prager, questo moltiplicatore è contemporaneamente il massimo dei moltiplicatori staticamente ammissibili ed il minimo dei moltiplicatori cinematicamente sufficienti. Clemente ha fornito per l'arco singolo un grafico di origine numerica dove vengono riportate le posizioni delle cerniere che portano a collasso l'arco circolare soggetto ad una eccitazione alla base.

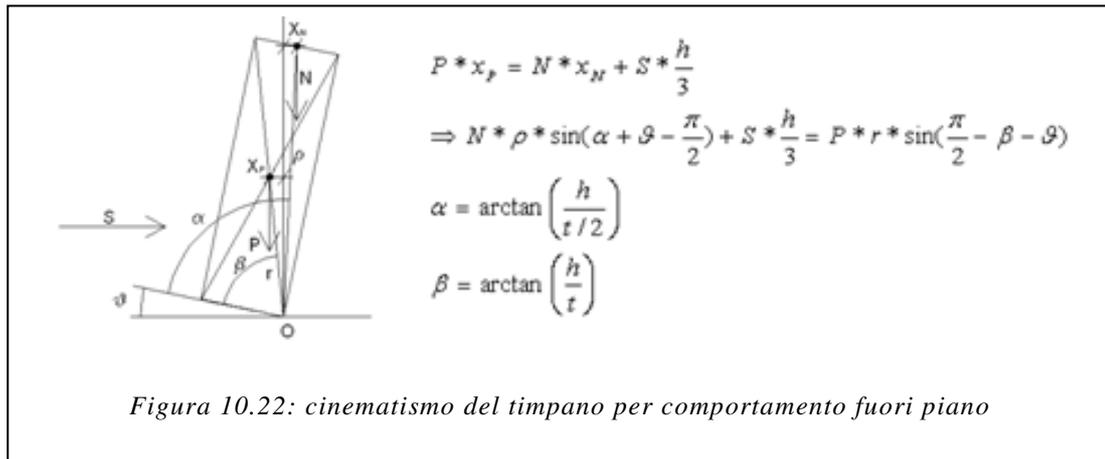
Nel caso invece in cui si tratti la struttura completa, formata da arco e pile/spalle, è possibile procedere in due modi: o si pongono le cerniere a caso e si itera ad oltranza, ma questo metodo più rivelarsi molto oneroso dal punto di vista computazionale, o si procede creando un modello agli elementi finiti, si esegue quindi una analisi statica di tutti i carichi agenti, compresi quelli sismici, e si individua la posizione delle cerniere.

È possibile, nel foglio di calcolo, considerare la presenza del materiale di riempimento. Tale materiale viene inteso come massa applicata e suddiviso in un numero di conci uguale al numero di conci dell'arco. Di ciascun cono viene calcolato il peso, inserito poi nell'equazione del Principio dei Lavori Virtuali. Non viene, purtroppo, stimata la spinta passiva che il riempimento esercita sull'estradosso dell'arco nel caso di grandi spostamenti. Senza dubbio, trascurare una spinta stabilizzante come la spinta passiva è a favore di sicurezza, ma potrebbe essere troppo a favore di sicurezza in alcune circostanze. È legittimo pensare che se lo spessore dello strato risulta essere esiguo, il suo innalzamento causato dall'innalzamento del tratto di destra dell'arco fa svanire la spinta del terreno sull'arco stesso. Questo è perciò un caso in cui trascurare la spinta passiva non fornisce grossi errori. L'errore potrebbe essere di maggiore entità se lo spessore di riempimento fosse notevole, ma è difficile stabilire quanto debba spostarsi un corpo curvilineo come l'arco per far sì che la spinta passiva sia mobilitata.

10.2.7. Metodo cinematico per un ponte monocampata: azioni trasversali

L'accelerazione resistente del ponte in direzione trasversale, come già discusso precedentemente, è legata al diverso comportamento che si ha per pile tozze o snelle; nel primo caso l'unico cinematismo attendibile è quello del ribaltamento dei timpani, costituito dalla parete rigida che ruota attorno alla cerniera cilindrica alla base. Per i ponti snelli la risposta trasversale è collegata alla deformabilità trasversale globale dell'impalcato e delle pile; tale risposta deve essere indagata con analisi non lineari statiche su modelli globali agli elementi finiti.

Allo stato limite ultimo si deve trovare la configurazione che annulla il moltiplicatore dei carichi sismici orizzontali tramite una semplice relazione di equilibrio con le due forze verticali agenti, il peso proprio P e il carico concentrato N in sommità, che hanno un braccio di azione rispetto alla verticale passante per la cerniera di rotazione. La condizione di equilibrio è data dalle formule riportate nella figura precedente.



10.3. Analisi statica non lineare (o pushover)

I principali argomenti alla base dell'analisi statica non lineare sono due:

- 1) l'analisi di spinta o analisi di *pushover*
- 2) valutazione del punto di funzionamento

Per analizzare la risposta sismica di una struttura reale è necessario innanzitutto costruire un modello matematico in grado di cogliere adeguatamente le caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura in esame includendo sia gli effetti delle non linearità del materiale (formazioni di cerniere plastiche, svergolamenti di elementi compressi, snervamento di elementi in trazione) sia effetti di secondo ordine (quindi non linearità di tipo geometrico).

Le analisi statiche non lineari comprendono essenzialmente quattro fasi:

- 1) domanda: definizione di uno spettro di risposta compatibile con l'azione sismica attesa nel sito
- 2) capacità: la determinazione di un legame forza-spostamento (curva di capacità o curva di pushover), rappresentativo del reale comportamento monotono della struttura, per la cui definizione si richiede un'analisi di spinta o di pushover;
- 3) risposta: definizione di un sistema SDOF equivalente, definizione di un criterio per considerare gli effetti del comportamento ciclico della struttura della struttura, determinazione della risposta del sistema SDOF equivalente e conversione delle risposta del sistema SDOF equivalente in quella del sistema MDOF e quindi la valutazione dello spostamento massimo o punto di funzionamento (*performance point*) raggiunto dalla struttura;
- 4) verifica: definizione dell'obiettivo prestazionale (stati limite corrispondenti ad un evento sismico di data intensità) e verifica della accettabilità della risposta globale e locale.

L'analisi pushover consiste nello "spingere" la struttura fino a che questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la "spinta" si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito, consentendo di studiare la risposta della struttura in termini elastoplastici.

10.3.1. Sistema SDOF

L'analisi di spinta di sistemi SDOF è particolarmente intuitiva. Un sistema SDOF può essere idealizzato come una massa concentrata m sorretta da un elemento privo di massa con rigidità laterale k e collegato ad un elemento (privo di massa e rigidità) responsabile dello smorzamento. La configurazione deformata (o campo di spostamento) del sistema è definita quindi da un unico parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo (spostamento orizzontale D_t).

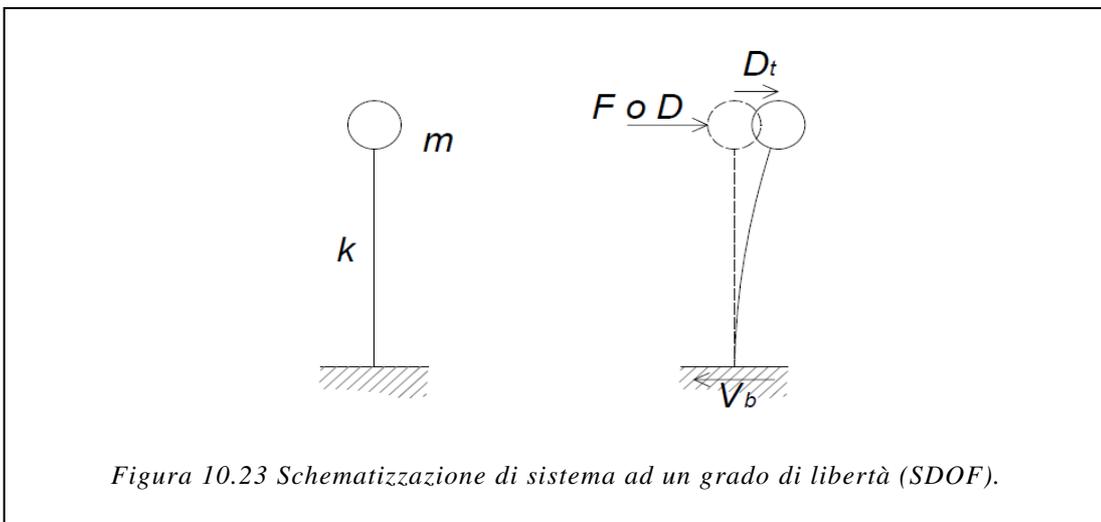


Figura 10.23 Schematizzazione di sistema ad un grado di libertà (SDOF).

Un caso evidente di struttura riconducibile ad un sistema SDOF è quello di una pila da ponte che si può considerare, con buona approssimazione, come un pendolo rovescio ossia un oscillatore semplice in cui la totalità della massa (impalcato, pulvino e fusto della pila) è concentrata in testa mentre la rigidità del sistema può attribuirsi ad un elemento di massa nulla (il fusto della pila stessa). In questi semplici casi, l'analisi di spinta consiste nell'applicare alla massa del sistema uno spostamento D o una forza F la cui intensità viene gradualmente incrementata nella direzione dell'unico grado di libertà disponibile. Il valore iniziale della forza o dello spostamento non ha ovviamente importanza. Dunque, fissato arbitrariamente il valore di d o f , il fattore moltiplicativo α o β viene gradualmente incrementato da zero fino ad un valore finale che permetta di investigare il campo di risposta di interesse per il sistema in esame. Ad ogni valore di α o β corrisponde quindi un valore di D o F che rappresenta lo spostamento o la forza applicati alla massa del sistema. Il comportamento del sistema è definito da un legame forza-spostamento in

cui la forza coincide con il taglio alla base V_b e lo spostamento con quello della massa D_t :

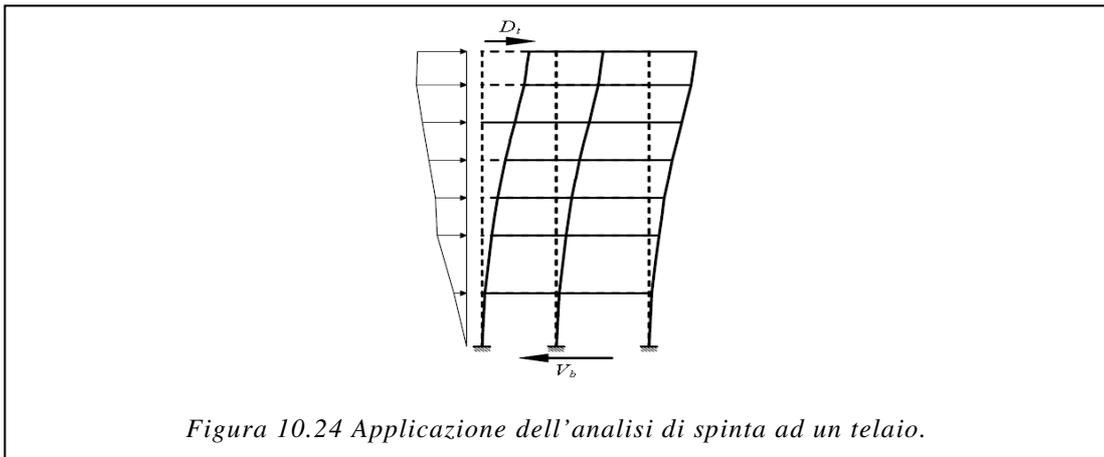
- 1) nel caso di analisi a forze imposte (F è la forza applicata ad m): $V_b = F$ e $D_t = D$ essendo D lo spostamento di m prodotto da F ;
- 2) nel caso di spostamenti imposti (D è lo spostamento applicato ad m): $D_t = D$ e $V_b = F$ essendo F la reazione vincolare risultante.

10.3.2. Sistema MDOF

Con i **sistemi MDOF**, l'approccio è simile a quello appena visto con la sola differenza che la struttura viene "spinta" applicando un profilo di forze o di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano (Fig.4.2) e che, per descrivere il comportamento dell'intero sistema in termini di legame forza-spostamento, è necessario scegliere un solo parametro di forza ed un solo parametro di spostamento.

La scelta di tali parametri non è univoca e può dar luogo a differenti legami forza-spostamento ossia a differenti legami costitutivi del sistema SDOF equivalente detti curva di capacità.

Solitamente, come parametri di forza e di deformazione, si selezionano il taglio alla base e lo spostamento del baricentro dell'ultimo piano dell'edificio anche se, in realtà, questa scelta non ha un preciso fondamento teorico ma è più probabilmente un retaggio delle originarie applicazioni di questa tecnica alle pile da ponte delle quali si monitorava, per ovvie ragioni, lo spostamento in sommità. In effetti lo spostamento in sommità non sembra essere sempre un parametro affidabile.



In una analisi di spinta basata sugli spostamenti o sulle forze si impone alla struttura, in modo incrementale, un profilo di spostamenti $\mathbf{D} = (D_1 D_2 \dots D_j \dots D_n)^T$ o di forze $\mathbf{F} = (f_1 f_2 \dots f_j \dots f_n)^T$ a livello di piano che possono essere definite da un vettore di forma \mathbf{d} o \mathbf{f} moltiplicato per un fattore di scala α o β .

Considerando che l'obiettivo è di simulare la risposta dinamica della struttura, sorge la questione se l'analisi di spinta debba essere condotta applicando una sistema di spostamenti o di forze. Se la struttura avesse un comportamento elastico lineare i due approcci condurrebbero agli stessi risultati ma la presenza di effetti anelastici comporta una sensibile differenza tra le due alternative.

Concettualmente l'analisi dinamica viene condotta con le forze inerziali per cui l'analisi di spinta a forze imposte sembrerebbe più appropriata ma, in un'analisi dinamica, perfino quando un modo è dominante, l'andamento delle forze di piano non rimane inalterata (ossia non variano proporzionalmente ad un fattore costante), per cui applicare una distribuzione di forze costante non è comunque esatto; inoltre possono sorgere difficoltà nel condurre analisi anelastiche stabili con controllo in forze, poiché queste non sono in grado di cogliere un eventuale comportamento softening della struttura né di seguire accuratamente risposte associate a rigidzze molto piccole, per cui può essere preferibile eseguire analisi a spostamenti controllati. Di contro, lavorando a spostamenti imposti, si vincola la deformata della struttura, per cui si rischia di conseguire campi di forze completamente errati rispetto

a quelli attesi in una struttura “libera” di deformarsi a fronte dell’evento sismico e quindi a risultati seriamente fuorvianti.

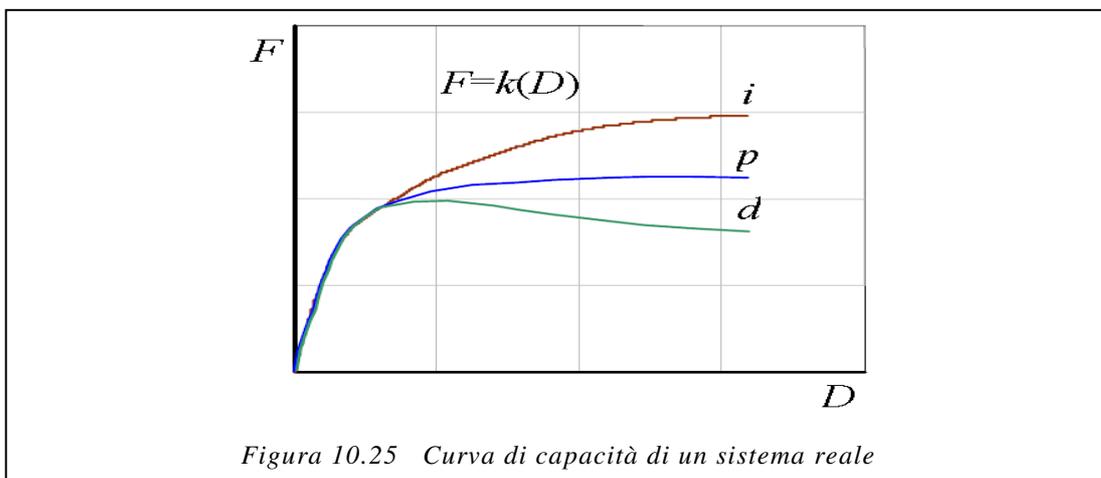
Comunque, l’approccio basato sulle forze è quello che ha attirato maggiormente l’interesse tra ricercatori ed ingegneri professionisti anche perché di facile implementazione su tutti i più comuni programmi di calcolo.

10.3.3. Curva di capacità

Il risultato più immediato di un’analisi di pushover è la definizione della *curva di capacità* (o *curva di pushover*) della struttura ossia della curva forza-spostamento espressa, solitamente, in termini di taglio alla base (V_b) e spostamento in sommità (D_t) che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna.

Considerando un sistema SDOF, l’andamento della curva di capacità dipende dalla rigidezza k o dalla flessibilità k^{-1} del sistema che a loro volta dipendono essenzialmente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema e sono funzioni non lineari rispettivamente dello spostamento e della forza applicata al sistema.

In Figura 10.25 sono diagrammati i legami forza-spostamento ossia le curve di capacità rappresentativi di tre comportamenti emblematici caratterizzati da un iniziale comportamento elastico lineare fino alla soglia di snervamento (rappresentato da un ramo sostanzialmente lineare) seguito da un comportamento post-elastico non lineare incrudente (i), perfetto (p) o degradante (d).



Nel caso più complesso, ma di maggiore interesse, di sistemi MDOF la curva di capacità mostra andamenti analoghi caratterizzati ancora da un tratto inizialmente rettilineo, corrispondente al comportamento lineare della struttura, che si incurva quando inizia la plasticizzazione e la risposta progredisce in campo non lineare.

La capacità di una struttura dipende dalle capacità di resistenza e di deformazione dei suoi singoli componenti. La curva di capacità definisce la capacità della struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica (infatti non si fa riferimento alcuno all'azione sismica) e quindi descrive le caratteristiche intrinseche del sistema resistente; in altre parole è una sorta di legame costitutivo semplificato della struttura.

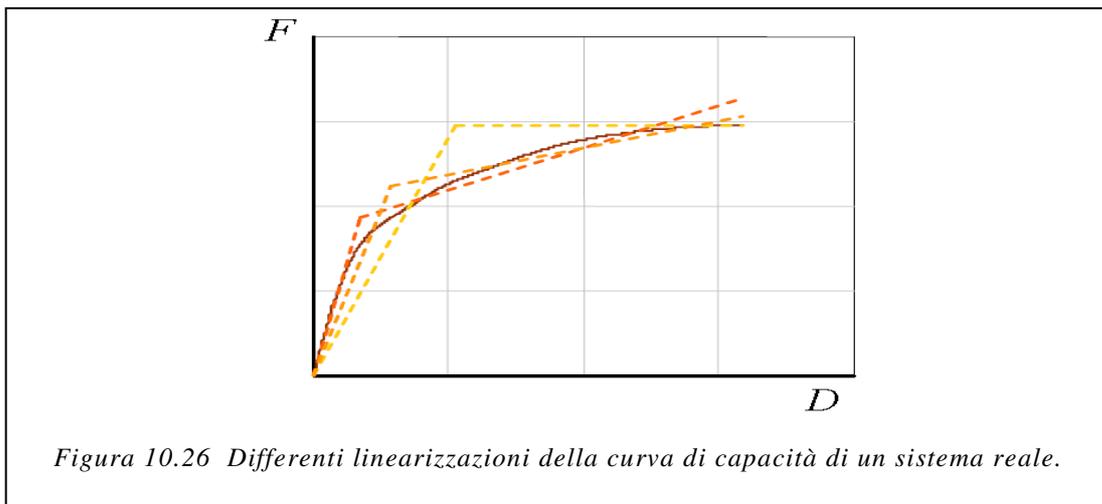
Trattandosi di un legame scalare forza-spostamento il comportamento del sistema MDOF viene così ricondotto sostanzialmente a quello di un sistema SDOF che può ragionevolmente definirsi equivalente dato che la curva di capacità è stata costruita tenendo conto del comportamento dell'intero sistema MDOF.

Quando un terremoto induce uno spostamento laterale sulla struttura la sua risposta è rappresentata da un punto su tale curva e, poiché la deformazione di tutti i suoi componenti è correlata allo spostamento globale della struttura stessa, ogni punto di questa curva definisce anche uno specifico stato di danno strutturale.

Quando si intende analizzare la risposta di strutture reali, si può ulteriormente semplificare il problema linearizzando a tratti la risposta del sistema, e quindi la sua curva di capacità, adottando approssimazioni bilineari o trilineari.

Le linearizzazioni possono presentare lo stesso tratto elastico lineare e lo stesso punto di primo snervamento.

A titolo esemplificativo in Figura 4.5 sono mostrate alcune differenti linearizzazioni della stessa curva di capacità.



Il comportamento del sistema può quindi essere idealmente schematizzato con un ramo elastico lineare fino allo snervamento e con un ramo post-elastico incrudente (*i*), perfetto (*p*) o degradante (*d*).

Questa rappresentazione consente di identificare la resistenza e lo spostamento globali nominali della struttura, in particolare:

- 1) la resistenza di snervamento F_y ,
- 2) la rigidezza elastica efficace k_e
- 3) la rigidezza post-elastica $k_p = p \cdot k_e$ (il rapporto di incrudimento *p* risulta positivo, negativo o nullo rispettivamente nel caso incrudente, degradante o perfetto).

Come accennato, sono disponibili numerosi criteri per definire linearizzare la curva di capacità.

10.3.4. Conversione sistema MDOF in SDOF equivalente

L'analisi statica di pushover non ha un fondamento teorico rigoroso cosicché procedure differenti, che pur conducono a risultati abbastanza diversi tra loro, sono largamente usate ed accettate.

L'assunto di base sul quale poggia l'analisi di spinta è che la risposta della struttura sia dominata da un solo modo e che la forma di questo modo resti costante durante la storia temporale della risposta stessa.

Entrambe le assunzioni non sono esatte, ma numerosi studi in merito hanno mostrato che queste supposizioni conducono a stime abbastanza buone della risposta sismica massima di sistemi MDOF, purché la loro risposta sia dominata dal primo modo.

La formulazione del sistema SDOF equivalente al sistema MDOF non è unica, ma le assunzioni comuni a tutti gli approcci sono le seguenti:

- 1) il profilo di spostamenti della struttura ossia l'andamento della deformata del sistema MDOF ϕ viene descritto o attraverso un vettore di forma ϕ la cui ampiezza varia nel tempo tramite una coordinata generalizzata $q(t)$ (*metodi uni-modali*), oppure con una combinazione lineare di vettori di forma ϕ_m (tra loro ortogonali) la cui ampiezza varia nel tempo tramite le corrispondenti coordinate generalizzate $q_m(t)$ (*metodi multi-modali*).

I vettori di forma adottati nei metodi uni-modali o nei metodi multi-modali possono rimanere invariati e cioè costanti durante l'intera storia temporale, indipendentemente dal livello di deformazione (*metodi non adattivi*), o possono essere modificati in funzione delle caratteristiche correnti del sistema (*metodi adattivi*);

- 2) il legame forza-spostamento caratteristico del sistema SDOF equivalente viene determinato attraverso una analisi di pushover condotta sul sistema MDOF: il profilo di carico applicato (metodi uni-modali) o i profili di carico applicati (metodi multi-modali) sono proporzionali, attraverso la matrice delle masse M , rispettivamente al vettore di forma ϕ o ai vettori di forma ϕ_m solitamente normalizzati ad uno spostamento unitario in sommità dell'edificio.

10.3.5. Profili di carico

I profili di carico intendono, rappresentano e delimitano la distribuzione di forze inerziali, indotte da un terremoto, che varia con la severità del sisma (estensione delle deformazioni plastiche) e con durata (tempo) del sisma stesso. Quindi, il grado di accuratezza dell'analisi è sensibile al profilo di carico applicato. Si possono distinguere essenzialmente due tipi di profili di carico: quelli fissi o invariati e

quelli adattivi. Quando una struttura plasticizza, l'impiego di profili di carico invarianti conduce a valutazioni della risposta della struttura ancor più approssimate. Sebbene tale approssimazione sia ancora buona per strutture basse o medio -alte, in cui gli effetti dei modi alti sono probabilmente minimi e la plasticizzazione ben distribuita in altezza, nessun profilo di carico fisso è in grado di tenere conto della redistribuzione delle forze inerziali dovuta alla plasticizzazione e di seguire le variazioni delle proprietà vibrazionali della struttura.

Tenendo in considerazione che per strutture alte ed irregolari, la deformata della struttura e la distribuzione di forze inerziali possono discostarsi dalla forma del primo modo, sono stati fatti tentativi per considerare nell'analisi di spinta anche i modi di vibrare superiori.

L'uso di un profilo di carico fisso o invariante nel tempo implica l'assunzione che la distribuzione di forze inerziali rimanga sostanzialmente costante durante l'evento sismico e che le deformazioni massime ottenute con tale profilo siano confrontabili con quelle attese durante il terremoto. Queste ipotesi sono ragionevoli se la risposta strutturale non è significativamente influenzata dagli effetti dei modi superiori e se la struttura ha un unico meccanismo di snervamento. In questi casi, l'uso di profili di carico costanti conduce a stime adeguate delle richieste di deformazione.

E' consigliabile l'uso di almeno due profili di carico che ci si aspetta possano involuppare la distribuzione di forze inerziali. Quindi, si applicano dapprima i carichi verticali e poi almeno due profili di carico laterale.

Per edifici bassi e regolari quindi, la cui risposta è dominata dal primo modo di vibrare, si può usare una distribuzione di carichi laterali statici equivalenti lineare (triangolare invertita se le masse di piano sono tutte uguali) od una rappresentativa delle forze associate alla prima forma modale (distribuzione modale fondamentale). Questa distribuzione corrisponde alle forze inerziali che si sviluppano nella struttura in campo elastico. Per edifici alti, l'influenza dei modi di vibrare superiori può non essere più trascurabile ed il modo di vibrare fondamentale cade approssimativamente tra una linea retta ed una parabola con vertice alla base; perciò, per strutture con periodo lungo, si deve adottare un profilo di carico laterale non lineare.

10.3.6. Valutazione del punto di funzionamento

L'analisi di spinta, come già detto prima, permette di ricondurre lo studio di un sistema a più gradi di libertà (MDOF) a quella di un ben più semplice sistema ad un solo grado di libertà (SDOF) equivalente.

Pertanto, i metodi di analisi per determinare la massima risposta attesa di sistemi SDOF non lineari possono essere adottati anche nel caso di sistemi MDOF non lineari.

In questo paragrafo si trattano in particolare i classici principi di uguale energia ed uguale spostamento, il Metodo dello Spettro di Capacità ed una versione semplificata di quest'ultimo.

La richiesta sismica per sistemi MDOF può però differire da quella di sistemi SDOF equivalenti a causa degli effetti dei modi superiori e di molte altre caratteristiche strutturali come il modo globale di deformazione, gli effetti torsionali, la distribuzione di resistenza e rigidezza lungo l'altezza della struttura, la ridondanza del sistema strutturale ed il modo di collasso sia a livello di elemento che globale. Il comportamento dinamico delle strutture reali è governato da una complessa interazione di molti di questi fattori e può essere determinato accuratamente solo attraverso analisi dinamiche non lineari. La necessità di una comprensione globale delle caratteristiche della risposta non lineare di sistemi MDOF e di strumenti approssimati che agevolino la progettazione, rendono comunque attraente l'uso di analisi statiche non lineari che pur conservando la semplicità delle classiche analisi statiche permettono di investigare la risposta di tali sistemi anche oltre la soglia elastica.

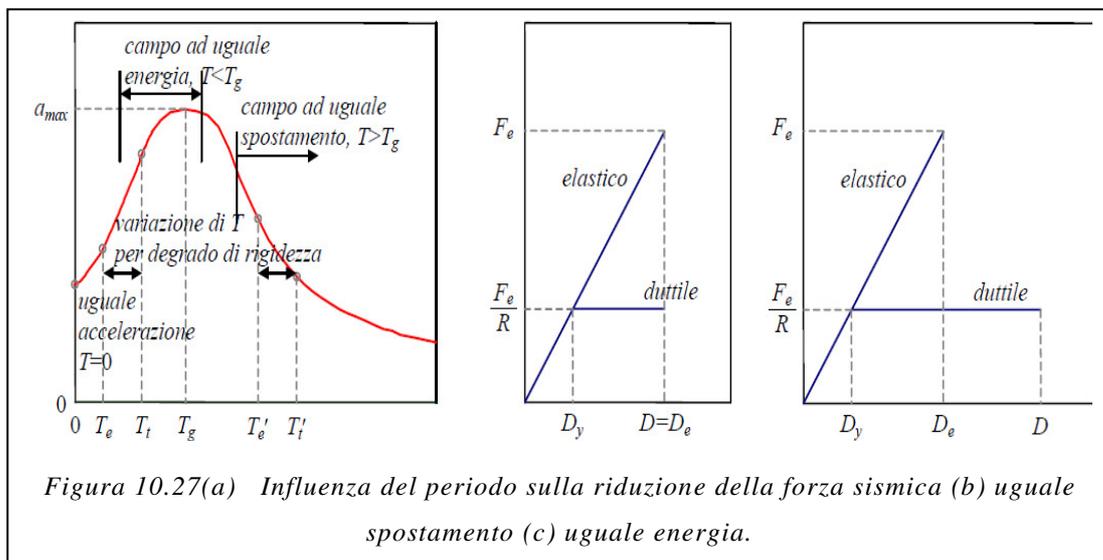
Analisi non lineari time-history condotte su oscillatori semplici con resistenza ridotta, secondo un fattore R , rispetto a quella corrispondente ad una risposta elastica e con comportamento isteretico elasto-plastico perfetto, hanno dimostrato un comportamento dipendente dal periodo proprio del sistema.

In particolare si osserva che, per strutture con periodo proprio maggiore di quello corrispondente al picco dello spettro di risposta elastico del terremoto considerato, T_g , gli spostamenti massimi raggiunti dal sistema anelastico, D , sono molto simili a quelli ottenuti per un sistema indefinitamente elastico, D_e , con rigidezza pari a quella

elastica iniziale del sistema anelastico ($D \cong D_e$). Considerazioni geometriche sulla Figura 10.27(b) implicano che la duttilità, $\mu = D/D_y$, raggiunta dal sistema anelastico sia pari al fattore di riduzione delle forze:

$$\mu = R$$

Questa conclusione viene solitamente indicata come principio di uguale spostamento (ED) sebbene non goda di una base teorica o di un'applicabilità generale che gli valga il titolo di principio.



Per strutture con periodo minore o uguale al periodo di picco dello spettro di risposta, la relazione appena scritta non è conservativa, cioè la duttilità in spostamento richiesta è maggiore del fattore di riduzione delle forze. In particolare, per numerosi sistemi di questo tipo, si ottiene una stima ragionevole del valore di picco della duttilità in spostamento uguagliando l'area sottesa dalla curva forza-spostamento del sistema anelastico a quella sottesa dalla curva del sistema elastico di pari rigidità iniziale (Figura 10.27(c)).

Poiché queste aree rappresentano l'energia totale assorbita dai due sistemi sottoposti ad una spinta monotona fino allo spostamento massimo, questa osservazione viene solitamente nominata principio di uguale energia (EE) (sebbene, anche in questo caso, lo status di principio non sia giustificato).

Dalla Figura 10.27 si evince la seguente relazione tra la duttilità in spostamento ed il fattore di riduzione delle forze:

$$\mu = \frac{R + 1}{2}$$

Per strutture con periodo molto basso ($T_e < 0.2$ s) la formula sopra indicata non è più conservativa. Questa inadeguatezza del principio di uguale energia deriva dalla tendenza del periodo proprio, T_e , di allungarsi verso regioni ad accelerazione spettrale maggiore, T_t , a seguito del degrado di rigidità della struttura in campo plastico, come mostrato in Figura 10.27(a). Per strutture con periodi medio-lunghi, invece, l'allungamento del periodo prodotto dalle azioni anelastiche comporta un allontanamento dalle regioni di massima risposta.

Tendendo alla condizione limite $T = 0$, perfino a piccoli fattori di riduzione delle forze corrispondono duttilità elevate, poiché le deformazioni strutturali diventano insignificanti rispetto alle deformazioni del terreno per cui la struttura sperimenta le effettive accelerazioni del terreno indipendentemente dagli spostamenti relativi e quindi dalla duttilità. Se la struttura non è in grado di sopportare il picco di accelerazione del terreno, collassa; ne consegue che strutture con periodi propri molto piccoli non dovrebbero essere progettate per azioni inferiori a quelle corrispondenti al picco di accelerazione del terreno.

Questo comportamento viene indicato come principio di uguale accelerazione.

Si osserva infine che, nella realtà, gli elementi strutturali in c.a. presentano cicli isteretici molto diversi da quello elasto-plastico ideale adottato per le analisi dinamiche non lineari.

Per strutture con periodo lungo, il livello di duttilità stimato con l'approssimazione di uguale spostamento non risente della forma del ciclo isteretico; per strutture con periodo corto ($T_e < T_g$), per le quali l'approssimazione di uguale energia è più realistica, la riduzione di energia dissipata, legata a cicli isteretici sottili, implica un aumento della richiesta di duttilità per cui gli spettri anelastici generati con la Figura 10.27 risultano probabilmente non conservativi.

Per sistemi SDOF bilineari inelastici il cui legame costitutivo è definito da tre parametri: il periodo proprio T_e , il rapporto α_y tra l'accelerazione di snervamento e

l'accelerazione elastica massima ed il rapporto tra la rigidezza post elastica e quella elastica iniziale p .

Pertanto, può essere utile esprimere le relazioni di cui sopra in funzione di queste grandezze.

11. SOFTWARE FEM: MIDAS FEA

In questo capitolo si descrive il programma di calcolo che ha consentito di costruire i modelli di ponte ad arco. MIDAS FEA è un codice agli elementi finiti (tridimensionale e nonlineare) particolarmente versatile, dotato di una vasta libreria di elementi, materiali e procedure, e basato su una struttura di database avanzata, prodotto in joint venture tra FEA Italia e TNO, già produttrice del noto software DIANA. MIDAS-FEA dispone di una gran varietà di elementi, tra cui elementi trave (rettilinei e curvi), elementi tridimensionali, membrane, elementi assialsimmetrici e con deformazioni piane, piastre, gusci, elementi di interfaccia. Tutti questi elementi possono essere combinati in un determinato modello.

Con MIDAS FEA è possibile eseguire uno svariato numero di differenti analisi.

- 1) *Analisi Statica Lineare*: è possibile specificare vincoli lineari generici (tyings) tra i gradi di libertà del sistema (spostamenti, rotazioni, temperature ecc.). E' possibile determinare la linea di influenza per carichi mobili.
- 2) *Analisi Non-Lineare*: frattura, viscoelasticità, creep, iperelasticità, plasticità, viscoplasticità. Evoluzione temporale della temperatura, concentrazione e livello di maturazione possono essere specificati nelle leggi costitutive. Analisi con non-linearità geometrica. Problemi di contatto.
- 3) *Analisi Dinamica*: analisi armonica stazionaria, analisi con sollecitazione random, analisi transitoria lineare e non-lineare, dinamica non-lineare.
- 4) *Stabilità Euleriana*: modi di svergolamento della struttura, analisi delle perturbazioni e comportamento post-critico.
- 5) *Analisi per fasi*: MIDAS-FEA permette di studiare le fasi durante la realizzazione della struttura, ed individuare gli aspetti critici per ognuna delle fasi temporali.
- 6) *Analisi Parametrica*.

L'applicazione del FEM sulle strutture in muratura non è semplice a causa di alcuni aspetti che caratterizzano queste costruzioni. L'ipotesi di comportamento omogeneo, isotropo ed elastico non sono in genere soddisfacenti se applicate alle strutture in muratura perché :

- 1) il materiale non può essere considerato né omogeneo né isotropo causa della sua estrema complessità di composizione e di posa;
- 2) la muratura mostra un comportamento elastico-lineare solo per valori di tensione molto bassi ; il comportamento inelastico inizia molto presto e in genere prima che compaia la prima rottura visibile. E' quindi necessario usare un processo iterativo , che segua la propagazione della rottura/fessura e che si fermi nel momento in cui le condizioni di equilibrio sono soddisfatte.
- 3) la sezione resistente generalmente dipende dal carico applicato.

Il programma utilizzato è MIDAS FEA in versione Educational, con limitazione nella modellazione a 5000 elementi.

Le strutture in muratura possono essere modellate con MIDAS FEA a livello meso o macro. A livello macro la muratura è modellata con elementi continui. La natura ortotropa della muratura può essere modellata con il modello anisotropo di plasticità Rankine-Hill, che permette all'elasticità ortotropa di essere impiegata ed utilizza una diversa rigidità e dei parametri di degrado per simulare il diverso comportamento parallelo e perpendicolare per distendere i giunti sulla muratura. La plasticità anisotropa del modello di Rankine-Hill è disponibile per il 2D (sforzo piano).

11.1. Criterio di rottura: total strain crack model

Si illustra ora la sintassi di input per i modelli costitutivi basati sulla deformazione totale, chiamato anche “Total Strain Crack Model”, che descrivono il comportamento a trazione e a compressione di un materiale con un relazione sforzo-deformazione. Questi modelli non possono essere combinati con altri modelli costitutivi. Tuttavia, sono possibili la combinazione con un'influenza ambientale e la combinazione con la viscoelasticità dell'input diretto della catena di Kelvin. Questo rende il modello particolarmente adatto allo Stato limite di servizio (SLS) e Stato Limite Ultimo (SLU), analisi che sono prevalentemente regolate dalla rottura o dallo schiacciamento del materiale.

Il modello costitutivo basato sulla deformazione totale (*Total Strain Model*) si sviluppa lungo le linee della Teoria nel campo della compressione modificata,

originariamente proposta da Vecchio e Collins. Come nel modello multi-direzionale a rottura fissato (*fixed crack model*), la deformazione totale basata su modelli a rottura segue un approccio esteso all'energia di frattura.

Un modello costitutivo basato sulla deformazione totale descrive la tensione in funzione della deformazione.

Questo concetto è noto come ipo-elasticità quando il comportamento di carico e scarico è lungo lo stesso percorso sforzo-deformazione. Nell'attuale implementazione in MIDAS FEA, il comportamento di carico e scarico è modellato in modo diverso con scarico secante (Figura 11.1).

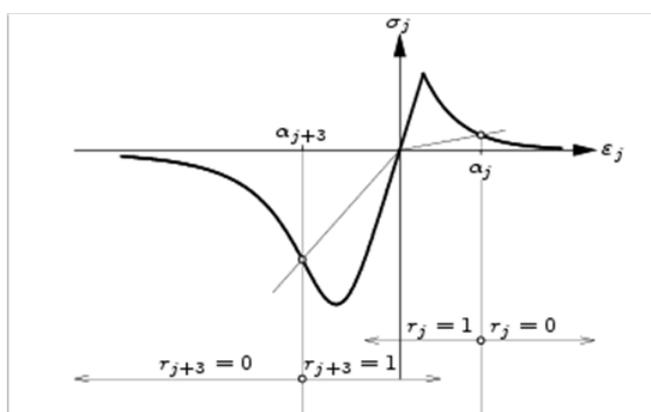


Figura 11.1 Comportamento di carico-scarico

Nell'ambito dei rapporti deformazione totale-tensione, sono possibili diversi approcci.

Un metodo comunemente usato è il concetto di tensione coassiale -deformazione, in cui vengono valutate le relazioni sforzo-deformazione nella direzione principale del vettore di deformazione.

Questo approccio, noto anche come modello a rottura rotante (*rotating crack model*), viene applicato alla modellazione costitutiva del cemento armato durante un lungo periodo e ha dimostrato che l'approccio modellistico è particolarmente adatto per strutture in cemento armato. Più appetibile per la natura fisica della rottura è il concetto fisso sforzo-deformazione in cui vengono valutati i rapporti sforzo-deformazione in un sistema fisso di coordinate che è fisso sulla fessura. Entrambi gli approcci possono essere facilmente descritti nello stesso contesto in cui le direzioni

della rottura n_{st} sono sia fisse sia rotanti continuamente con le direzioni principali del vettore deformazione.

Il concetto base del Total Strain Crack Model è che la tensione viene valutata nelle direzioni definite dalle direzioni della fessura. Il comportamento a compressione è valutato in un sistema di coordinate ruotate quando il materiale non è fessurato, dove in caso di concetto fixed il comportamento a compressione è valutato in un sistema di coordinate fisse determinato dalle direzioni della fessura.

L'input per il Total Strain Crack Model è composto da due parti:

- 1) le proprietà di base come il modulo di Young, il rapporto di Poisson, eccetera;
- 2) la definizione del comportamento in trazione, taglio e compressione.

11.1.1. Comportamento a trazione

Il comportamento a trazione può essere modellato usando diversi approcci, uno risultante in una descrizione più complessa rispetto agli altri. Per il modello Total crack Strain, sono applicate quattro funzioni di softening/rammollimento basate sull'energia di frattura, una curva lineare di rammollimento/softening, una curva esponenziale di rammollimento/softening, di rammollimento/softening la curva non lineare secondo Reinhardt et al., e la curva di rammollimento/softening non lineare secondo Hordijk, tutti collegati a una larghezza di banda di rottura come si ha di solito nei modelli a rottura distribuita. Il comportamento a trazione, che non è direttamente correlato alla energia di frattura, può anche essere modellato all'interno del concetto di "Total Strain". Sono anche implementati un comportamento di trazione costante, un comportamento multi lineare e un comportamento fragile.

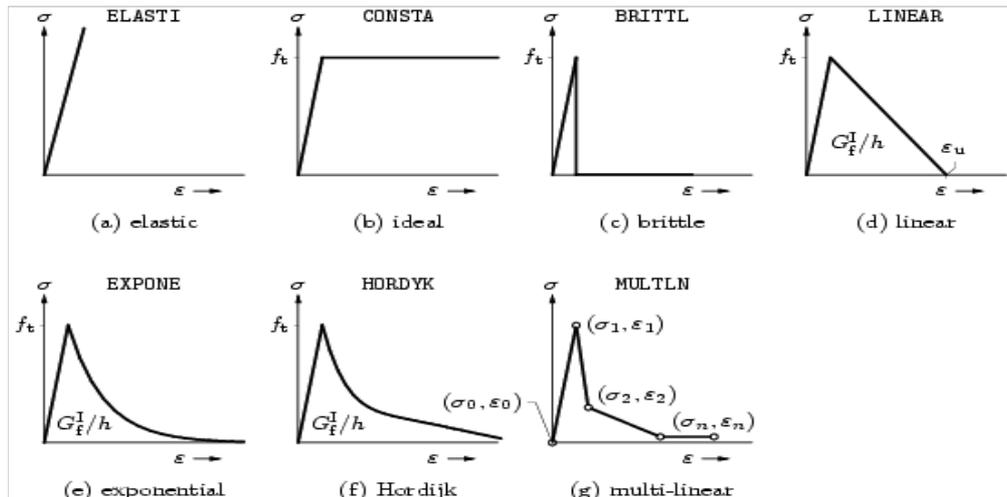


Figura 11.2 Comportamento predefinito a trazione del modello Total Strain

Nel caso, ad esempio, di comportamento softening lineare per la *sound masonry* (muratura di buona qualità) si pone resistenza a trazione $f_t = 0.1 \text{ N/mm}^2$ e una energia di fessura $Gf_t = 0.01 \text{ N/mm}$.

Nel caso invece di *loose masonry*, cioè di muratura un po' scadente, si pone, sempre con comportamento di softening lineare, valori di resistenza a trazione e di energia di fessurazione rispettivamente pari a $f_t = 0.01 \text{ N/mm}^2$ e $Gf_t = 0.001 \text{ N/mm}$.

11.1.2. Comportamento a compressione

Materiali come calcestruzzo o muratura sottoposti a sollecitazioni di compressione mostrano un comportamento pressione-dipendente, ovvero, l'aumento di resistenza e duttilità con l'aumentare della tensione isotropa. A causa del confinamento laterale, il rapporto di compressione sforzo-deformazione viene modificato per incorporare gli effetti della maggiore tensione isotropa. Inoltre, si presume che il comportamento a compressione sia influenzato da una rottura laterale. Per modellare l'effetto di confinamento laterale, i parametri della funzione di compressione sforzo-deformazione, f_{cf} ed ε_p , sono determinati con una funzione di danno che dà la tensione di compressione che causa un danno in funzione delle tensioni di confinamento in direzione laterale. Se il materiale è rotto in direzione laterale, i parametri sono ridotti con il fattore $\beta_{\varepsilon_{cr}}$ per la deformazione di picco, e con il fattore

$\beta_{\sigma_{cr}}$ per la tensione di punta. La relazione di riduzione dovuta alla laterale rottura è il modello di Vecchio e Collins.

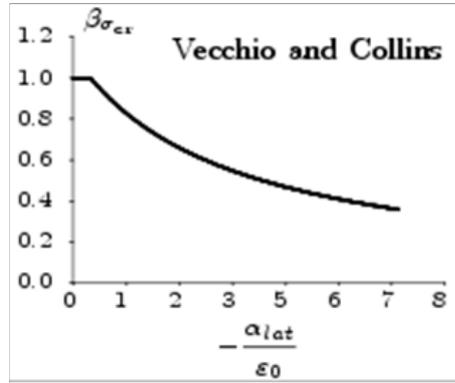


Figura 11.3 Fattore di riduzione dovuto alla rottura laterale

E' tacitamente assunto che la curva di base a compressione è determinata dal valore di tensione di picco $f_p = \beta_{\sigma_{cr}} f_{cf}$, e il corrispondente valore della deformazione di picco $\sigma_p = \beta_{\epsilon_{cr}} \epsilon_p$.

La funzione base a compressione, con i parametri f_p ed σ_p , sono modellati con un numero di curve diversamente predefinite e definite dall'utente. Le curve predefinite sono la curva costante e la curva fragile. Sono anche disponibili la curva con hardening lineare e la curva con hardening di saturazione.

La Figura 11.4 mostra le curve disponibili di hardening - softening a compressione.

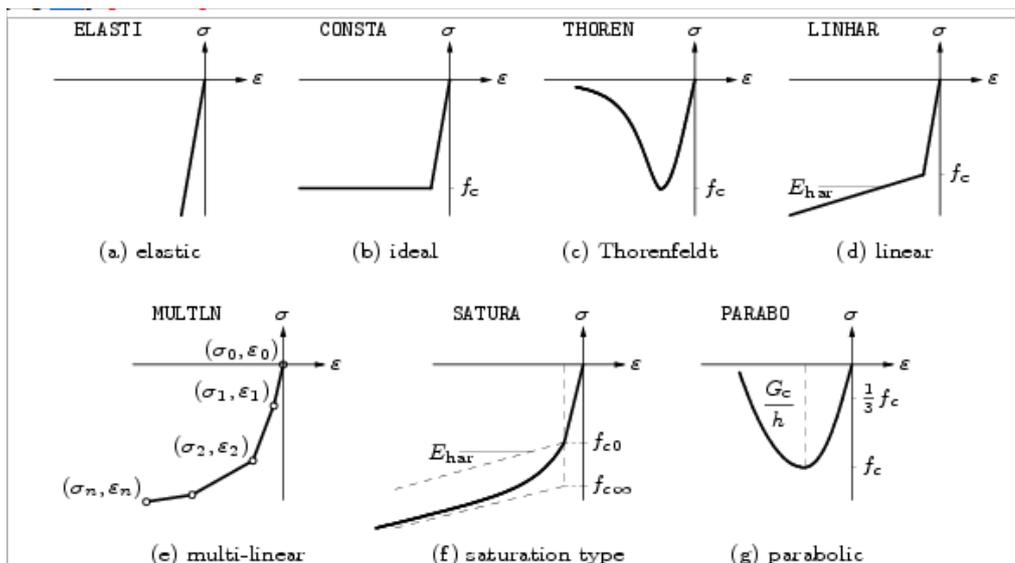


Figura 11.4 Comportamento a compressione predefinito per il modello Total Strain

Nel caso, ad esempio, di comportamento COSTANTE per la *sound masonry* (muratura di buona qualità) si pone la resistenza a compressione $f_c = 1 \text{ N/mm}^2$. Con comportamento invece PARABOLICO si pone sempre la resistenza a compressione pari a $f_c = 1 \text{ N/mm}^2$, ma in più si inserisce il valore dell'energia di fessura $Gf_c = 2 \text{ N/mm}$.

11.1.3. Comportamento a taglio

Il modello del comportamento a taglio è necessario solo nel concetto di rottura "fixed" dove la rigidezza a taglio è di solito ridotta dopo la rottura. Per la seguente implementazione in MIDAS FEA, viene modellata solo una riduzione costante della rigidezza a taglio:

$$G^{cr} = \beta \cdot G$$

dove β è il fattore di mantenimento del taglio, $0 \leq \beta \leq 1$. Per il concetto di rottura *rotating* il fattore di mantenimento del taglio può essere assunto pari ad 1.

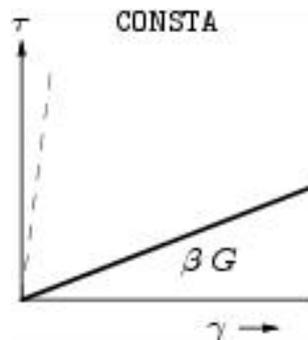


Figura 11.5 Comportamento a taglio predefinito per il modello Total Strain

Nel caso sia di *loose* che di *sound masonry* avente comportamento a taglio COSTANTE si pone $\beta = 0.01$.

11.2. Elementi finiti usati nella modellazione fem

11.2.1. Quadrilatero , 8 nodi

L'elemento finito CQ16M utilizzato per modellare il ponte è un elemento quadrilatero a 8 nodi isoparametrico in stato piano. Il nome CQ16M è così definito in

quanto le prime due lettere indicano il tipo di elemento, seguito dai numeri degli otto nodi n°1 al n°8 di seguito come si vede dalla Fig.6.4.

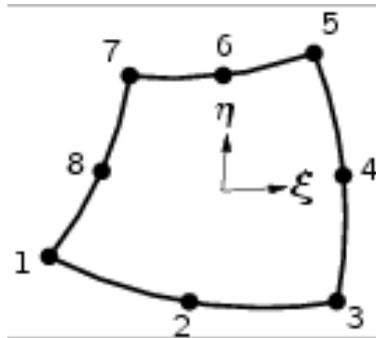


Figura 11.6 Elemento finito CQ16M

Si basa sull'interpolazione quadratica e sull'integrazione di Gauss. La polinomiale per gli spostamenti u_x e u_y può essere espressa come:

$$u_i(\xi, \eta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\xi\eta + a_4\xi^2 + a_5\eta^2 + a_6\xi^2\eta + a_7\eta^2\xi$$

Tipicamente questa funzione polinomiale produce una deformazione ϵ_{xx} che varia linearmente nella direzione x e in modo quadratico in direzione y. La deformazione ϵ_{yy} varia linearmente in direzione y e in modo quadratico in direzione x. La deformazione a taglio γ_{xy} varia invece in modo quadratico in entrambe le direzioni.

Di default MIDAS FEA applica una integrazione 2x2 [$n_\xi = 2, n_\eta = 2$] che produce ottimi punti di tensione, 3x3 è una possibilità accettabile. Gli schemi maggiori del 3x3 non sono adeguati.

11.2.2. Triangolo, 6 nodi

L'elemento CT12M è un elemento triangolare a 6 nodi isoparametrico in stato piano. Si basa su una interpolazione quadratica e sull'integrazione dell'area.

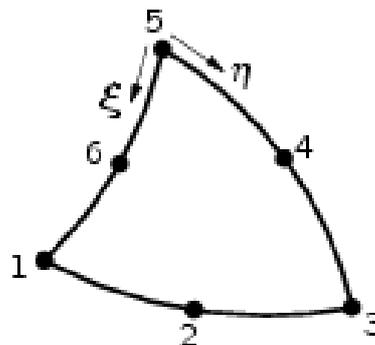


Figura 11.7 Elemento finito CT12M

La polinomiale per gli spostamenti u_x e u_y può essere espressa come:

$$u_i(\xi, \eta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\xi\eta + a_4\xi^2 + a_5\eta^2$$

Tipicamente questa funzione polinomiale produce una deformazione approssimativamente lineare che varia nella direzione x e y. Di default MIDAS FEA applica una integrazione a 3 punti [$n_{1c} = 3$]. Gli schemi possibili sono disponibili, ma questi non sono adatti potrebbero provocare una distribuzione oscillante della deformazione.

11.2.3. Prisma, 15 nodi

Il CTP45 è un elemento isoparametrico a 15 nodi, esso si basa sull'interpolazione quadratica e sulla integrazione numerica.

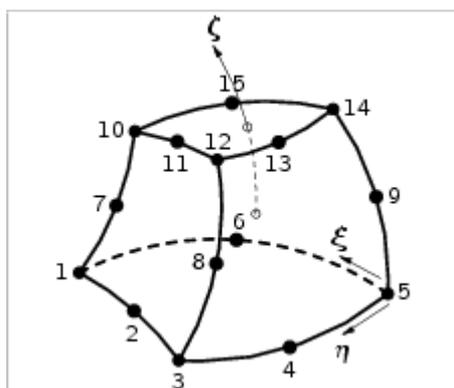


Figura 11.8 CTP45

Il polinomio per la traslazione u_{xyz} è espresso da:

$$u_i(\xi, \eta, \zeta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\zeta + a_4\xi\eta + a_5\eta\zeta + a_6\xi\zeta + a_7\xi^2 + a_8\eta^2 + a_9\zeta^2 + a_{10}\xi\eta\zeta + a_{11}\xi^2\zeta + a_{12}\eta^2\zeta + a_{13}\xi\zeta^2 + a_{14}\eta\zeta^2$$

Questo polinomio è formato dalla distribuzione della deformazione e dallo sforzo dove essi variano in modo lineare con il volume dell'elemento. Di default MIDAS FEA applica 4 punti di integrazione,.

12. IL PONTE MASTER 14

L'arcata, come già detto, è uno dei tratti più caratterizzanti un ponte in muratura, soprattutto sotto il profilo strutturale, in quanto sostiene il carico e trasferisce le spinte alle sottostrutture. Un cedimento dell'arco comporta inevitabilmente il crollo del ponte, e quindi ogni sforzo deve essere fatto, nella prospettiva di mantenere il ponte in esercizio, per preservare l'integrità di questa componente essenziale. La soluzione che si è pensata per il PM14, come intervento finalizzato all'adeguamento



Fig. 12-1 Ponte ad arco in muratura con ribassamento analogo al PM14

sismico rispetto alla normativa vigente, è quella della realizzazione di un arco in calcestruzzo da disporre all'intradosso di quello esistente, e collegarli poi tra loro in modo da renderli collaboranti. Al giorno d'oggi non è più economicamente conveniente costruire un arco in muratura in modo tradizionale a causa del costo della manodopera e delle difficoltà logistiche, per non parlare della preparazione dei blocchi in muratura prima del getto. E' quindi auspicabile ricorrere ad archi prefabbricati, che verranno poi ancorati alla volta tramite piolatura lavorante a taglio costituita da barre in acciaio. In ogni caso in questo lavoro ci si è occupati dell'azione strutturale del rinforzo indipendentemente dalla tipologia scelta.

Dal punto di vista geometrico il PM14 è un ponte multicampata, di 4 campate da 12,60 m l'una, con arcata dello spessore di 0,70 m, altezza delle pile dalla sommità

del plinto di fondazione a quella dell'imposta dell'arco di 3,80 m, e con un rapporto di ribassamento f/L piuttosto basso, pari a 0,135. L'altezza che separa l'arcata in chiave alla base del piano ferroviario è di soli 0,60 m e quindi si tratta di un ponte che strutturalmente presenta una certa fragilità in relazione ad eventuali carichi asimmetrici sull'arcata, non avendo una forte opera di stabilizzazione del riempimento. Dal punto di vista delle azioni sismiche, ed in particolare longitudinali, invece, un ponte ribassato è fisiologicamente più attrezzato rispetto ad archi più alti, fino ad arrivare al più fragile e cioè al tutto sesto, in quanto esso tenderà a caricare in modo meno importante la volta in una direzione non naturale per una struttura ad arco, ma piuttosto tenderà macroscopicamente a lavorare per sollecitazioni normali sull'impalcato. Come si vedrà dalle analisi statiche non lineari (pushover) la struttura risulterà comunque inadeguata rispetto ad un sisma di progetto in ex-zona 1, quindi di una certa entità, e di conseguenza necessiterà di rinforzo. La soluzione cercata è, come detto, la realizzazione di un arco aggiuntivo dello spessore di 0,30 m, che rivestirà l'intero arco e le pile.

12.1. Generalità sulla modellazione dei ponti in muratura

La modellazione della struttura è uno dei più importanti e delicati aspetti nell'analisi delle strutture sotto azione sismica. Per di più la modellazione di strutture murarie storiche, o non recenti, è un problema ancor più complesso essendo difficile tener sufficientemente conto delle geometrie, dei materiali, delle condizioni di vincolo e della trasformazione che il tempo ha comportato sulla struttura.

Il primo di questi è la scelta del modello strutturale. Esso deve essere definito in base alle esigenze di chi progetta, in particolare in funzione delle informazioni che si vogliono ricavare dalle analisi. Il livello di dettaglio infatti può variare di molto a seconda si vogliano ricercare risultati riguardanti parti limitate e circoscritte oppure si voglia avere un comportamento d'insieme.

Il modello per l'analisi sismica, inoltre, può limitarsi ad un'analisi piana/bidimensionale oppure essere più complessa ed estendersi alla terza

dimensione. Nel caso dell'analisi sismica studiare separatamente le varie direzioni è consentito dalla normativa, tuttavia questo comporta di fatto accettare condizioni più a gravose nell'analisi, affinché lo studio si riveli a favore di sicurezza. Se si intende invece far lavorare il materiale più efficacemente e più convenientemente, cioè relativamente più vicino ai propri limiti, allora è necessario fare analisi più complesse e complete, e cioè tridimensionali. Nel nostro caso, interessandoci esclusivamente il comportamento longitudinale, il modello piano risulta sufficiente.

La seconda criticità riguarda la scelta del modello costitutivo. In questo modello si

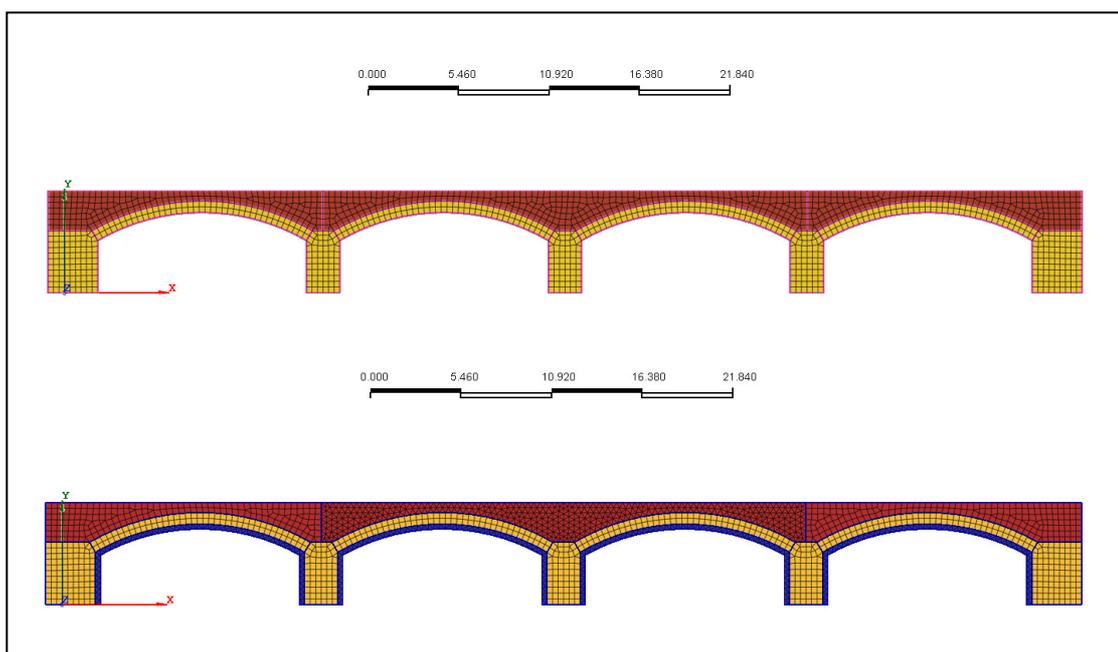


Fig. 12-2 Mesh del modello FEM del ponte senza rinforzo (sopra) e con rinforzo (in basso) sono sfruttati legami non lineari.

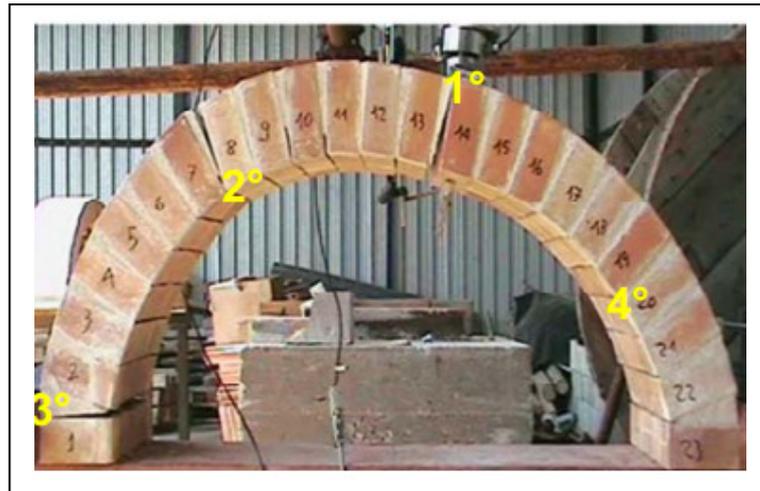
Questo risulta di importanza cruciale, poichè la resistenza di questi manufatti in muratura non potrebbe mai garantire un funzionamento in campo elastico su sollecitazione sismica e quindi nella realtà il materiale entra sempre e comunque in un ramo di comportamento anelastico, che per essere studiato, essendo dipendente dalla storia del carico, ha bisogno di un modello che riesca ad essere quanto più aderente possibile al comportamento non lineare della muratura.

12.2. Scelte di modellazione

Il software utilizzato per la modellazione è MIDAS FEA, che ha implementato il modello "Total Strain Crack", in cui il materiale viene descritto da legami costitutivi che colgono in buona approssimazione il reale comportamento della muratura e del calcestruzzo. Questo modello è interessante, in quanto vengono considerati nello stesso contesto sia il comportamento a trazione che a compressione, con le rispettive leggi σ - ε di trazione e compressione, e ciò è di importanza rilevante quanto più è complesso il comportamento del materiale reale.

Dal punto di vista più specifico della modellazione, la non linearità del modello è stata sia geometrica che di materiale. Mentre si è illustrata la seconda, la non linearità geometrica è una condizione obbligatoria nell'analisi nel momento in cui ci si trovi di fronte a grandi spostamenti e deformazioni (quasi sempre in ambito sismico ma

specialmente nel caso degli archi), e che comporta il venir meno della validità della teoria elastica lineare di poter considerare uguali la configurazione iniziale con quella finale. La presenza di una non



linearità geometrica implica

Fig. 12-3 Posizione tipica delle cerniere plastiche di

che il modello strutturale

non rimanga più invariato durante l'analisi ma si modifichi in funzione delle deformazioni avvenute.

I meccanismi delle arcate e delle pile infatti sono prevalentemente governati dalla formazione di cerniere, dette cerniere plastiche perchè governate dal ramo plastico del materiale costituente, con deformazioni irreversibili e consistenti, caratterizzate dall'apertura di lesioni in corrispondenza dei giunti di malta. Quando queste cerniere vengono a costituire un meccanismo labile, si ha il collasso dell'arco, che quindi non

per forza avviene dopo il cedimento del materiale, anzi generalmente avviene perdita di equilibrio del sistema. La posizione classica delle cerniere plastiche è quella indicata in figura e dalla modellazione, come si può notare in figura 4-5, questa disposizione risulta confermata.

Sul piano della scelta della tipologia di elementi da utilizzare si è deciso di ricorrere ad elementi "plane strain" quadrangolari e triangolari con nodo intermedio, ovvero elementi rispettivamente da 8 e 6 nodi. Sono indicati per stati di deformazione piana, possiedono solo due gradi di libertà per nodo corrispondenti alle traslazioni nel loro piano, e vengono prevalentemente utilizzati per la modellazione di strutture nelle quali si può considerare impedita la deformazione nello spessore, ovvero nel nostro caso nella terza dimensione, e cioè trasversale rispetto al ponte.

La dimensione delle spalle è stato un altro fattore da tenere in grande considerazione, per il loro effetto irrigidente e di irrobustimento dell'intera struttura. Considerando il fatto che si è utilizzato un modello piano, e che quindi rappresenta soltanto uno strato unitario di ponte, mantenere delle dimensioni reali nelle spalle sarebbe equivalsa a considerarle come se nella realtà fossero degli elementi monolitici in muratura per l'intero spessore del ponte. Nella realtà invece esse sono riempite dello stesso materiale incoerente di riporto e di bassa qualità con cui è riempito l'impalcato, e di conseguenza si è ritenuto ragionevole, per non sovrastimare l'effetto di irrigidimento delle spalle, ridurre la dimensione portandola ad una volta e mezzo la larghezza delle pile.

Infine per quanto riguarda i vincoli, tutte le pile e le spalle sono state perfettamente incastrate al suolo, essendo il vincolo che più si avvicina alla condizione di normalità per un ponte in muratura.

12.2.1. Modellazione dei materiali

La muratura e il riempimento sono stati modellati come un continuo equivalente, ossia un mezzo omogeneo in cui i singoli elementi costituenti (per esempio, per la muratura, i mattoni e i giunti di malta) non sono rappresentati distintamente, interessandoci solamente un comportamento complessivo, effettuare cioè una *macro-modellazione*. In questa fase non era il nostro fine andare ad indagare lo stato

tensionale locale, quanto cogliere la reazione globale del ponte, e definirne la curva di capacità con conseguente riserva plastica.

Si riporta di seguito in tabella uno schema con le caratteristiche scelte dei materiali

Materiale	Caratteristica		
	Peso specifico (kg/m³)	Modulo elastico E (MPa)	Coefficiente di Poisson ν
Calcestruzzo	2400	31500	0.2
Muratura	1800	5000	0.2
Riempimento	1800	500	0.2

nella modellazione in termini di modulo elastico, peso specifico e coefficiente di Poisson. Il calcestruzzo che si è ritenuto di utilizzare è il C25/30, calcestruzzo comune da costruzione, la muratura invece ha caratteristiche medie di un'insieme malta/mattone, attestando il modulo elastico globale a 5000 MPa, ed infine per il riempimento è stato considerato il modulo tipico di un ciottolame di scarse caratteristiche, modulo elastico 50MPa, e quindi un materiale incoerente che non ha influenza sulla capacità strutturale del ponte, in relazione al livello di conoscenza peggiore, ipotizzando di non disporre nella realtà di informazioni precise o di indagini adeguate sul materiale in questione.

Tale stima conservativa permette quindi, a favore di sicurezza, di considerare assai poco significativi gli effetti del riempimento sulle entità di spostamento del manufatto.

La tipologia del modello scelto è stato quello rotazionale, ovvero l'elemento della mesh viene ad ogni step valutato secondo l'orientamento acquisito con lo step precedente, ruotando quindi gli assi principali d'inerzia, con un maggior onere computazionale, ma con conseguente maggiore fedeltà rispetto al comportamento reale dei blocchi murari. La rigidità invece viene valutata secondo un modello secante e non tangente, acquisendo un comportamento deformativo "mediano" del materiale.

Di seguito, in tabella sono riportati i parametri con cui sono stati definiti i modelli, suddivisi per materiale, rispetto alle sollecitazioni semplici. Si può vedere come per la muratura ed il riempimento si sia ricorsi ad un modello elasto-plastico, definito

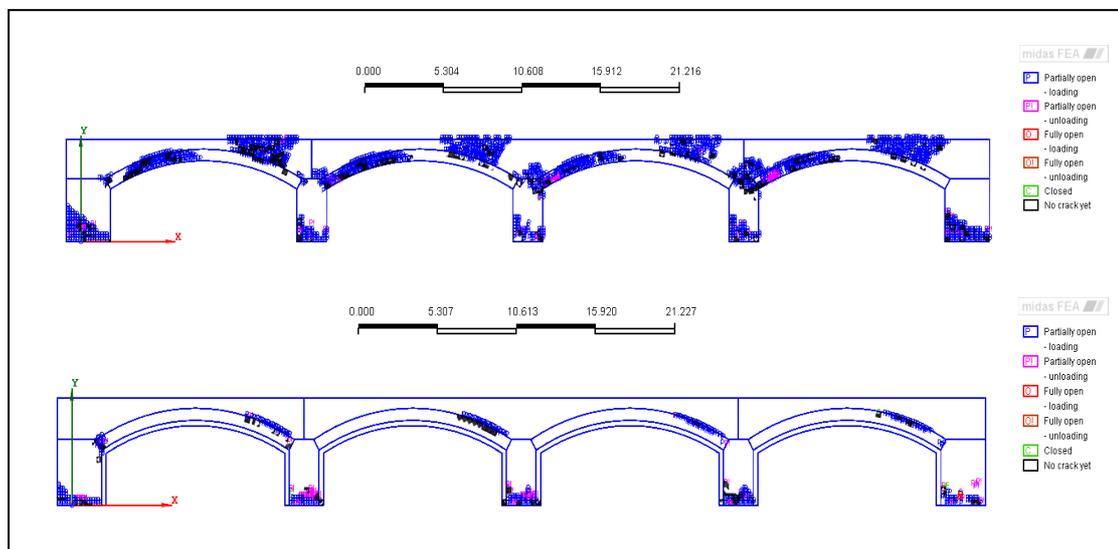


Fig. 12-4 Disposizione delle fessurazioni sul modello senza rinforzo (sopra) e con rinforzo (sotto) entrambi con il livello di sollecitazione relativo al collasso del ponte non rinforzato

con la dicitura "Constant", mentre per il calcestruzzo ci si sia orientati verso un legame costitutivo elasto-fragile.

<u>CALCESTRUZZO</u>	Caratteristica		
	Compressione	Trazione	Taglio
Modello	Thorenfeldt	Hordijk	Constant
Parametro 1	$F_c = 30000 \text{ kN/m}^2$	$F_t = 3000 \text{ kN/m}^2$	$\beta = 0,01$
Parametro 2	/	$G_t = 0,09 \text{ N mm/mm}^2$	/
Parametro 3	/	$h = 0,476 \text{ m}$	/
<u>MURATURA</u>	Caratteristica		
	Compressione	Trazione	Taglio
Modello	Constant	Constant	Constant
Parametro 1	$F_c = 5000 \text{ kN/m}^2$	$F_t = 200 \text{ kN/m}^2$	$\beta = 0,01$

<u>RIEMPIMENTO</u>	Caratteristica		
	Compressione	Trazione	Taglio
Modello	Constant	Constant	Constant
Parametro 1	$F_c = 1500 \text{ kN/m}^2$	$F_t = 50 \text{ kN/m}^2$	$\beta = 0,01$

Queste scelte sono state dettate da considerazioni concettuali sul comportamento dei materiali e derivate anche dall'osservazione dei risultati di svariate analisi condotte, fino a giungere alla soluzione ritenuta più idonea. La muratura è un materiale che per propria natura è intrinsecamente molto rigido e fragile, e quindi in prima battuta molto distante da un comportamento elasto-plastico. Va però detto che con il metodo agli elementi finiti, nel momento in cui si modellasse il materiale con un legame fragile e questo giungesse alla rottura, di fatto il modello numerico porterebbe alla perdita di portanza del manufatto in maniera brusca e repentina, e quindi, non avendo effettuato una micromodellazione, non prenderebbe in considerazione la resistenza del ponte per mantenimento dell'equilibrio tra i conci rigidi dell'arco, anche dopo la fessurazione.

Nella realtà del materiale infatti, gli elementi costituenti la matrice eterogenea di muratura, dopo che si è giunti a rottura lungo i giunti di malta, ruotano, mantenendo però l'equilibrio tra loro, e quindi hanno una capacità di spostamento superiore a quella garantita dal ramo elastico del materiale.

E questo si traduce macroscopicamente nel fatto che il collasso di un arco avviene, come accennato in precedenza, praticamente sempre per instabilità dell'arcata, e non per rottura della muratura, conservando la propria capacità portante fintanto che non si viene a creare un sistema labile con la formazione di tutte le cerniere plastiche. Il modello elasto-plastico in questo senso, con la maggiore deformazione in tratto anelastico, rispecchia maggiormente questo comportamento nella definizione degli spostamenti ultimi, aspetto di nostro primario interesse. Analogo discorso è valso per il riempimento.

Per il calcestruzzo invece si è optato per un legame elasto-fragile poichè essendo di matrice considerabile più omogenea, nel momento in cui si innesca la fessurazione,

non vi è rotazione tra gli elementi ma discontinuità che comporta effettivamente una considerevole perdita prestazionale del materiale.

In compressione, come già segnalato, si è usato per il calcestruzzo il modello Thorenfeldt, descritto dalla curva sotto riportata, e che evidenzia un tratto anelastico in softening non lineare. Per la trazione, come detto, si è invece ricorsi al modello di Hordijk che fa seguire ad un tratto elastico lineare, un tratto anelastico secondo una

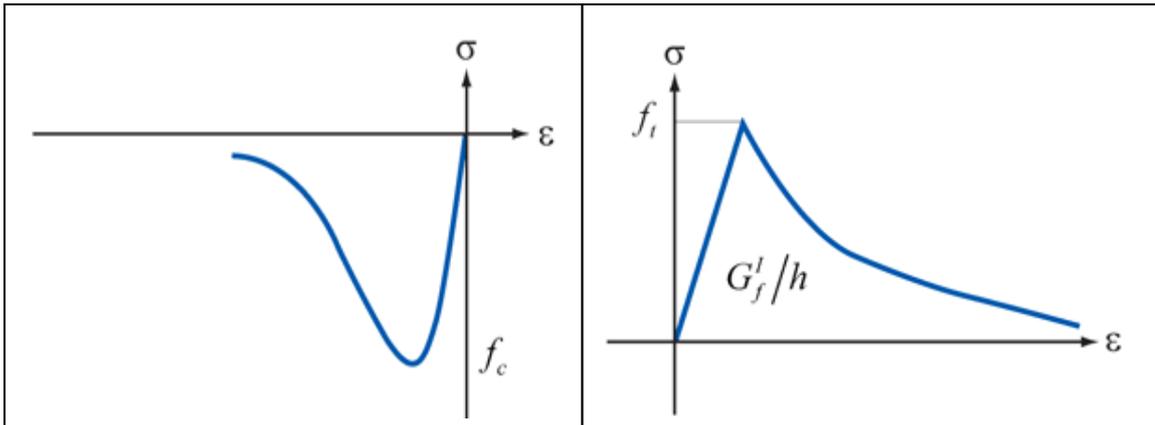


Fig. 12-5 Modello Thorenfeldt per la compressione (a sinistra) e Hordijk per la trazione (a destra)

formulazione esponenziale più complessa e derivante da osservazioni sperimentali.

Il parametro G_f in Hordijk rappresenta l'energia di frattura, mentre il parametro h è una grandezza che esprime la larghezza della banda della frattura, strettamente legata al modello agli elementi finiti impiegato . Infatti, per un elemento piano come un plane strain utilizzato in questo lavoro, il valore di h è pari a:

$$h = \sqrt{2A}$$

dove A è l'area media di un elemento finito di quel determinato materiale.

Nel caso di ponte rinforzato, l'interfaccia del calcestruzzo con la muratura non è stata modellata con accorgimenti particolari, ma soltanto giustappoendo i materiali, con la cura di far coincidere tutti i nodi delle mesh tra un materiale e l'altro. I modelli di interfaccia sono caratterizzati da relazioni costitutive che legano le tensioni agenti su tali superfici alla discontinuità di spostamento ma durante l'analisi si è visto come gli spostamenti dei materiali contigui non abbiano avuto valori differenziali degni di nota, e quindi notevoli deformazioni all'interfaccia, e ciò può farci pensare come la modellazione con questa ipotesi semplificativa, che non tiene conto cioè di

dispositivi di ancoraggio tra calcestruzzo e muratura, possa essere considerata abbastanza affidabile e veritiera.

Infine, per quanto concerne le caratteristiche del terreno e delle fondazioni, non avendo informazioni dettagliate a riguardo, si è ritenuto lecito assumere il suolo come un continuo indeformabile, scelta che risulta per le analisi comunque più gravosa e quindi a favore di sicurezza.

12.3. Curva di capacità

I recenti sviluppi della normativa tecnica hanno posto l'analisi statica non lineare, nota anche come analisi pushover, in un ruolo di primaria importanza nell'ambito della progettazione antisismica.

Nell'analisi pushover si applicano incrementalmente, ad un modello della struttura soggetto a carichi gravitazionali e con comportamento non lineare del materiale, particolari distribuzioni di forze statiche orizzontali, che possono essere più precisamente connesse agli spostamenti dei principali modi di vibrare della struttura, oppure, in modo approssimato, in maniera proporzionale alle masse su tutto il modello. Queste forze hanno il compito di 'spingere' in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso. Per l'analisi compiuta, si è scelto un incremento di accelerazione di progetto di $0,005 \text{ m/s}^2$. Risultato finale dell'analisi è la curva taglio alla base (somma di tutte le forze orizzontali, fornite dal software utilizzato) - spostamento (di un punto ritenuto significativo del comportamento globale). Tale capacità può venire confrontata con la domanda del sisma, rappresentati da punti individuati in corrispondenza delle massime domande di spostamento che la struttura subirebbe quando fosse soggetta ai diversi terremoti di progetto (valutate con spettri elastici di progetto), fino a giungere al cedimento. Ai fini del tracciamento della curva pushover, il nodo di controllo considerato nell'ambito dell'analisi è stato individuato in chiave dell'arco laterale di destra del ponte, in quanto, anche osservando la deformata, può essere considerato come il più esposto al raggiungimento della deformazione a rottura.

Fatta partire l'analisi, in modo iterativo, per ogni step di carico, il software va a determinare la matrice di rigidezza K e quindi lo spostamento della struttura, avendo imposto come condizioni per il termine del processo una differenza di spostamento tra un'iterazione e l'altra minore dello 0,1% ed un massimo di 50 iterazioni.

Si giunge quindi alla curva di capacità ricercata, per entrambi i casi, con arco in calcestruzzo e senza. La normativa però richiede la linearizzazione di tale curva per poi confrontarla con la domanda sismica e quindi si devono ricercare due rami lineari

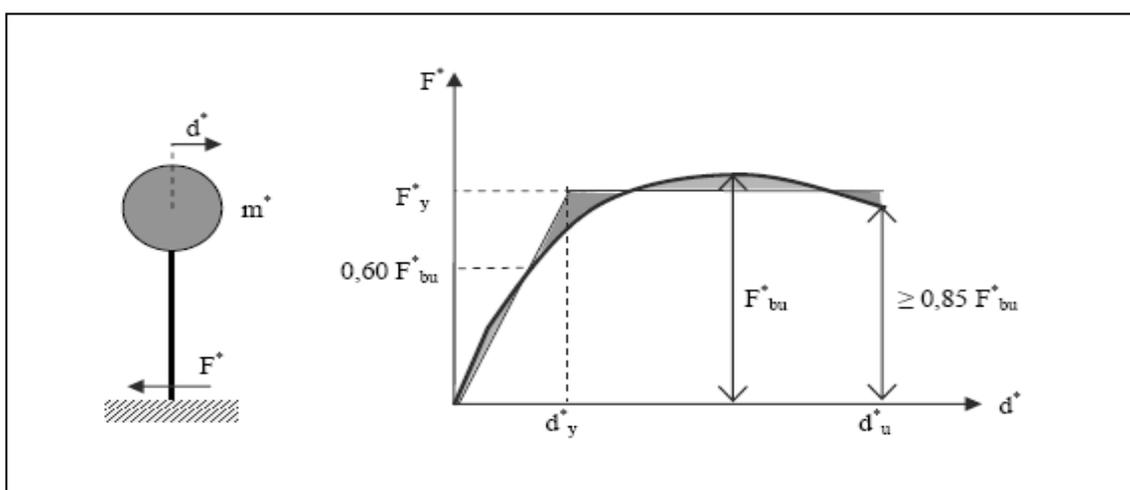


Fig. 12-6 Modello dell'oscillatore MDOF secondo normativa e bilinearizzazione della curva di capacità seguendo il criterio dell'area equivalente

(bi-linearizzazione), uno elastico e l'altro perfettamente plastico, rispettando alcune prescrizioni. La prima è il passaggio del ramo elastico della curva lineare nel punto della curva di capacità corrispondente ad una risposta sismica pari al 60% della resistenza massima indicata nelle NTC08 con F_{bu}^* , la seconda è la determinazione dello spostamento ultimo d_u^* in un punto corrispondente ad almeno l'85% della medesima resistenza, e la terza, importante, è che le due curve abbiano un'area sottesa equivalente, condizione questa che esprime, in un grafico forza/spostamento, l'energia in grado di essere immagazzinata dalla struttura prima di giungere al collasso. Ad ogni modo non esiste un unico criterio per linearizzare la curva di capacità, e metodi differenti di analisi statica non lineare impiegano differenti criteri. In linea di principio l'approssimazione è tanto più accurata quanto più il tratto lineare si mantiene in prossimità del reale andamento curvilineo nell'intorno del punto che rappresenta la risposta attesa.

Detto questo, per gli stati limite ultimi, lo spostamento così definito d_u^* dovrà essere confrontato con lo spostamento in domanda dedotto dagli spettri elastici, e da questa automaticamente si verifica che l'accelerazione al suolo (PGA_{res}) sia superiore al

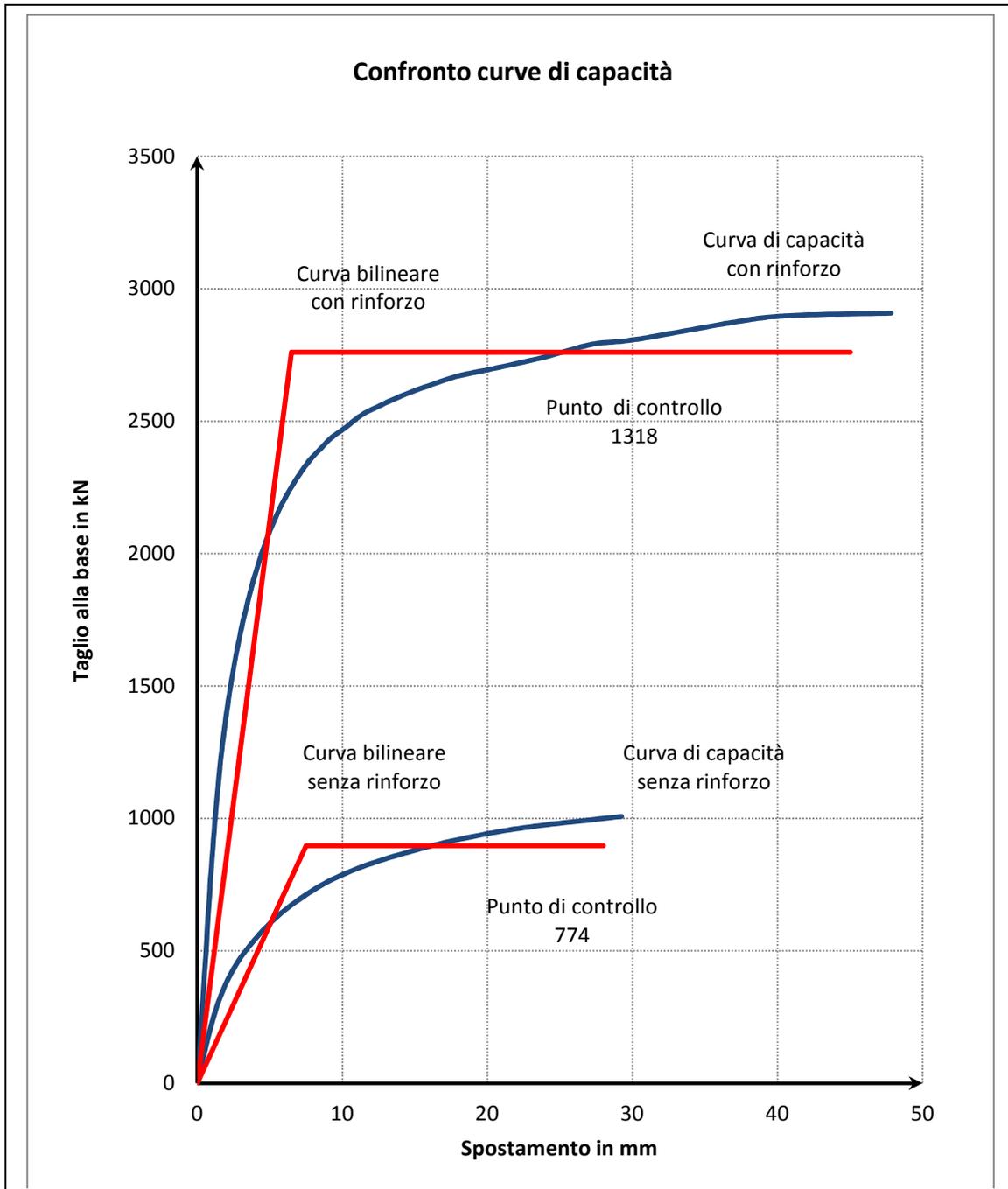


Fig. 12-7 Curve di capacità e loro linearizzazione a confronto

picco di accelerazione al suolo corrispondente alla zona sismica in cui è situato il ponte (PGA_{sol}).

Nei grafici riportati il punto 774 ed il 1318 rappresentano la stessa posizione sul ponte nei due diversi modelli.

La linea indicata in rosso rappresenta la curva bilineare che approssima la curva di capacità secondo le indicazioni al §7.3.4.1 della circolare esplicativa delle NTC08.

Per quanto riguarda le accelerazioni che dall'analisi del modello hanno portato ad una perdita di resistenza consistente a fronte di un minimale incremento di carico, circostanza che possiamo quindi identificare come il collasso della struttura, nel caso

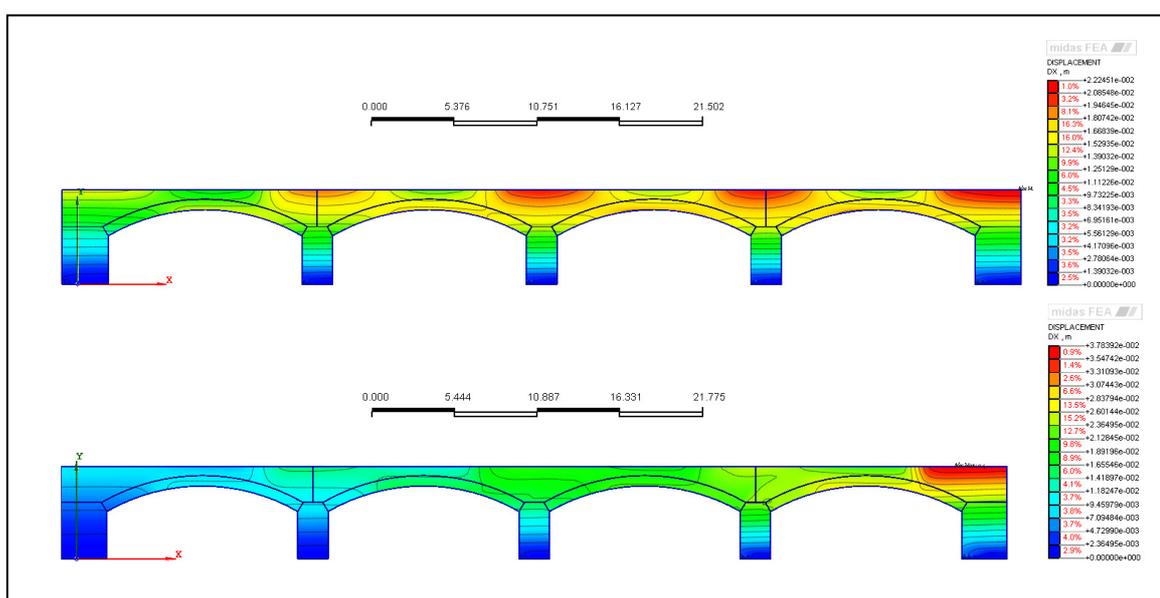


Fig. 12-8 Modello FEM con distribuzione degli spostamenti prima del collasso (sopra) e dopo il collasso(sotto) per il ponte senza rinforzo

senza rinforzo hanno assunto valore di $0,345 a_g/g$, mentre nel caso rinforzato di $0,80 a_g/g$, con un incremento quindi del 132% a favore del secondo. In figura, si sono riportati ad esempio gli andamenti degli spostamenti nel modello in due fasi differenti di carico, entrambe riferite al ponte senza rinforzo, una con sollecitazione pari a $0,33 a_g/g$, l'altra a $0,345 a_g/g$, quindi con incremento di carico ridotto tra l'una e l'altra. Si nota come nell'immagine in basso, ovvero quella con ponte più sollecitato, essendo giunti al collasso, lo spostamento inizia a riguardare improvvisamente una parte soltanto del ponte, evidenza che la struttura ha perso la solidarietà tra una parte e l'altra a causa di una totale seppur localizzata frattura del materiale.

12.4. Verifica sismica

Operata l'analisi pushover, è stata effettuata la verifica rispetto alla sollecitazione sismica relativa ad una zona che è stata identificata con la città de L'Aquila, che secondo la mappatura dell'INGV è collocata in ex-zona 1. Il ponte in oggetto presenta caratteristiche abbastanza frequenti sul territorio nazionale, per cui lo si può considerare un esempio tipico di rinforzo di un ponte ad arco in muratura. Il confronto tra la capacità della struttura e la domanda sismica, espressa in termini di spettri anelastici nel formato ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectrum) implica il passaggio da un sistema MDOF (Multi-degree of freedom) ad uno SDOF (Single degree of freedom).

Questo procedimento di fatto riduce una risposta complessa di un sistema MDOF in una semplificata di un oscillatore non lineare equivalente ad un grado di libertà SDOF, ed il ponte in quest'ottica ha un comportamento che può essere, entro certi limiti, effettivamente assimilato ad un pendolo rovescio, avendo la massa concentrata sull'impalcato, rappresentato dal pesante riempimento e dal piano viario, ed essendo vincolato a terra tramite delle mensole verticali incastrate al suolo come le pile. La normativa in questo senso prevede che si effettui questo passaggio soltanto nella condizione in cui il ponte sollecitato sia regolato da un modo di vibrare naturale principale, e che quindi possa essere assimilato al sistema SDOF senza incorrere in semplificazioni eccessive foriere di analisi non aderenti al reale.

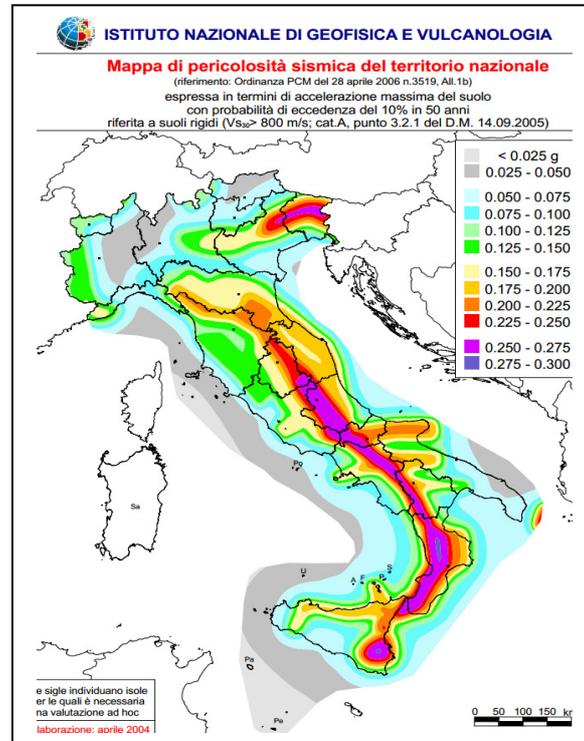


Fig. 12-9 Mappa di pericolosità sismica

12.4.1. Lo spostamento in domanda

Partiamo con la determinazione dello spettro di risposta elastico. La norma permette l'uso di diagrammi determinati analiticamente a partire da parametri tabulati zona per zona, o in alternativa si può far uso di spettri reali, di sismi rilevati in passato, a patto che questi abbiano determinate caratteristiche di regolarità del tracciato in specifici intervalli. Le formule di riferimento per il tracciato degli spettri per il calcolo analitico in direzione orizzontale sono divise per tratti in funzione del periodo:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

dove T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante, S un coefficiente di amplificazione dipendente da caratteristiche topografiche ed F_o è il fattore di amplificazione spettrale massima su di un sito di riferimento rigido orizzontale. Si giunge quindi in questo modo allo spettro elastico di riferimento, in cui la vita nominale del ponte in questione è stata considerata di 50 anni per una classe d'uso II, e cioè $CU=1,0$, la classe del suolo è di tipo C, e cioè considerato a grana grossa mediamente addensato. Ciò fatto, è stato tracciato lo spettro SLC in funzione di accelerazione e periodo con un tempo di ritorno di 975 anni.

Ora per poter però confrontare la domanda sismica con la curva di capacità già determinata si devono comunque, come già specificato, utilizzare gli spettri nel formato ADRS, convertendo gli spettri elastici accelerazione/periodo secondo la formula riportata al §3.2.3.2.3 delle NTC08:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

Questi valori andranno a costituire le ascisse del nuovo tracciato, accoppiate secondo il periodo, alle ordinate rappresentate dal valore dello spettro S_e prima calcolato e riportato in m/s^2 .

A questo punto la riconduzione del sistema a più gradi di libertà, secondo le NTC08 viene effettuata rapportando forze e spostamenti con un coefficiente detto "fattore di partecipazione modale" Γ espresso dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

dove τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata ed M è la massa del sistema reale. Quest'indicazione però, nel nostro caso, è stata semplificata avendo ipotizzato che tutta la massa del ponte fosse partecipante all'azione sismica, comportando di conseguenza l'unitarietà di Γ . Dopodiché per andare a calcolare la domanda sismica è necessario definire il periodo proprio di oscillazione T^* del ponte e quindi calcolarlo secondo NTC08 con:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

dove m^* è la massa partecipante normalizzata e k^* la rigidezza del tratto elastico della curva bilineare. Nel nostro caso T^* è pari a 0,333 secondi nel caso non rinforzato, e

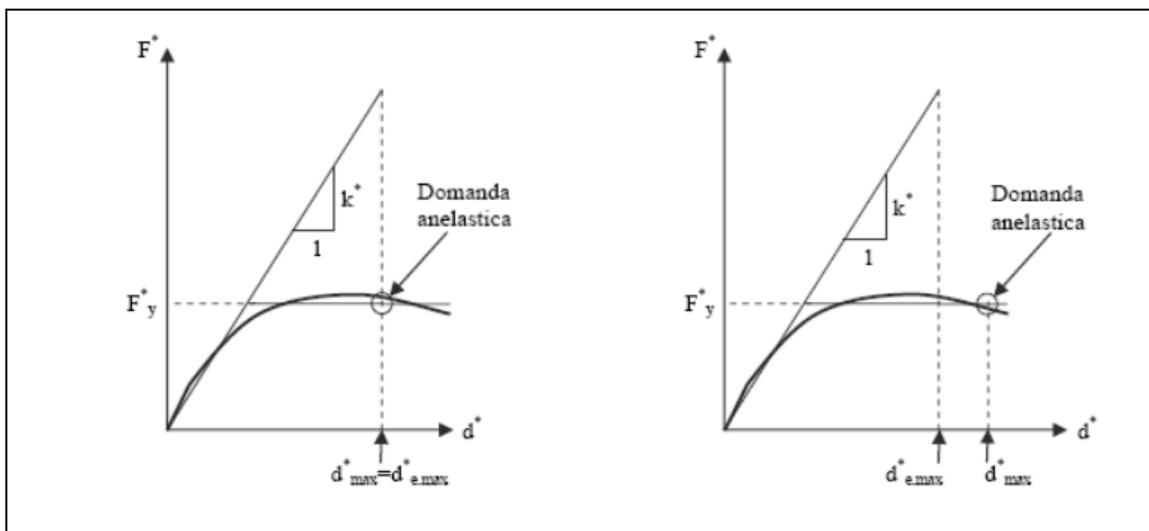


Fig. 12-10 Domanda massima di spostamento per $T^* > T_c$ a sinistra e $T^* < T_c$ a destra

pari a 0,199 secondi con arco di rinforzo in calcestruzzo, decisamente inferiore avendo maggiore rigidezza.

Nel grafico in cui vengono riportati gli spettri elastici e di progetto, facendo proseguire la retta del tratto elastico della curva bilineare, corrispondente come abbiamo visto ad un oscillatore con periodo T^* , si intercetterà lo spettro elastico in un punto che definisce in ascissa un valore di spostamento, $d_{el,max}^*$, che corrisponderebbe allo spostamento richiesto dal sisma nel caso in cui la nostra struttura avesse un comportamento elastico fino a quell'entità di carico. In realtà, la struttura in esame non possiede quel tipo di capacità resistente, e quindi entra in campo plastico ben prima, assorbendo l'energia residua deformandosi, portandosi così a livelli di spostamento maggiori. Ad ogni modo, secondo NTC08, lo spostamento in domanda dev'essere mantenuto invariato a quel livello nel caso in cui $T^* > T_c$, facendo quindi coincidere d_{max}^* , spostamento in domanda effettivo, con lo spostamento $d_{e,max}^*$. Nel caso poi di $T^* < T_c$, bisogna distinguere due casi, quello in cui la struttura presenta un rapporto F_y^*/m^* superiore a quello della pseudo-accelerazione dello spettro elastico del sisma (abbiamo detto che non è il nostro caso), e quindi lo spostamento in domanda d_{max}^* coincide ancora una volta con quello definito dall'intersezione tra curva di capacità bilineare e spettro elastico ADRS, oppure il caso in cui il rapporto sia inferiore a $S_e(T^*)$. In quest'ultima situazione si procede ricorrendo allo spostamento massimo di progetto $d_{prog,max}$, ricavato dallo spettro ADRS di progetto, ottenuto a sua volta dallo spettro elastico dividendo per un fattore di riduzione q^* pari al rapporto tra la forza elastica massima (prodotto tra la pseudo-accelerazione spettrale $S_e(T^*)$ e la massa equivalente m^*) e la forza al limite di snervamento del sistema equivalente (F_y^*), quest'ultima punto di cuspidè della curva bilineare. La norma fornisce direttamente la relazione necessaria al calcolo dello spostamento d_{max}^* in quest'ultimo caso, secondo la relazione seguente:

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

Una volta ricavata la domanda di spostamento, essa va verificata con lo spostamento ultimo della struttura d_u^* , e si può ritenere superata allorquando sia $d_u^* > d_{max}^*$.

L'intersezione fra lo spettro ADRS di progetto e la curva pushover viene chiamato

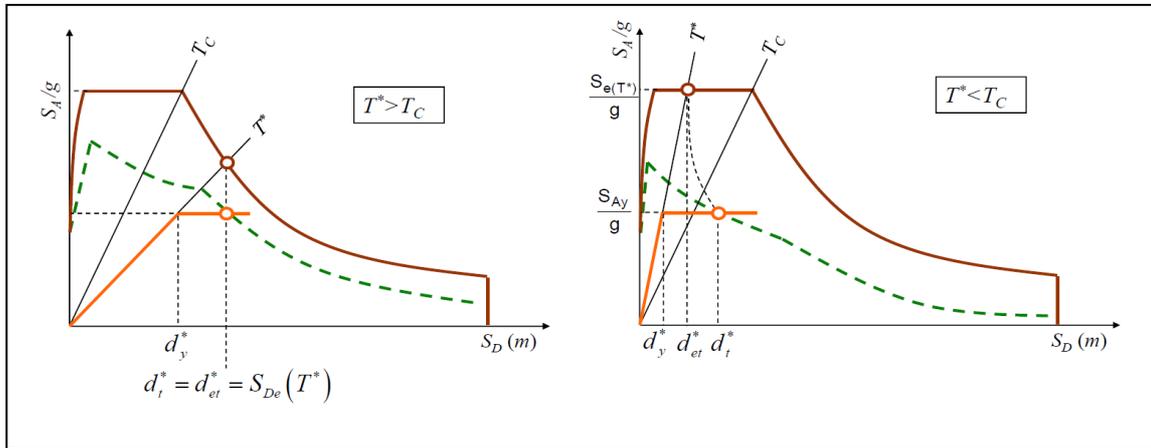


Fig. 12-11 Spettro elastico ADRS, spettro di progetto ADRS e domande di spostamento punto di prestazione della struttura (performance point), e corrisponde al livello di sollecitazione in cui la capacità della nostra struttura uguaglia la domanda sismica.

12.4.2. Risultati di verifica per il ponte in oggetto

Dall'analisi effettuata emerge che il ponte rinforzato, nel complesso, possiede una

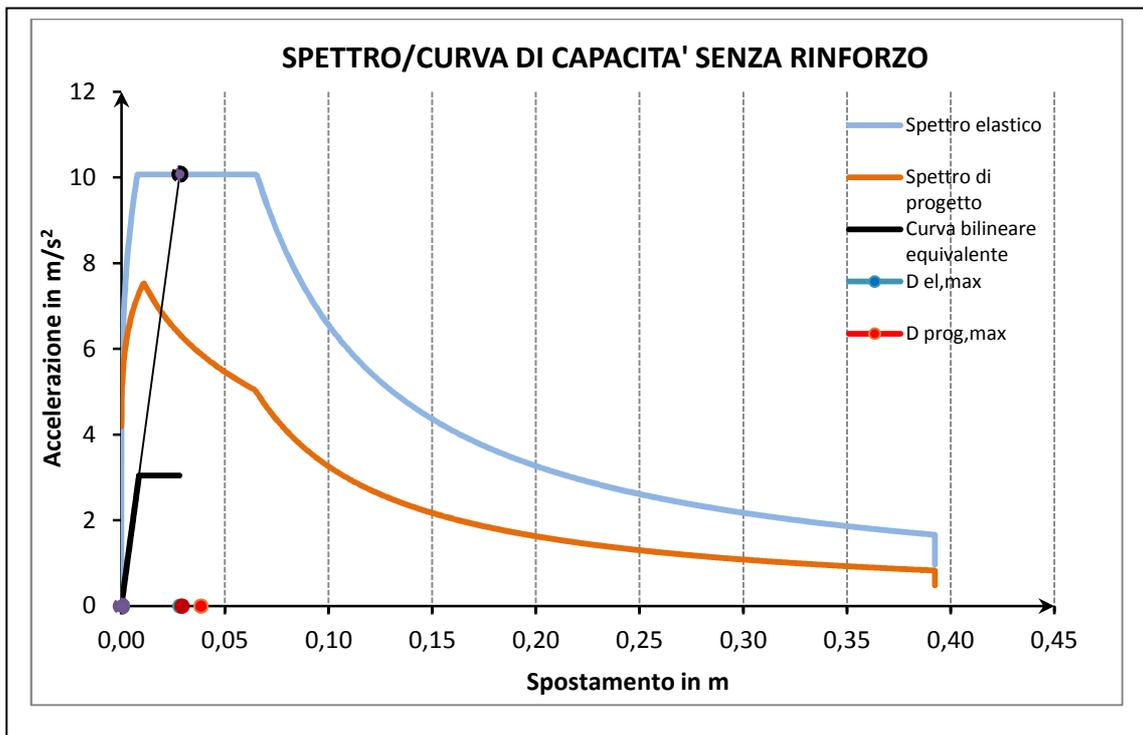


Fig. 12-12 Verifica Pushover allo stato SLC per ponte senza rinforzo

capacità di spostamento ultimo notevolmente superiore a quello senza rinforzo,

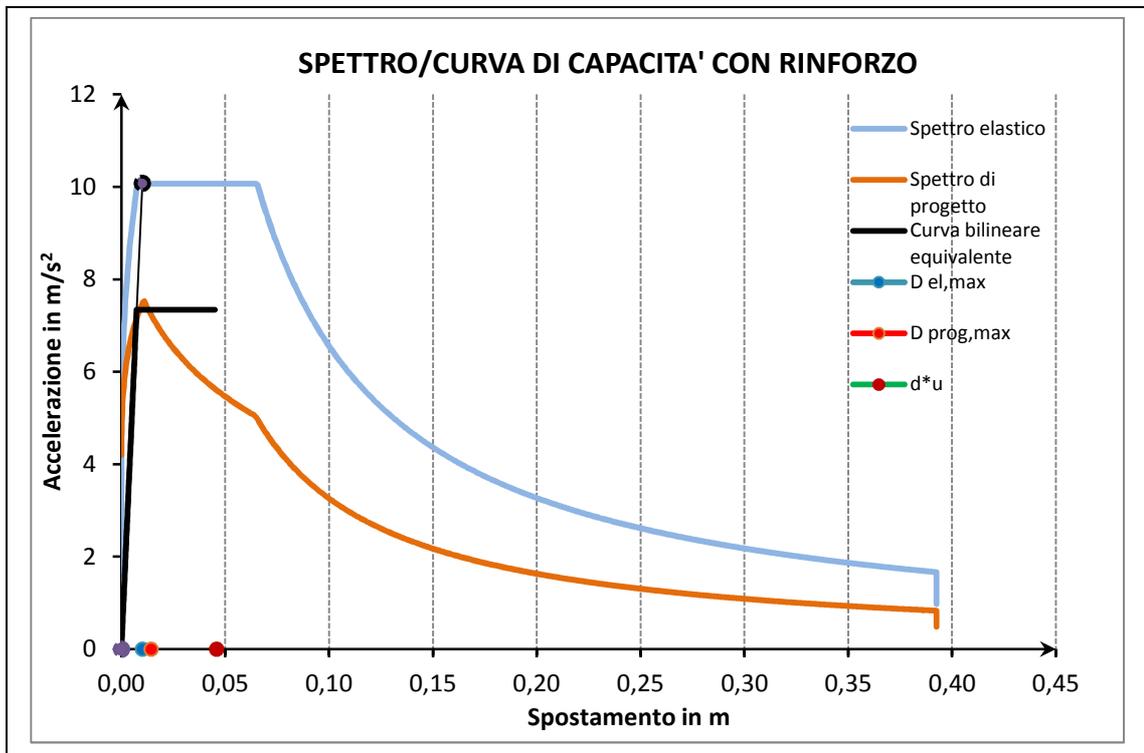


Fig. 12-13 Verifica Pushover allo stato SLC per ponte con rinforzo

indicando quindi una grande efficacia del tipo di intervento nell'irrobustimento della struttura alle sollecitazioni sismiche.

Se si valuta infatti l'energia in grado di essere assorbita dal ponte senza rinforzo prima del collasso, andando a calcolare l'area sottesa dalla curva bilineare, l'effetto di rinforzo è evidente. Il ponte senza intervento infatti riesce ad immagazzinare nel complesso 21,73 kJ contro i ben 115,22 del ponte rinforzato, ottenendo un upgrade del 430%. Si tenga presente che l'ordine di grandezza dei dati relativi a forze di taglio e conseguente energia è legato al fatto che il modello utilizzato è piano, con profondità unitaria. Quindi si deve intendere come significativo il rapporto tra i valori.

Andando invece a focalizzare l'attenzione sugli spostamenti ultimi delle strutture vediamo che nel caso del ponte senza arcata in calcestruzzo lo spostamento a collasso si attesta a 0,029 m mentre quello con rinforzo a 0,046 m, che poi vanno confrontati con le domande sismiche. Nel primo caso la domanda è pari a 0,038 m

mentre nel secondo a 0,014 m, ovvero calcolandone il rapporto, si ottiene il coefficiente di sicurezza:

$$F_{c_SENZA} = \frac{d_u^*}{\Delta_d(T_s)} = 0,76 \qquad F_{c_CON} = \frac{d_u^*}{\Delta_d(T_s)} = 3,21$$

Quindi da questi risultati possiamo affermare che il ponte PM14 risulta non adeguato nello stato senza rinforzo, ed invece si pone con un discreto margine di sicurezza al di sopra della richiesta sismica nel caso il ponte venga rinforzato con soletta all'intradosso. Ad ogni modo è da notare come la sua notevole rigidezza, nell'uno e nell'altro caso, comporti un periodo naturale di oscillazione nel sistema equivalente piuttosto basso, il che produce come effetto quello di avere degli spostamenti in domanda tutto sommato contenuti.

Una volta determinati gli spostamenti ultimi della struttura per gli SLU si può poi risalire alla PGA (Peak ground acceleration) resistente della struttura, utilizzando le formule inverse della normativa al capitolo 3.2.10 ed ai paragrafi della circolare applicativa 7.3.7 e 7.3.8, dove si specifica che la verifica per resistenza è necessaria nel caso degli stati limite di esercizio.

In questo caso, volendo operare la verifica di resistenza anche con un sisma calcolato per un SLU, la struttura in questione presenta senza rinforzo una $PGA_{res}=0,234$ g mentre con rinforzo una $PGA_{res}=1,061$ g, a fronte di una $PGA_{sol}=0,428$ g, corrispondente all'accelerazione che sarebbe impressa ad una struttura perfettamente rigida e perfettamente incastrata al suolo. Nel caso senza rinforzo si giunge evidentemente a livelli di richiesta addirittura di entità di due volte superiore alla capacità, intese nel senso di accelerazione alla base. Di conseguenza è chiaro che con un sisma di quell'intensità il ponte senza rinforzo raggiungerebbe il collasso, che però si riesce ad evitare con l'intervento in progetto.

13. PONTI AD ARCO MONOCAMPATA

In questo capitolo si riporteranno i risultati dell'analisi compiuta su ponti monocampata con differenti gradi di ribassamento, ed in particolare con rapporti f/L pari a 0,5-0,4-0,3.

Queste analisi sono state condotte sia con il metodo FEM già esposto, sia con il metodo cinematico, al fine di operare un confronto critico tra i risultati. Sono state tracciate in entrambe le tipologie di analisi le curve di capacità, calcolando gli spostamenti ultimi. I valori sono risultati in linea per tutti e tre i ponti in oggetto.

Si è considerata un tipo di modellazione FEM bidimensionale, considerando la sezione longitudinale del ponte di profondità di 1m. Si è proceduto in questo modo, per poter confrontare più agevolmente il comportamento a collasso di un ponte a più campate (PM14) con quello a singola campata, e i risultati del metodo cinematico, che vengono anch'essi dedotti da un'analisi planare.

La muratura e il riempimento sono stati modellati anche qui come un continuo equivalente, ossia un mezzo omogeneo ed isotropo in cui i singoli elementi costituenti (per esempio, per la muratura, i mattoni o le pietre e i giunti di malta) non sono rappresentati distintamente. In realtà, come detto, la muratura non è omogenea e non si comporta come mezzo isotropo poiché quando è soggetta ad azione esterne, di qualsiasi natura, reagisce in modo differente a seconda della direzione considerata, della giacitura dei mattoni o delle pietre e di come sono applicate le azioni esterne.

Nel caso poi del ponte con grado di $f/L=0,5$, ovvero un ponte a tutto sesto, e cioè l'unico che, come si vedrà, non supera la verifica sismica, si procederà come nel caso del PM14 con un rinforzo costituito da un arcata in calcestruzzo all'intradosso, sempre dello spessore di 0,3m, verificando l'efficacia del procedimento.

Per tutti i ponti in oggetto la caratteristica geometrica mantenuta costante è stata la luce della campata di 12 metri, mentre lo spessore del volto è stata variata in funzione di quanto tabellato dagli abachi già esposti precedentemente.

Per quanto concerne le spalle, il rapporto altezza/larghezza utilizzato è stato il limite che demarca le categorie di pile tozze e snelle, ovvero $H/b=1,5$. Con rapporti

superiori ci si sarebbe infatti dovuti attendere un collasso con azione partecipante delle spalle e non solo imputabile alla perdita di stabilità dell'arcata, venendo meno l'obiettivo dello studio. Ad ogni modo, poichè le spalle sono profondamente infisse nei terrapieni ai lati del ponte, si sono vincolate le spalle con degli incastri al suolo, irrigidendo la struttura.

Non si è quindi considerata la presenza del terreno, in quanto stabilizzante, ma anche perchè nella realtà spesso non si hanno a disposizione elementi sufficienti per modellare con precisione quest'aspetto del ponte, sia dal lato della tipologia di terreno sia dal lato dell'effettiva geometria della spalla sotto il terrapieno. Generalmente si preferisce quindi limitarsi a considerazioni semplificatrici ma comunque a favore di sicurezza.

Per quanto concerne le caratteristiche dei materiali, esse sono identiche a quanto utilizzato per il PM14. Si riportano per comodità qui di seguito.

<u>CALCESTRUZZO</u>	Caratteristica		
	Compressione	Trazione	Taglio
Modello	Thorenfeldt	Hordijk	Constant
Parametro 1	$F_c = 30000 \text{ kN/m}^2$	$F_t = 3000 \text{ kN/m}^2$	$\beta = 0,01$
<u>MURATURA</u>	Caratteristica		
	Compressione	Trazione	Taglio
Modello	Constant	Constant	Constant
Parametro 1	$F_c = 5000 \text{ kN/m}^2$	$F_t = 200 \text{ kN/m}^2$	$\beta = 0,01$
<u>RIEMPIMENTO</u>	Caratteristica		
	Compressione	Trazione	Taglio
Modello	Constant	Constant	Constant
Parametro 1	$F_c = 1500 \text{ kN/m}^2$	$F_t = 50 \text{ kN/m}^2$	$\beta = 0,01$

13.1. Arco a tutto sesto, $f/L=0,5$

L'arco a tutto sesto, essendo più rialzato soffrirà maggiormente delle azioni longitudinali, e di conseguenza ci si attendeva una minore resistenza all'accelerazione sismica.

In effetti da quanto si potrà osservare, tale previsione è stata confermata, avendo l'analisi statica non lineare riportato valori di collasso in accelerazione inferiori ai ponti con ribassamento maggiore.

In particolare l'accelerazione cosiddetta corrispondente all'ingresso in campo plastico della muratura si è attestata ad un valore pari a $0,34g$ nel modello agli elementi finiti, ed uno spostamento ultimo pari a $4,8$ cm del nodo di controllo, in chiave.

Di seguito si riporta il modello con evidenziata la meshatura eseguita con elementi quadrangolari a otto nodi, in colori diversi muratura (chiara), e materiale di riempimento (scuro).

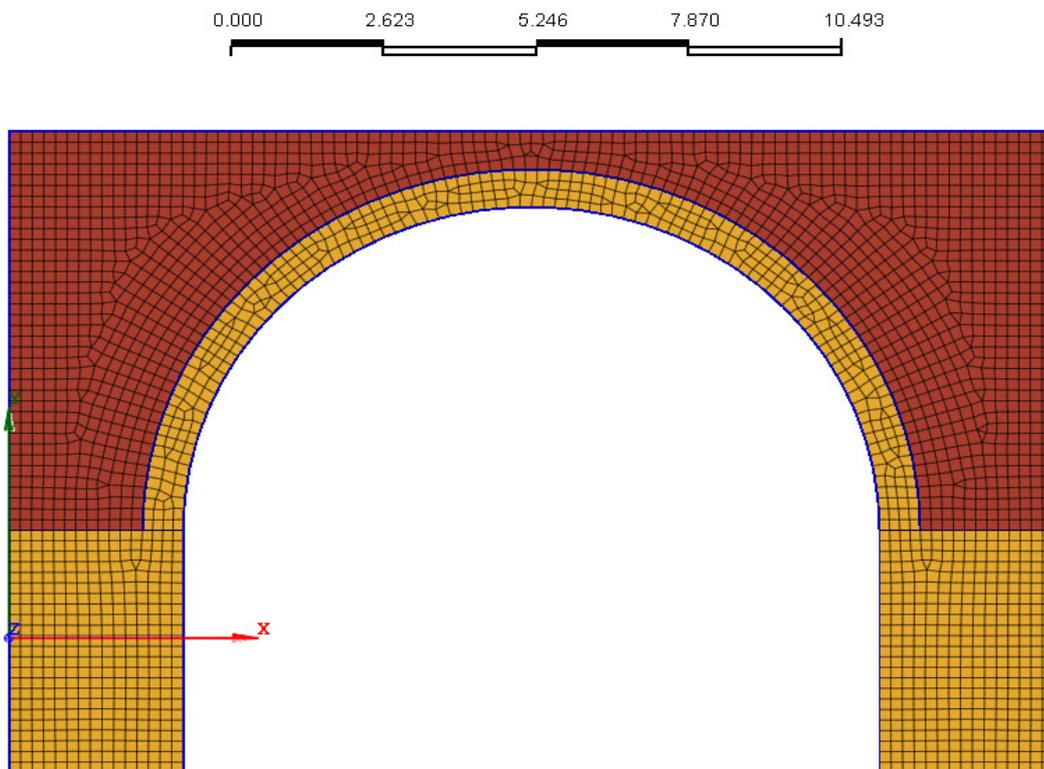


Fig. 13-1 Mesh ponte a tutto sesto

Nell'immagine seguente invece si riporta la configurazione a collasso delle fessurazioni, ovvero a 0,34g di accelerazione dove sono state evidenziate le zone di formazione delle quattro cerniere plastiche, in blu.

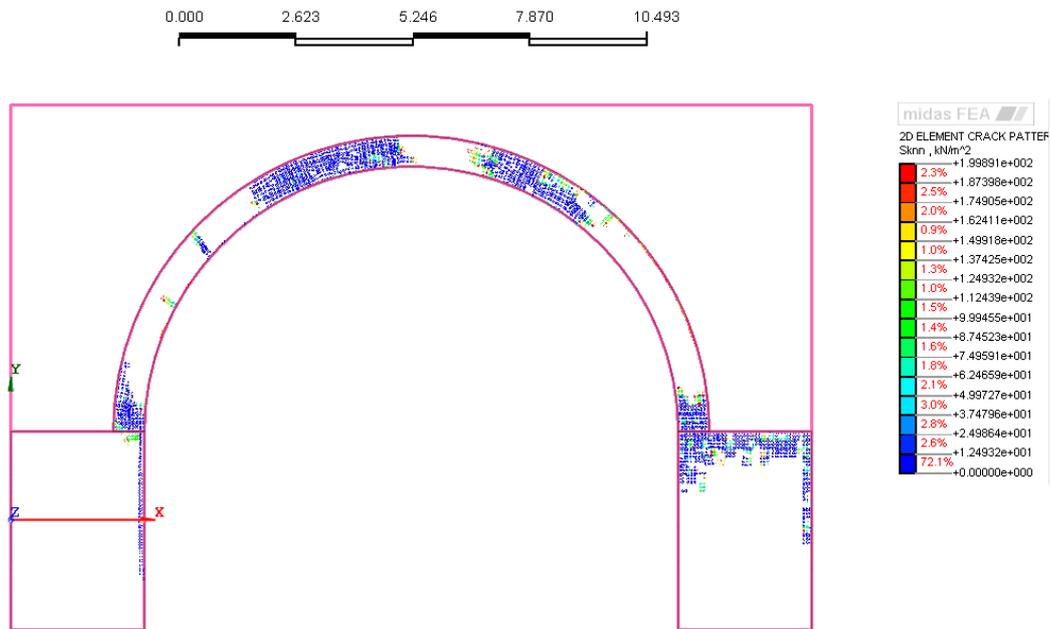


Fig. 13-2 Fessurazione ponte a tutto sesto a 0,34g di accelerazione

Di seguito quindi si è riportata la deformata a collasso, con rappresentati cromaticamente gli spostamenti in direzione del sisma, e dove è reso evidente lo sbilanciamento dell'arco.

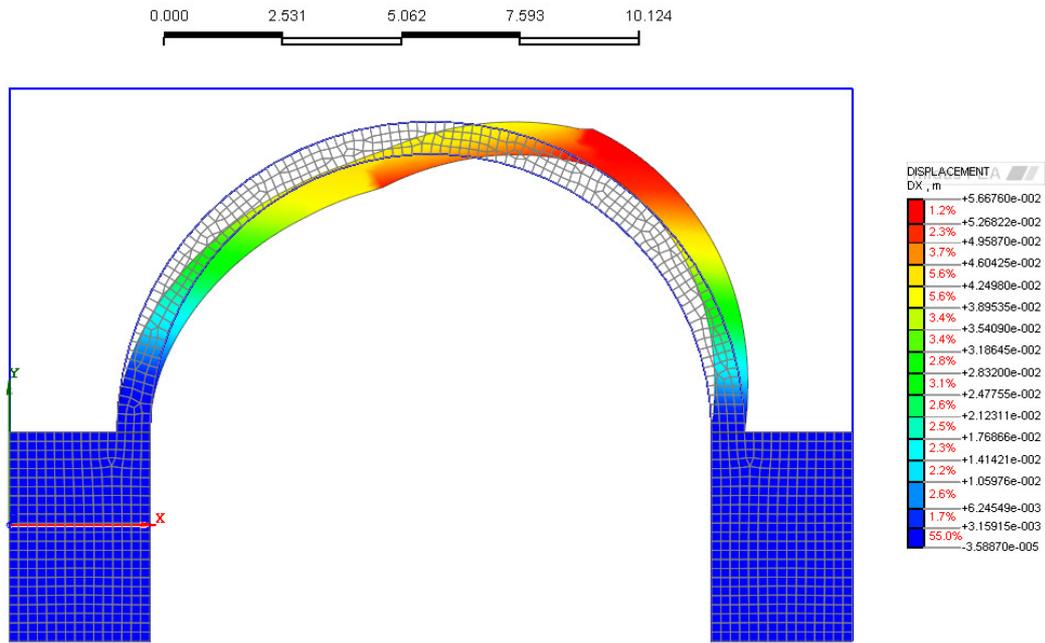


Fig. 13-3 Diagramma spostamenti ponte a tutto sesto

Nella figura successiva viene rappresentata la deformata ottenuta invece con il metodo cinematico, ovvero, fornita una rotazione, annullando il lavoro compiuto dalle azioni agenti sull'arcata, si va a tracciare la linea mediana dell'arco incrementando progressivamente la rotazione delle cerniere plastiche. Si veda l'estrema similitudine con la deformata del modello agli elementi finiti rappresentato nella figura precedente.

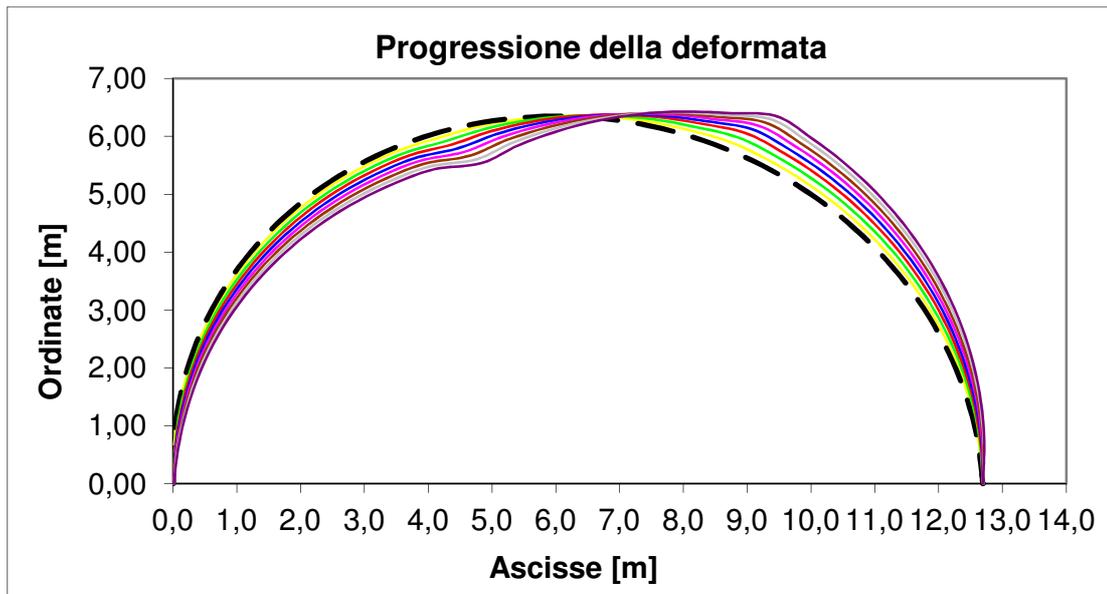


Fig. 13-4 Deformata ottenuta con il metodo cinematico

Infine si è proceduto alla verifica prevista con l'analisi statica non lineare, confrontando la curva di capacità con lo spettro elastico di riferimento da normativa per lo SLV di una località in ex zona 2, ovvero la città de L'Aquila.

La verifica risulta non superata in quanto lo spostamento ultimo richiesto dallo spettro anelastico è di 5,14 cm, e quindi superiore a quello consentito dall'arcata.

Analisi statica non lineare (FEM)			
In sollecitazione	Valore	In resistenza	Valore
$Sd^*_{S,MAX}$	0,0514 m	d^*u	0,0452 m
$PGA_{SOL} =$	0,428 g	PGA_{RES}	0,339 g
Analisi cinematica non lineare (metodo cinematico)			
Accelerazione innesco cinematico	Spostamento ultimo	Spostamento a moltiplicatore nullo	
0,163 g	0,039 m	0,097 m	

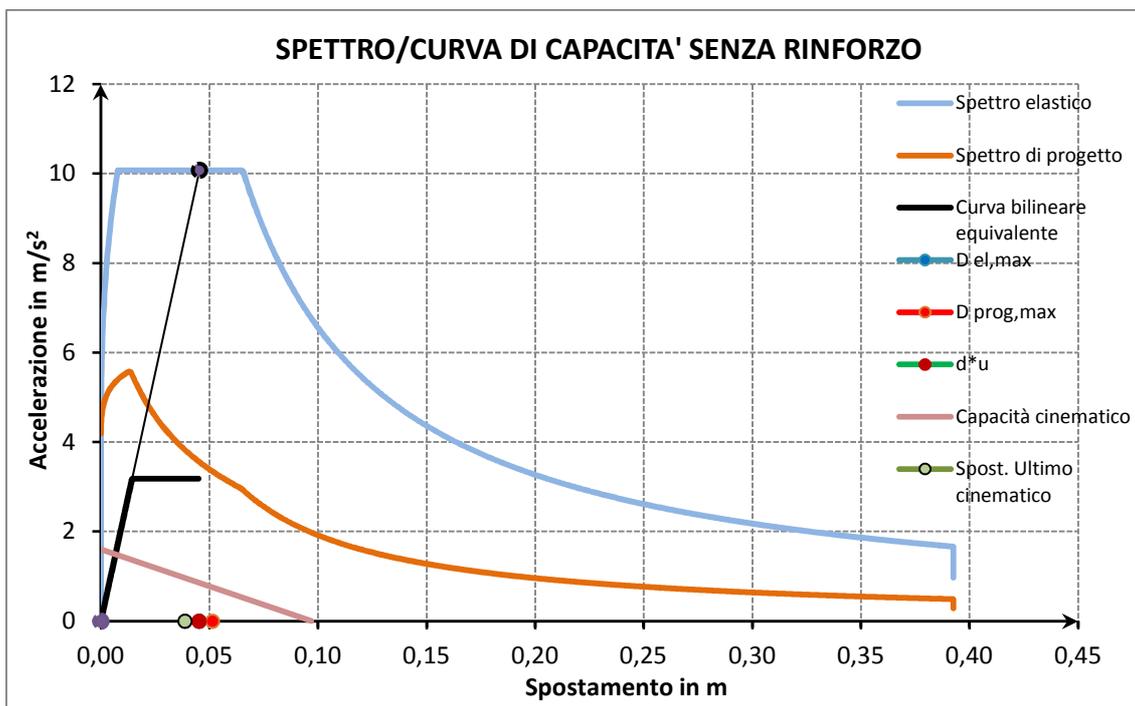


Fig. 13-5 Confronti spettro/curve di capacità delle analisi statica e cinematica non lineare

13.2. Arco ribassato, $f/L=0,4$

L'arco ribassato a 0,4, essendo meno rialzato del tutto sesto soffre meno le azioni longitudinali, e di conseguenza ci si aspettava una maggiore resistenza.

Ciò è stato confermato dall'analisi. Infatti l'accelerazione cosiddetta corrispondente all'ingresso in campo plastico della muratura si è attestata ad un valore pari a 0,41g nel modello agli elementi finiti, ed uno spostamento ultimo pari a 4 cm del nodo di controllo, in chiave.

Di seguito si riporta il modello con evidenziata la meshatura eseguita con elementi quadrangolari a otto nodi, in colori diversi muratura (chiara), e materiale di riempimento (scuro).

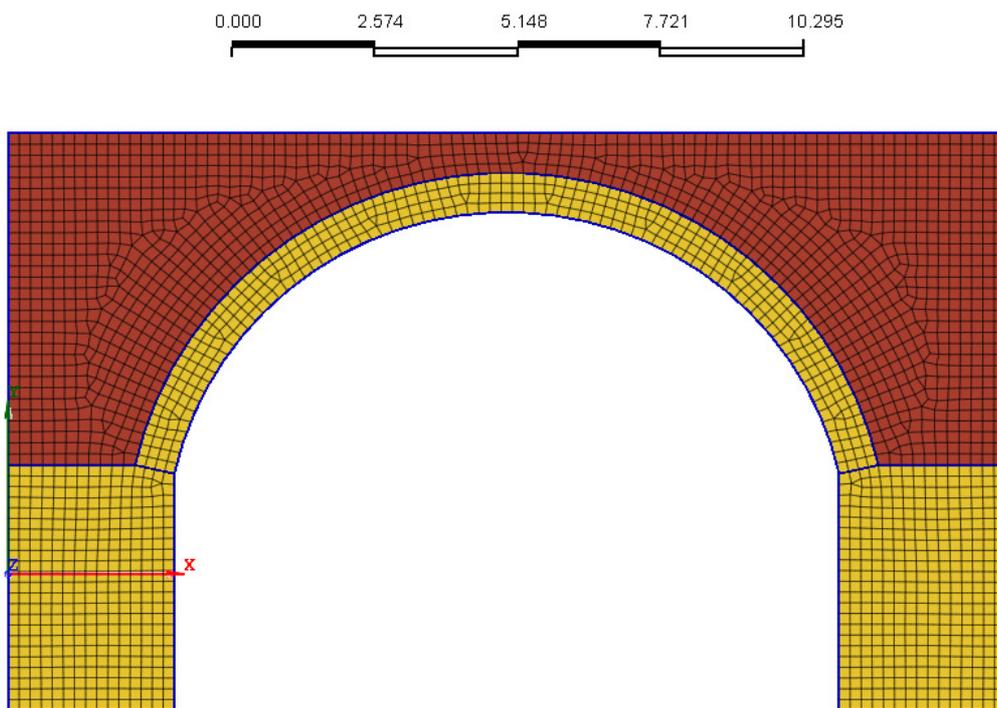


Fig. 13-6 Mesh ponte ribassato con $f/L=0,4$

Nell'immagine seguente invece si riporta la configurazione con accelerazione pari a quella di collasso del ponte a tutto sesto per un confronto sul grado di fessurazione al medesimo carico, ovvero a 0,34g di accelerazione dove sono state evidenziate le zone di formazione delle quattro cerniere plastiche, in blu, ancora non completamente sviluppate.

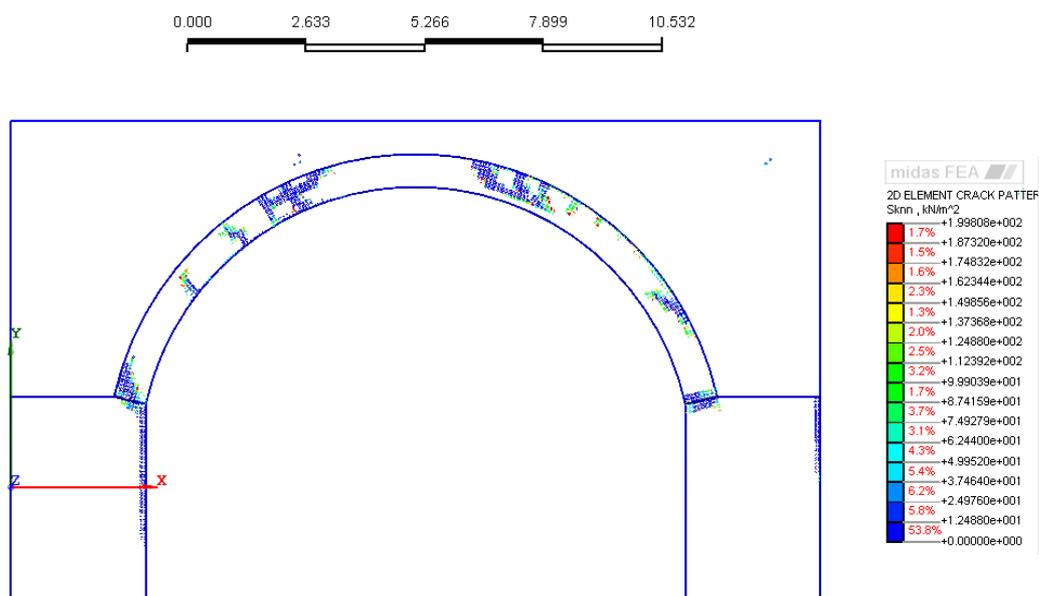


Fig. 13-7 Fessurazione ponte ribassato $f/L=0,4$ per $0,34g$ di accelerazione

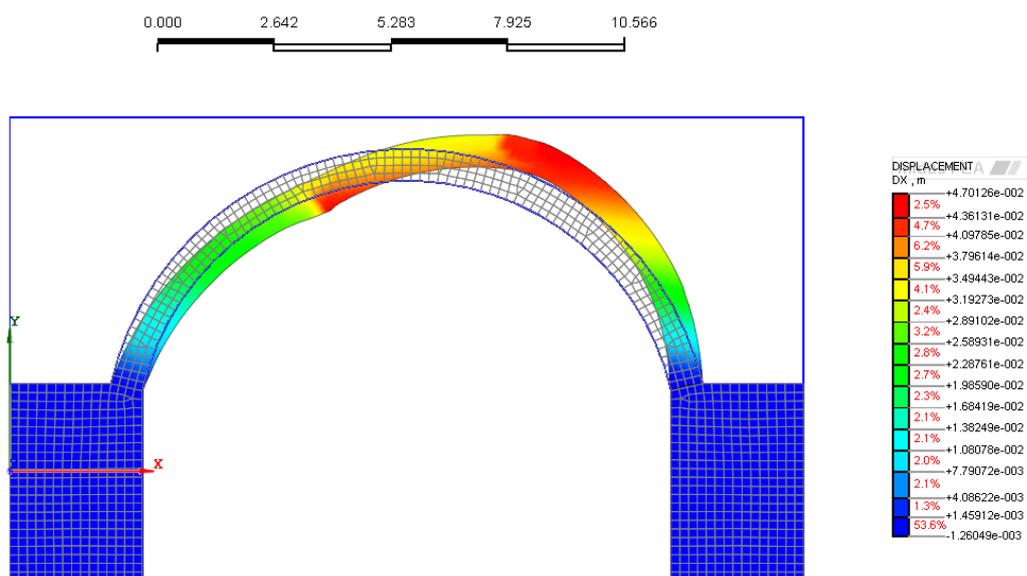


Fig. 13-8 Diagramma spostamenti ponte ribassato con $f/L=0,4$

Nella figura successiva viene rappresentata la deformata ottenuta invece con il metodo cinematico.

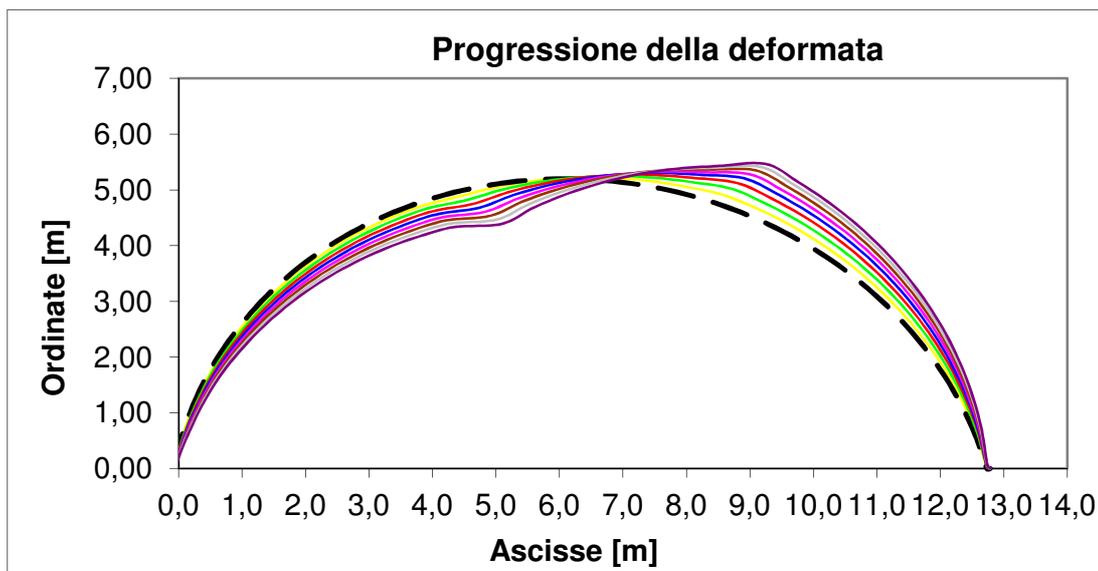


Fig. 13-9 Deformata ottenuta con il metodo cinematico

La verifica in questo caso risulta superata in quanto lo spostamento ultimo richiesto dallo spettro anelastico è di 3,13 cm, e quindi inferiore a quello consentito dall'arcata.

Analisi statica non lineare (FEM)			
In sollecitazione	Valore	In resistenza	Valore
$Sd^*_{s,MAX}$	0,0313 m	d^*u	0,0399 m
$PGA_{SOL=}$	0,428 g	PGA_{RES}	0,491 g
Analisi cinematica non lineare (metodo cinematico)			
Accelerazione innesco cinematico	Spostamento ultimo	Spostamento a moltiplicatore nullo	
0,307 g	0,042 m	0,105 m	

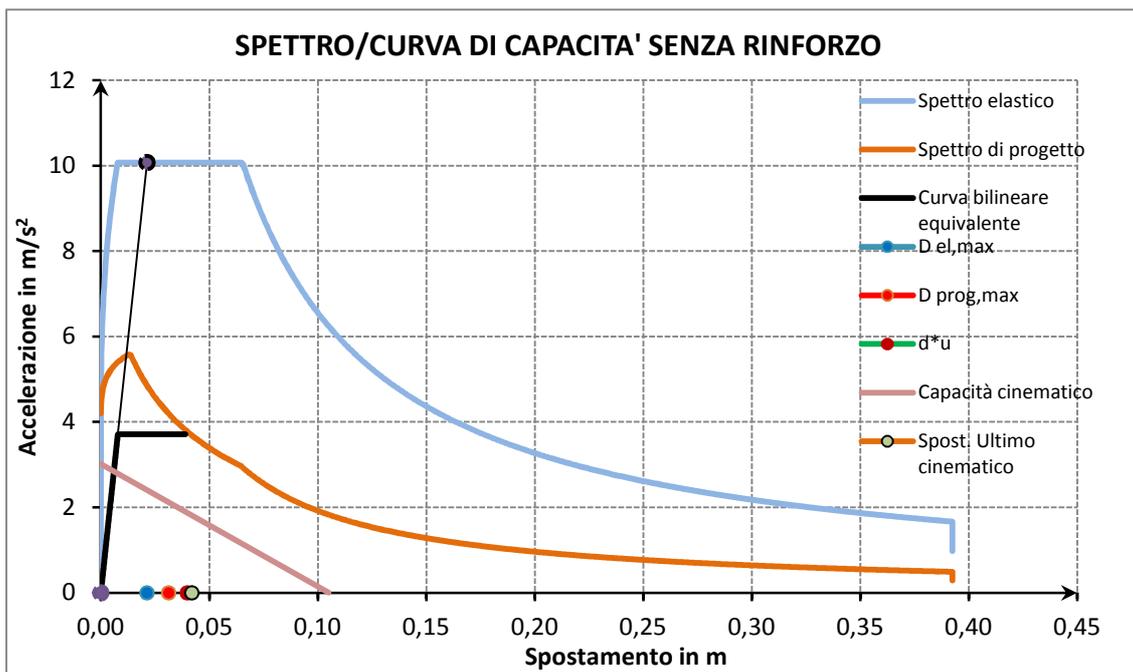


Fig. 13-10 Confronti spettro/curve di capacità delle analisi statica e cinematica non lineare

13.3. Arco ribassato, $f/L=0,3$

L'arco ribassato a 0,3, essendo meno rialzato dei precedenti soffrirà in modo inferiore le azioni longitudinali, e di conseguenza ci si aspettava la migliore resistenza tra i tre ribassamenti analizzati.

Ciò è stato confermato dall'analisi. Infatti l'accelerazione cosiddetta corrispondente all'ingresso in campo plastico della muratura si è attestata ad un valore pari a 0,47g nel modello agli elementi finiti, ed uno spostamento ultimo pari a 4 cm del nodo di controllo, in chiave.

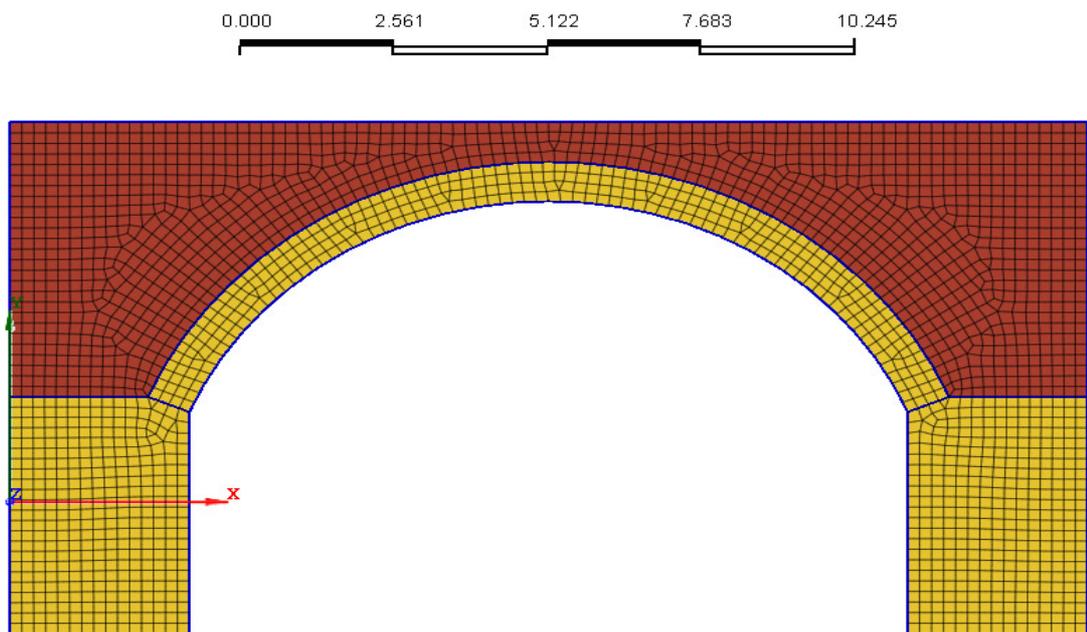


Fig. 13-11 Mesh ponte ribassato con $f/L=0,3$

Nell'immagine seguente lo stato fessurativo a 0,34 g, che ricordiamo essere il valore per cui si è raggiunta l'instabilità dell'arco a tutto sesto, denota come le zone di formazione delle quattro cerniere plastiche sono ancora in uno stato di formazione incipiente.

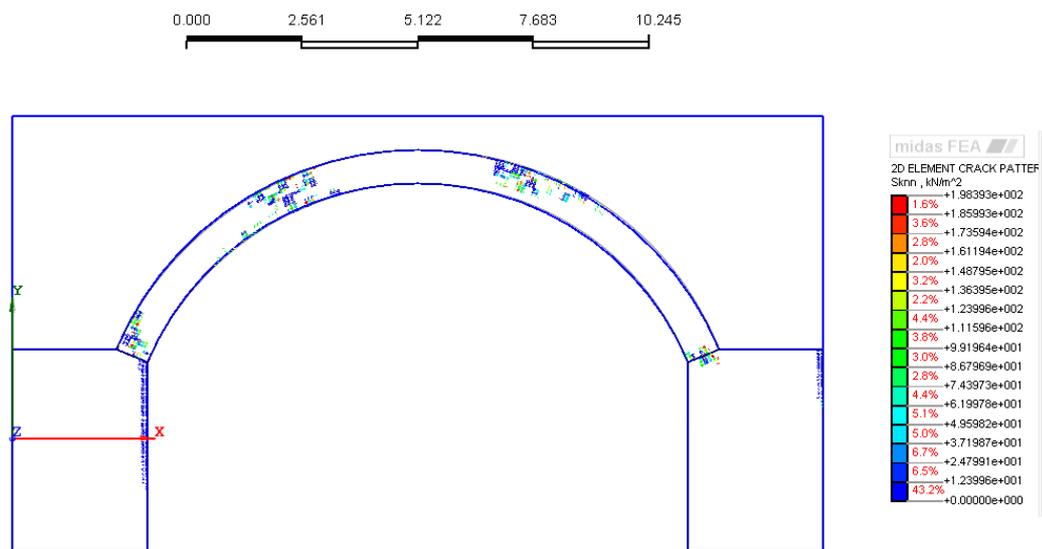


Fig. 13-12 Fessurazione ponte ribassato $f/L=0,3$ per 0,34g di accelerazione

Di seguito quindi si è riportata la deformata a collasso, con rappresentati cromaticamente gli spostamenti in direzione del sisma, e dove è reso evidente lo sbilanciamento dell'arco.

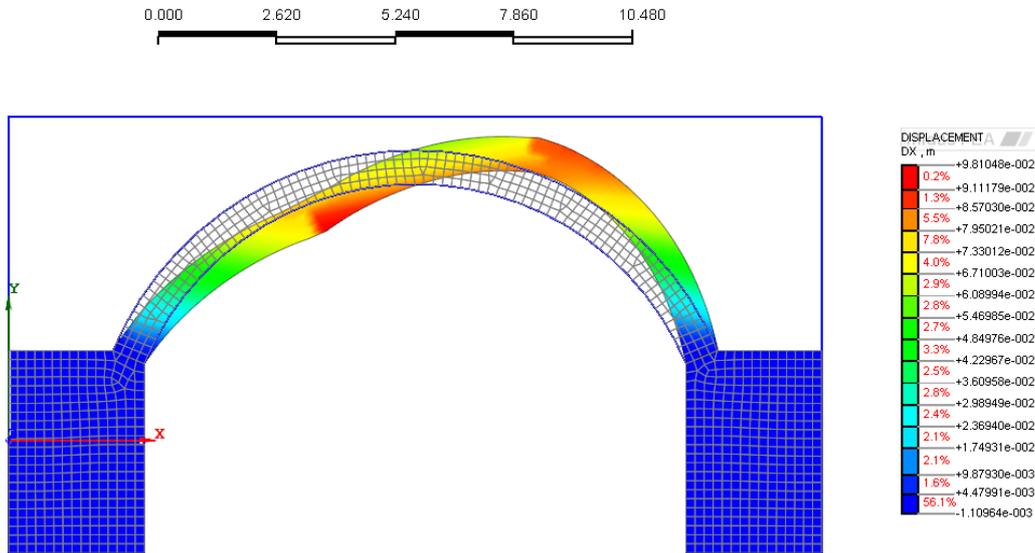


Fig. 13-13 Diagramma spostamenti ponte ribassato con $f/L=0,3$

Nella figura successiva viene rappresentata la deformata ottenuta con il metodo cinematico.

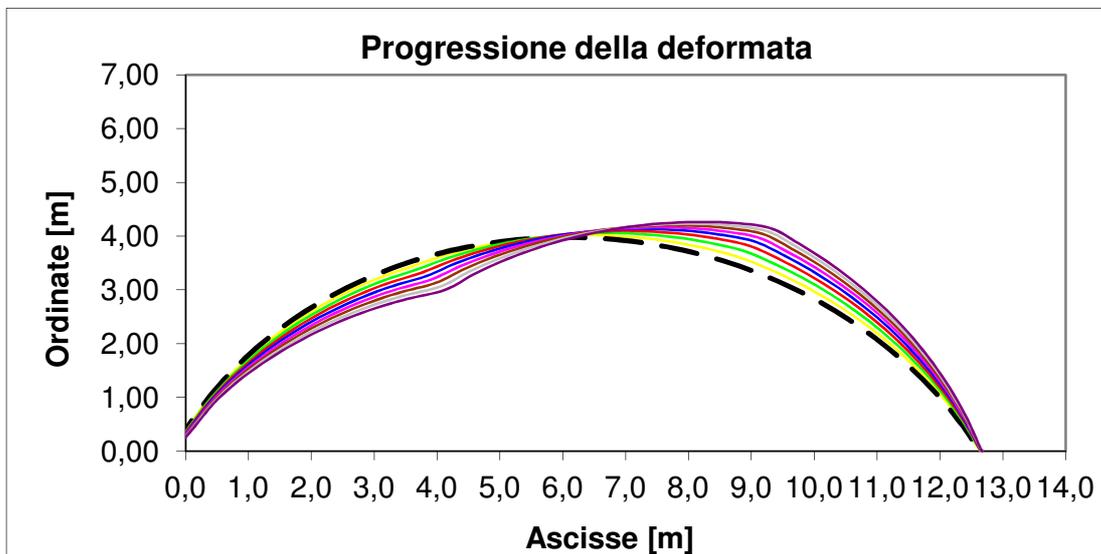


Fig. 13-14 Deformata ottenuta con il metodo cinematico

La verifica anche in questo caso risulta superata, ma in misura più abbondante, in quanto lo spostamento ultimo richiesto dallo spettro anelastico è di 2,14 cm, e quindi inferiore a quello consentito dall'arcata.

Analisi statica non lineare (FEM)			
In sollecitazione	Valore	In resistenza	Valore
$Sd^*_{S,MAX}$	0,0214 m	d^*u	0,0389 m
PGA_{SOL}	0,428 g	PGA_{RES}	0,700 g
Analisi cinematica non lineare (metodo cinematico)			
Accelerazione innesco cinematico	Spostamento ultimo		Spostamento a moltiplicatore nullo
0,403 g	0,034 m		0,085 m

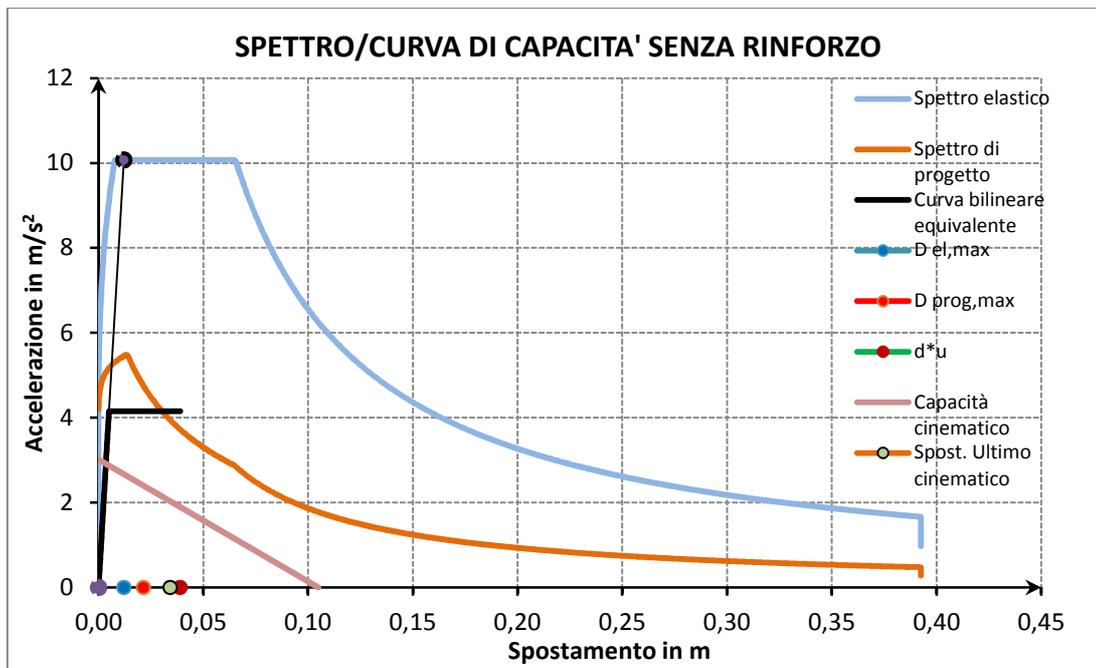


Fig. 13-15 Confronti spettro/curve di capacità delle analisi statica e cinematica non lineare

13.4. Arco a tutto sesto, $f/L=0,5$ con rinforzo in CLS

L'arco a tutto sesto, l'unico ad aver dimostrato una mancanza di capacità agli spostamenti tra gli archi analizzati, è stato quindi sottoposto a rinforzo, come già detto, per verificare la bontà dell'utilizzazione di un'arcata collaborante in intradosso di calcestruzzo. I risultati danno ragione di questa scelta, e confermano che i ponti più rialzati, e quindi più vulnerabili sismicamente per azioni longitudinali possono essere messi in sicurezza con questo intervento.

In particolare l'accelerazione cosiddetta corrispondente all'ingresso in campo plastico della muratura si è attestata ad un valore pari a 0,48 g nel modello agli elementi finiti, ed uno spostamento ultimo pari a 11 cm del nodo di controllo, in chiave.

Di seguito si riporta il modello con evidenziata la meshatura eseguita con elementi quadrangolari a otto nodi, in colori diversi muratura (arancione), e materiale di riempimento (marrone), ed elementi triangolari a sei nodi per il calcestruzzo (nero).

Si è ricorsi agli elementi a sei nodi per poter meglio modellare l'arcata in cls, visto il suo esiguo spessore.

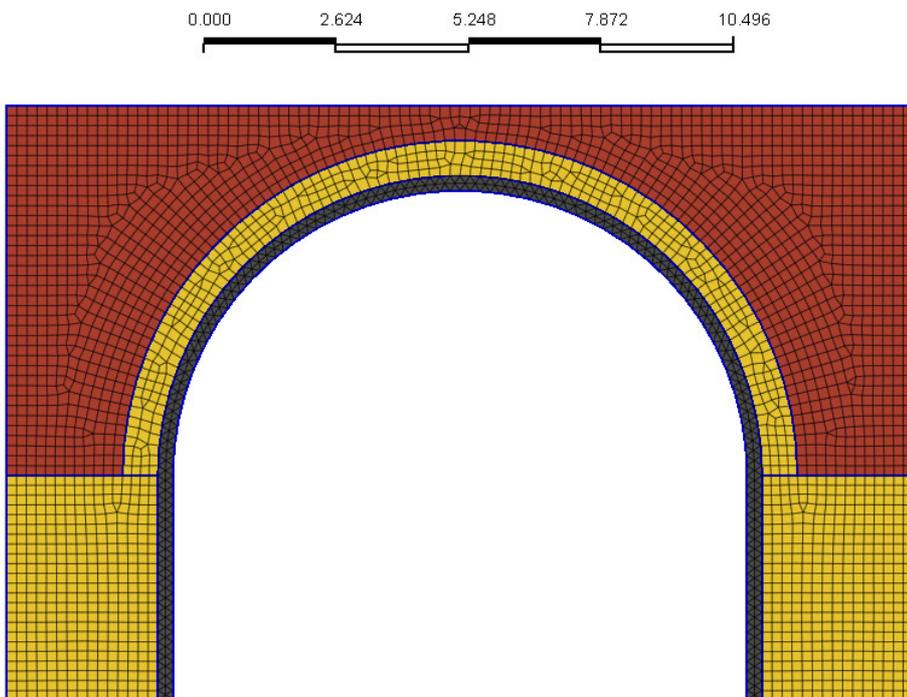


Fig. 13-16 Meshatura ponte a tutto sesto con rinforzo in cls (mesh nera)

Nell'immagine seguente invece si riporta la configurazione con accelerazione a collasso del ponte a tutto sesto senza rinforzo per un confronto sul grado di fessurazione al medesimo carico, ovvero a 0,34g di accelerazione, dove sono state evidenziate le zone di formazione delle quattro cerniere plastiche, ancora praticamente non sviluppate, e nell'immagine successiva invece a collasso, ovvero attorno a 0,48 g di accelerazione.

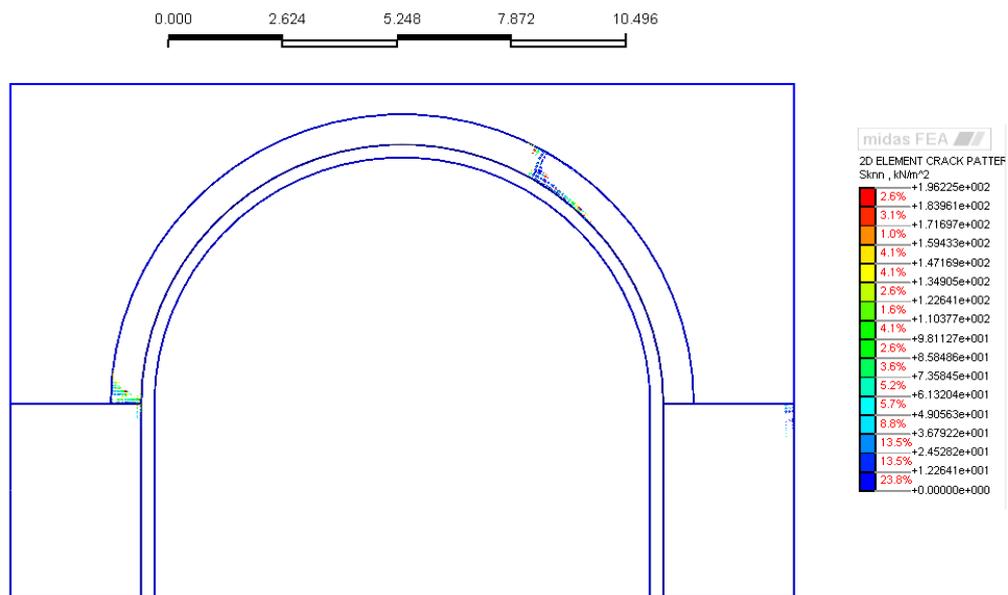


Fig. 13-17 Fessurazione ponte a tutto sesto con rinforzo per 0,34g di accelerazione

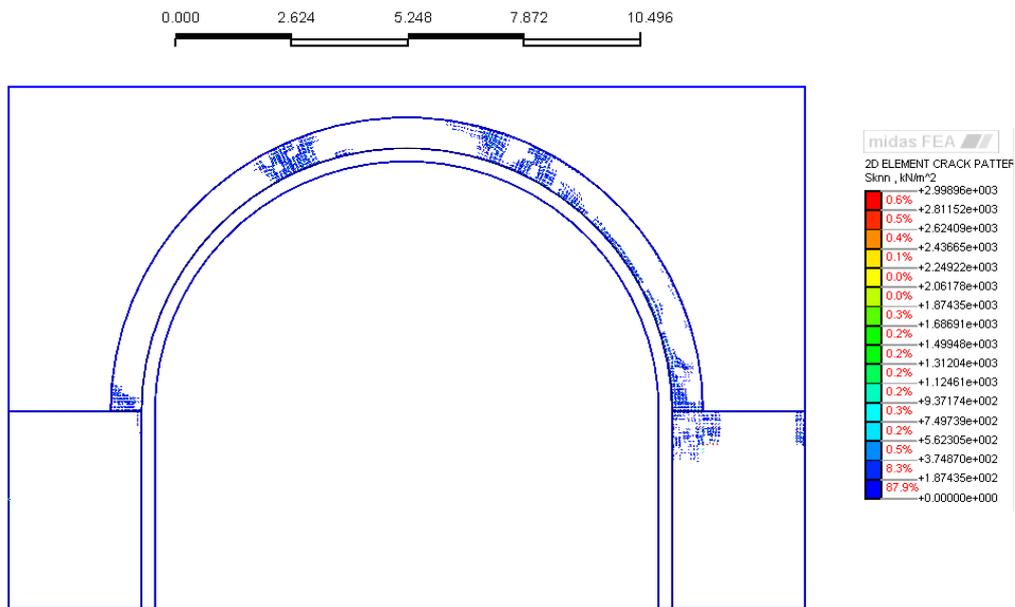


Fig. 13-18 Fessurazione ponte a tutto sesto con rinforzo a collasso

Di seguito quindi si è riportata la deformata a collasso, con rappresentati cromaticamente gli spostamenti in direzione del sisma, e dove è reso evidente lo sbilanciamento dell'arco.

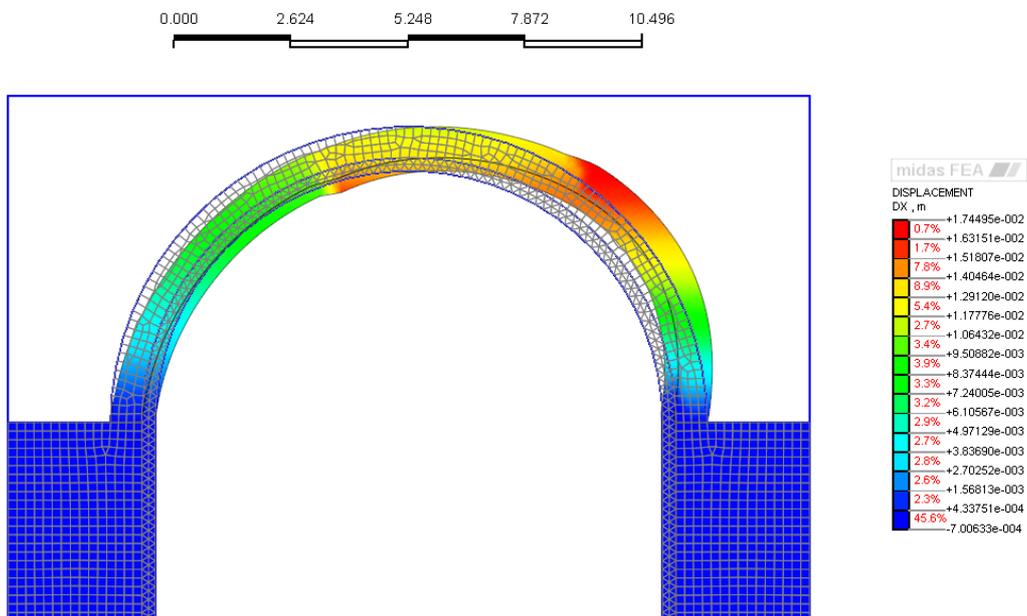


Fig. 13-19 Diagramma spostamenti ponte a tutto sesto con rinforzo

La verifica risulta abbondantemente superata in quanto lo spostamento ultimo richiesto dallo spettro anelastico è di 2,14 cm, e quindi inferiore a quello consentito dall'arcata.

Grandezza sollecitante	Valore	Grandezza resistente	Valore
$Sd^*_{s,MAX}$	0,0357 m	d^*u	0,1101 m
PGA_{SOL}	0,428 g	PGA_{RES}	0,698 g

Come si può vedere l'incremento di rigidezza ha ridotto il periodo proprio della struttura, rendendo più ripida la retta corrispondente, segnata in nero sul grafico, e la plasticità portata dall'anello di calcestruzzo ha consentito di spingere molto oltre il livello di deformazione massima. L'incremento di accelerazione al suolo resistente, è evidente con 0,698g contro 0,339g, un incremento del 165%.

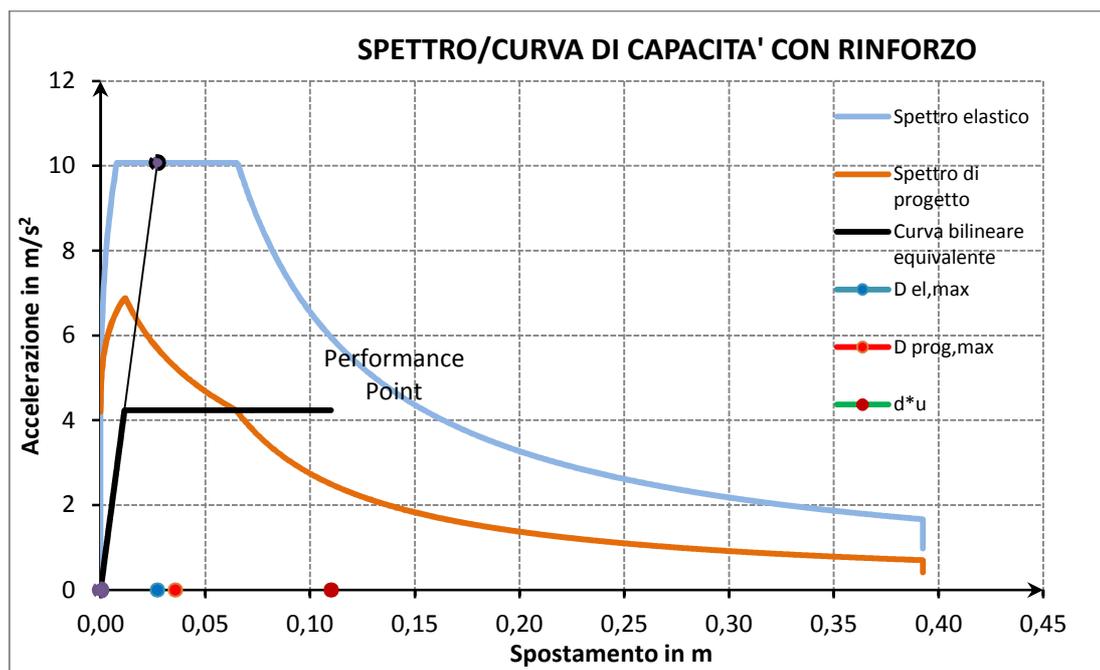


Fig. 13-20 Confronti spettro/curve di capacità delle analisi statica e cinematica non lineare

14. IL PONTE MASTER 15

I timpani agiscono come muri di sostegno per il materiale di riempimento che sostiene a sua volta la carreggiata. I problemi più comuni possono essere i timpani sporgenti, timpani in rotazione, e timpani che si sono distaccati dalle arcate. Tipicamente, i problemi dei timpani sono il risultato di uno scarso drenaggio con connesse spinte laterali dovute a meccanismi di congelamento-scongelo, una pressione eccessiva del riempimento che spinge la parete verso l'esterno, o una combinazione di queste condizioni.

Quando il rapporto di ispezione riporta un timpano che è fortemente sporgente, fuori piombo, parzialmente o totalmente crollato, le riparazioni devono affrontare le cause del problema oltre alla mera riparazione della parete. Le problematiche dei timpani dovrebbero cioè ricevere la massima priorità nella riparazione.



Fig. 14-1 Ponte ad arco rinforzato con tiranti. In rosso evidenziate le piastre di ancoraggio

Non correggere i problemi e le loro cause può infatti portare allo "scoppio" della fiancata del ponte, in cui il timpano crolla completamente o in parte, con danni alla carreggiata, parapetti, ed arcata.

In aggiunta a queste problematiche, i timpani di alcuni ponti ad arco in pietra sono stati sottoposti a trattamenti storicamente inappropriati, come ad esempio l'uso di gunita oppure calcestruzzo spruzzato, o la sostituzione di pietra o mattoni con il calcestruzzo.

Ad ogni modo, in fase esecutiva si deve tenere conto che il muro può

sembrare stabile all'inizio dei lavori, ma ulteriori demolizioni o un posizionamento sbilanciato delle pietre possono richiedere la costruzione di armature per sostenere il muro fino alle fasi finali, in modo tale da raggiungere una configurazione stabile.

Di seguito, si riportano gli accorgimenti solitamente riservati per la riparazione e rinforzo dei timpani, che possono consistere in una sostituzione o rinforzo armato del riempimento oppure anche l'applicazione di tiranti di ancoraggio tra i due timpani.

14.1. Sostituzione o rinforzo armato del riempimento

La riparazione e ripristino dei timpani eseguendo lavori di scavo si articola in varie fasi: lo scavo del materiale di riempimento, nonché la sua rimozione, l'esecuzione del progetto di rinforzo, e la ricostruzione del timpano. Lo scavo e la rimozione del materiale di riempimento deve essere effettuato con attenzione per assicurare una distribuzione uniforme e simmetrica dei carichi gravitazionali per mantenere l'arco nella sua posizione. La riparazione richiede ovviamente l'uso di puntelli per sostenere l'arco durante la riparazione. A questo punto si procede con la rimozione del timpano, secondo procedure valutate con accortezza, per poi ricostruirlo ripristinando se possibile le pietre originali. Se ciò non fosse consentito, le nuove pietre impiegate dovranno essere abbinata per tipo, dimensione, taglio, finitura e colore a quelle già esistenti. Ciò fatto si procede a sostituire il materiale di riempimento e installare un sistema di drenaggio efficiente per evitare future spinte eccessive sui timpani a causa dei fenomeni sopra esposti. In taluni casi, può essere necessario aggiungere delle barre di piccolo diametro in acciaio inox nelle giunture di malta in modo tale da rinforzare il collegamento tra timpano e riempimento.

14.2. Rinforzo con tiranti

La riparazione e rinforzo dei timpani con un altro metodo è quello che avviene con l'installazione di tiranti o ancoraggi, come già esposto nel paragrafo post-tensionamento del capitolo 3.

Se cioè il deterioramento del muro non è troppo avanzato, un trattamento potenziale è quello dell'installazione di tiranti inseriti in miscele cementizie effettuando un foro nel timpano e inserendo a pressione i tiranti. Per ogni ancoraggio viene effettuato un foro e viene inserito un tondino in acciaio inox dal diametro definito a seconda della forza da applicare, viene agganciato alle piastre esterne anch'esse in acciaio, e viene applicata una trazione alle barre con una chiave dinamometrica, realizzando una postcompressione sui timpani. Se però il materiale di riempimento può tollerare uno scavo verticale, si possono installare i tiranti tra i timpani scavando un fossato tra l'uno e l'altro ed effettuando la posa. Dopodichè si procede ad impostare gli ancoraggi/piastre sulle pareti esterne, in modo da renderle il meno evidenti e visivamente impattanti possibile. Nel caso in cui dovesse rendersi necessario uno scavo completo, allora potrebbe essere realizzata una parete in cemento armato sulla faccia interna del timpano per ancorare i tiranti ed eliminare la necessità di ancoraggi esterni.

In questo lavoro si è ritenuto idoneo analizzare il secondo metodo di rinforzo, cioè con l'ausilio di tiranti, in quanto potenzialmente meno invasivo e più economico, specialmente se si evita il ricorso allo scavo nel riempimento.

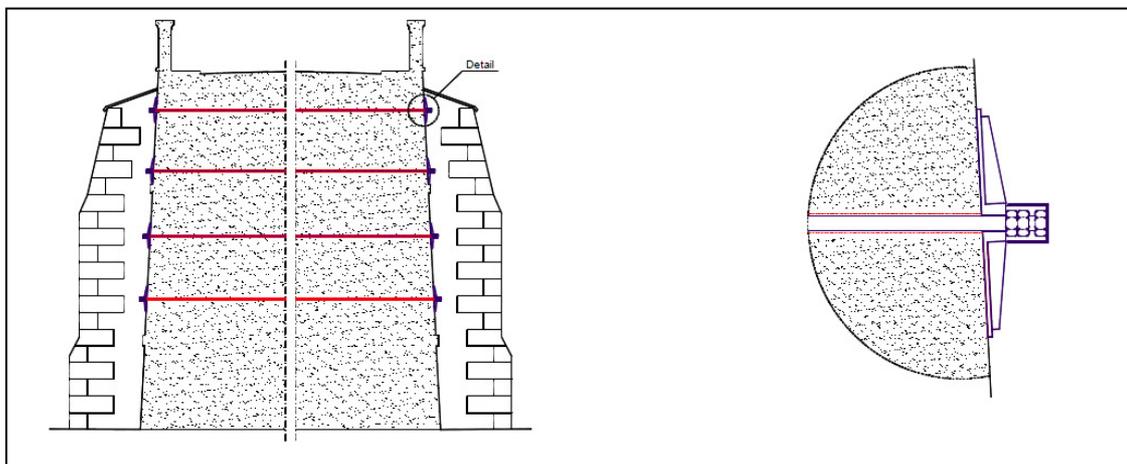


Fig. 14-2 Schema di ancoraggio ed installazione dei tiranti

14.3. Progetto dei tiranti

14.3.1. Le caratteristiche geometriche del PM15

Il ponte Master 15 è una delle opere poste sulla linea ferroviaria BENEVENTO-CERVARO, al chilometro km 69 + 442. Tale opera si trova all'interno del comune di PIANEROTTOLO di ARIANO IRPINO (AV).

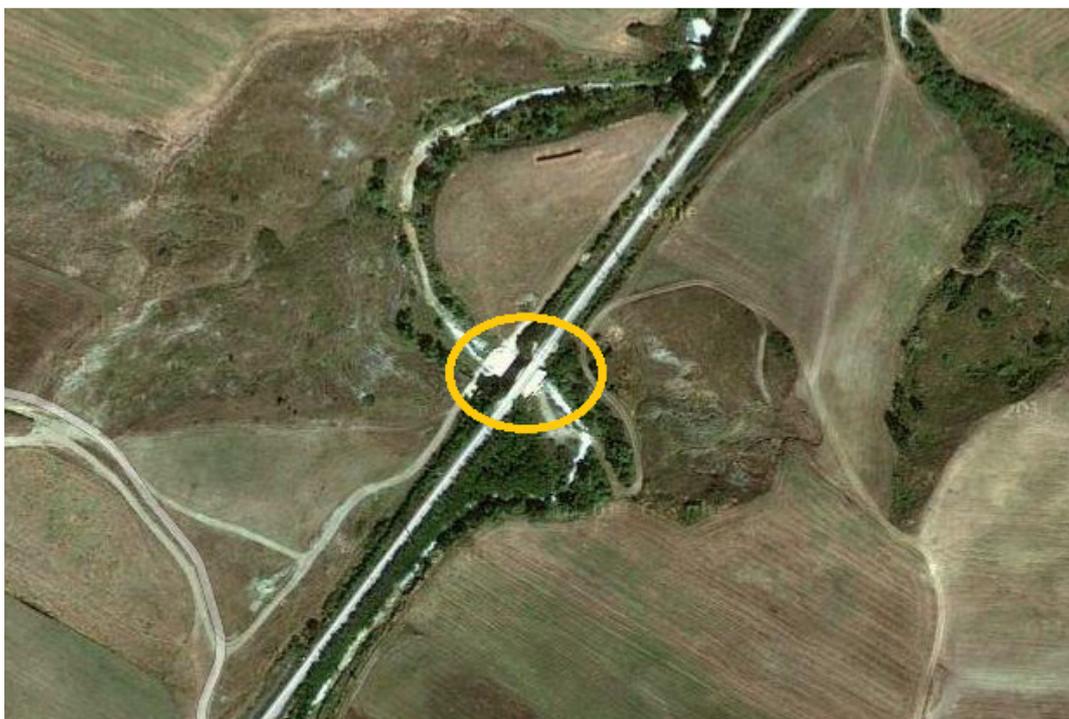


Fig. 14-3 Foto aerea del ponte Master 15

Per il Ponte Master 15, essendo oggetto del progetto di rinforzo dei timpani, non ha influenza se sia o meno multicampata e così pure non hanno rilevanza le caratteristiche di volto, luce delle campate e pile. Ciò che influisce è l'altezza del timpano, il suo spessore, l'altezza del parapetto, la distanza tra la base del parapetto e il punto di ancoraggio del tirante, ed il tipo di materiale di riempimento.

Il PM15 presenta le seguenti caratteristiche:

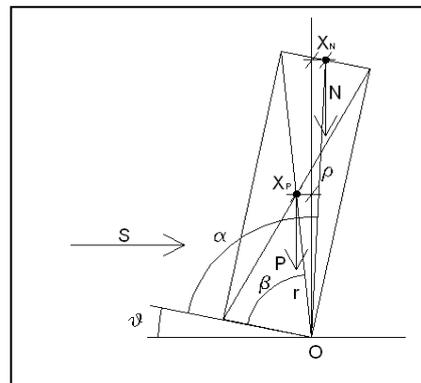
- altezza timpano: 2,70 m;
- spessore timpano: 0,80 m;
- distanza sommità parapetto/ancoraggio tirante: 1,2 m;

- densità materiale di riempimento: 1800 kN/m^3 ;
- angolo interno del materiale di riempimento: 38° (materiale pietroso di media pezzatura)

L'angolo interno del riempimento porta ad un coefficiente di spinta attiva di 0,24, col quale da Mononobe-Okabe si ottiene la spinta statica e dinamica di $36,26 \text{ kN}$ per metro di timpano. Da notare che la spinta statica agisce a un terzo dell'altezza tra tirante e piano di posa del timpano, mentre la spinta dinamica a metà. Se ne dovrà tenere conto al momento di calcolare l'equilibrio delle forze.

14.3.2. Il procedimento di calcolo

Per il progetto dei tiranti si considera l'ipotesi di blocchi rigidi, dei quali verranno poi determinate delle relazioni di equilibrio attorno a punti ben precisi del timpano.



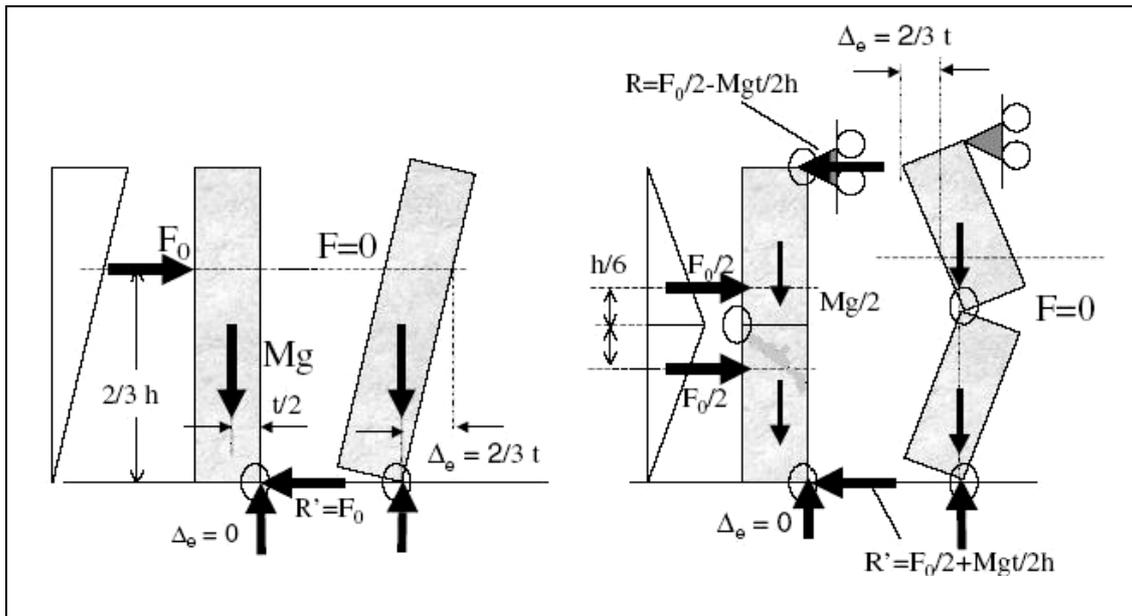


Fig. 14-4 Meccanismo timpano/tirante

Infatti il collasso del timpano sotto sollecitazione sismica si può indagare analizzando il meccanismo che si realizza attorno alle cerniere plastiche cilindriche orizzontali che vengono a formarsi nel paramento interno della parete in muratura a causa della spinta esercitata dal riempimento, che durante un terremoto, imprime non solo una spinta statica ma anche dinamica molto rilevante. Se non siamo di fronte ad un sistema tirantato, il meccanismo potremmo rappresentarlo come un blocco rigido in rotazione attorno al piede nel paramento esterno. Nel caso di timpani piuttosto bassi e spessi il meccanismo non si attiva, poichè il momento destabilizzante dovuto all'accelerazione sismica dovrebbe essere di entità eccessiva, al punto che in quei casi a cedere saranno altre componenti del ponte.

Negli altri casi però questo meccanismo di rottura rappresenta un punto debole notevole rispetto alle azioni sismiche trasversali. Per impedire che questo tipo di rottura accada vengono applicati, come detto, dei tiranti che post-comprimono i timpani, connettendoli tra loro, ed incrementando la loro stabilità e facendoli lavorare in modo solidale.

La presenza dei tiranti ad ogni modo modifica il sistema di forze in gioco ed anche le cerniere plastiche si posizionano altrove. Generalmente una cerniera si dispone a metà altezza, o poco sopra, tra il tirante e la base di appoggio del timpano, perchè è quella la posizione in cui i momenti flettenti sono maggiori e comportano, essendo la

muratura molto fragile a trazione, un'apertura del paramento esterno, con conseguente schiacciamento di quello interno. I due blocchi che si vengono a generare ruotano cioè reciprocamente attorno all'asse della cerniera per azioni fuori dal piano del timpano. Quest'ultimo quindi potrà ora venire schematizzato come una trave su due appoggi, non più su uno, trave che cede allorché viene superato il limite di equilibrio tra le forze in gioco, limite che rappresenterà quindi il moltiplicatore dei carichi che innesca il

cinematismo. Tale moltiplicatore una volta iniziata la rotazione, va via via diminuendo, poichè ne è sufficiente uno inferiore per mantenere l'equilibrio nella configurazione spostata, fintanto che non si annulla in corrispondenza del collasso, poichè in quella situazione ogni incremento di carico pur infinitesimo manda in crisi il timpano.

Ebbene, una volta individuati gli spostamenti dei punti di applicazione delle forze, si è applicato il principio dei lavori virtuali per la verifica allo SLD, e successivamente si porterà con processo iterativo, il moltiplicatore per ottenere la verifica agli SLU.

Le forze in gioco nel caso dei timpani di un ponte ad arco in muratura sono dunque il peso proprio del timpano, il sovraccarico dello stesso, rappresentato dal parapetto o comunque dai carichi presenti al di sopra dell'altezza di ancoraggio del tirante e le spinte statiche e dinamiche del materiale di riempimento, queste ultime calcolate secondo il Metodo di Mononobe e Okabe. Anche nel caso del cinematismo del timpano è possibile definire una curva di capacità, ovvero un grafico accelerazione-spostamento, che avrà andamento come quello rappresentato in figura, che come si nota, può avere pendenza diversa in base alla presenza di un sovraccarico in sommità.

La curva di capacità dell'oscillatore reale si ricava partendo dal moltiplicatore che innesca il cinematismo, al quale corrisponde uno spostamento ancora pari a 0 (siamo ad inizio rotazione) e dal moltiplicatore nullo a collasso che corrisponderà ad uno

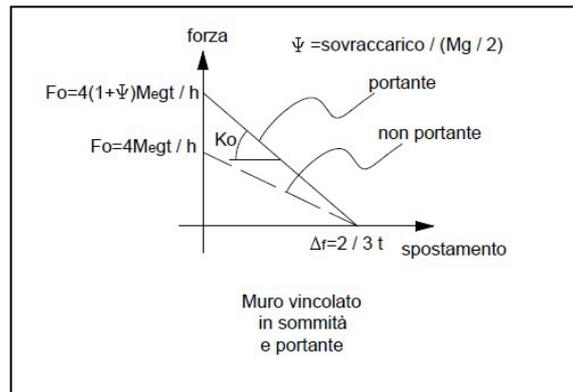


Fig. 14-5 Curva di capacità per parete portante e scarica

spostamento diverso da 0. Graficando si ottiene il risultato in figura. Ma più utile ad un confronto con gli spettri elastici è la curva di capacità dell'oscillatore equivalente che si ricava una volta fatto corrispondere al moltiplicatore dei carichi l'accelerazione dell'oscillatore.

Ricavata la massa con la relazione qui a fianco riportata si ottiene l'accelerazione secondo l'espressione:

$$a_0^* = (\alpha_0 \times 1000 \times (P + N)) / (M \times L_C)$$

dove α_0 è il moltiplicatore che innesca il cinematisimo, mentre P ed N sono il peso proprio ed il sovraccarico, M è la massa partecipante ed LC il fattore di confidenza della muratura, dipendente dalla nostra conoscenza del materiale impiegato nel ponte, e che abbiamo assunto pari a 1,35 corrispondente ad un buon livello di confidenza.

$$M^* = \frac{\left(\sum_i P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_i P_i \delta_{x,i}^2} \quad d_0^* = d_{k0} \frac{\sum_i P_i \delta_{x,i}}{\delta_{x,k} \sum_i P_i}$$

Prima di procedere ad illustrare gli esiti dei calcoli eseguiti, si deve considerare che la progettazione dei tiranti non include esclusivamente il meccanismo di equilibrio sopra esposto. Infatti, dev'essere quantificato anche il tiro con cui vengono tesati affinché certamente essi possano essere schematizzati come appoggio semplice nello schema descritto, ma anche per dimensionarne la sezione e verificare l'effetto che la post-compressione può avere sulla piastra di ancoraggio, e la pressione che quest'ultima esercita sulla superficie di muratura sulla quale è adagiata. Devono cioè essere considerati tre meccanismi distinti: il meccanismo di rottura relativo allo snervamento dei tiranti, meccanismo di rottura relativo al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio, ed il meccanismo di rottura dovuto alla resistenza del muro nei confronti della penetrazione dell'ancoraggio. Da queste valutazioni si giunge al tiro massimo consentito in base alla sezione del tirante, alle dimensioni della piastra, ed al tipo di muratura.

14.3.3. Il caso del PM15

I risultati ottenuti per il Ponte Master 15 hanno dimostrato l'efficacia dell'accorgimento di impiegare i tiranti come metodo di rinforzo.

Innanzitutto, nel caso del ponte in esame si sono ottenuti i seguenti valori con un tirante di diametro 20 mm:

- Tiro a snervamento dei tiranti: 75,40 kN;
- Tiro a punzonamento della muratura: 217,06 kN;
- Tiro limite per la non penetrazione della piastra in parete per schiacciamento della muratura: 72,59 kN.

Il valore limite da considerare per il cedimento dell'ancoraggio, in una qualsiasi delle tre forme, risulta essere: 72,59 kN.

Questi dati sono stati definiti utilizzando un acciaio del tirante con tensione a snervamento f_y pari a 240 MPa, ed una piastra di ancoraggio di forma quadrangolare di lato 0,35 m. Per quanto concerne il cedimento del meccanismo tirante/parete, l'analisi cinematica senza uso del tirante ha portato alla determinazione di un moltiplicatore dei carichi molto basso, pari a 0,22, che sostanzialmente ci dà l'indicazione che il timpano non è in grado di resistere di fatto ad una sollecitazione sismica se non molto modesta, in quanto la spinta statica del terrapieno porta già ai limiti dell'equilibrio il timpano. Con l'ausilio dei tiranti invece si è pervenuti ad un moltiplicatore dei carichi che innesca il cinematismo pari a 0,50, mentre lo spostamento massimo al collasso risulta essere di 0,437 m.

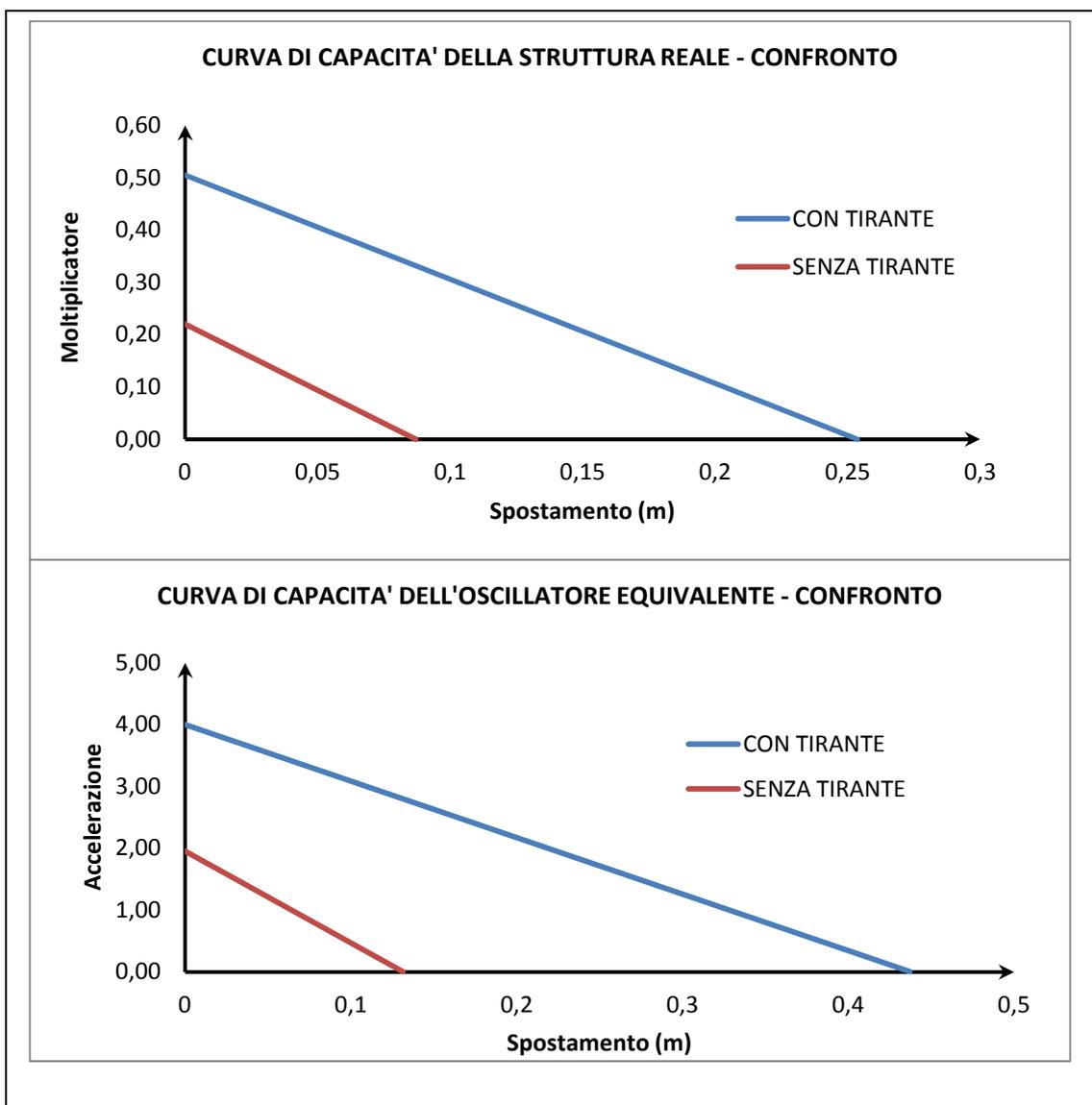


Fig. 14-6 Curva di capacità dell'oscillatore equivalente e reale

Definito lo spostamento ultimo e l'accelerazione che innesca il cinematismo è possibile costruire la curva di capacità del timpano, che, mantenendosi i carichi costanti all'evolversi del cinematismo, può ritenersi lineare e può essere calcolata come $a^* = a_0^* (1 - d^*/d_0^*)$.

14.3.4. Verifica agli SLE

Una volta definito il moltiplicatore dei carichi che innesca il cinematismo possiamo andare a determinare l'accelerazione sismica che gli corrisponde, e questa dovrà essere confrontata con la sollecitazione sismica, e quindi con l'accelerazione spettrale.

Il valore dell'accelerazione PGA_{res} si ottiene secondo la seguente relazione:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M \cdot FC} = \frac{\alpha_0 g}{e \cdot FC}$$

a cui corrisponde, facendo i calcoli, un valore pari a 0,406 g contro un'accelerazione spettrale calcolata secondo:

$$PGA = a_g(P_{VR}) \cdot S$$

pari a 0,166 g, con un coefficiente di sicurezza di 2,45.

14.3.5. Verifica agli SLU

La verifica per gli stati limite ultimi si può ritenere superata secondo la circolare applicativa delle NTC08, se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo è superiore all'accelerazione dello spettro elastico ridotto di un fattore di struttura q pari a 2 e quindi:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

In questo caso, l'accelerazione spettrale del sito in questione, cioè Pianerottolo di Ariano Irpino (AV), ha registrato il valore di 0,190 g mentre a_0^* è sempre pari a 0,406 g, e quindi si ottiene un rapporto F_c , pari a 2,14. L'accelerazione resistente dunque è stata quantificata in 3,99 m/s², maggiore del valore richiesto da normativa, che si arresta solo a 1,864 m/s².

Come si evince quindi dalle analisi appena riportate, in questo ponte è necessario considerare l'azione compiuta dal tirante di rinforzo presente sul timpano, al fine di impedirne il ribaltamento. Senza l'azione di tale tirante infatti la capacità resistente della struttura in muratura risulta insufficiente per far fronte all'entità dell'accelerazione sismica agli SLU.

14.4. Analisi FEM

Anche nel caso dell'azione sismica trasversale e nello studio del timpano si è proceduto ad un confronto tra analisi cinematica appena descritta ed analisi agli elementi finiti.

Come si vedrà nel seguito, anche in questo caso, i due approcci portano a risultati abbastanza vicini tra loro. Dopo aver effettuato l'analisi, si è passati a definire la curva di capacità dell'analisi push-over, poi confrontata con la curva lineare del metodo cinematico.

I vincoli introdotti nello studio del sistema, valutati per riprodurre il sistema reale, sono stati di incastro delle spalle/pile dalla base fino all'altezza dell'imposta dell'arcata, e di appoggio della muratura dell'arcata in direzione trasversale, per riprodurre la trascurabile instabilità della volta in tale direzione, visto e considerato che lo spessore del volto è pari all'intero spessore del ponte, mentre quello del timpano è solo di 0,5 m.

E' da osservare che nell'analisi pushover non si è tenuto conto del riempimento e quindi della spinta del terreno, poichè, essendo un'analisi incrementale, il carico inerziale a cui viene sottoposta la parete è già comprensiva di qualsiasi tipo di forza agente su di essa, e va a determinare la capacità resistente del sistema indipendentemente dalla natura delle forze trasversali in gioco. Questa è chiaramente un'ipotesi semplificativa, poichè in realtà, specialmente col sistema tirantato, il riempimento ed il suo spessore influenzano fortemente le dinamiche del sistema, contribuendo alla stabilizzazione del sistema ribaltante. Ad ogni modo le analisi condotte, sia cinematica sia FEM, non tengono conto di questo effetto, e quindi il loro raffronto conserva il proprio significato, mentre per quanto concerne la valutazione dell'efficacia del tirante, tale ipotesi rimane a favore di sicurezza.

14.4.1. Timpano senza tirante

Qui di seguito si riporta la mesh del timpano, realizzata con elementi brick a 15 nodi, mentre successivamente viene mostrato lo stato fessurativo in condizione di carico a

rottura del timpano. Si noti come si ha la formazione di zone a rottura diffusa in prossimità del concio in chiave, laddove il timpano si romperà in due tronchi, per poi ribaltarsi attorno alla cerniera posta alla base.

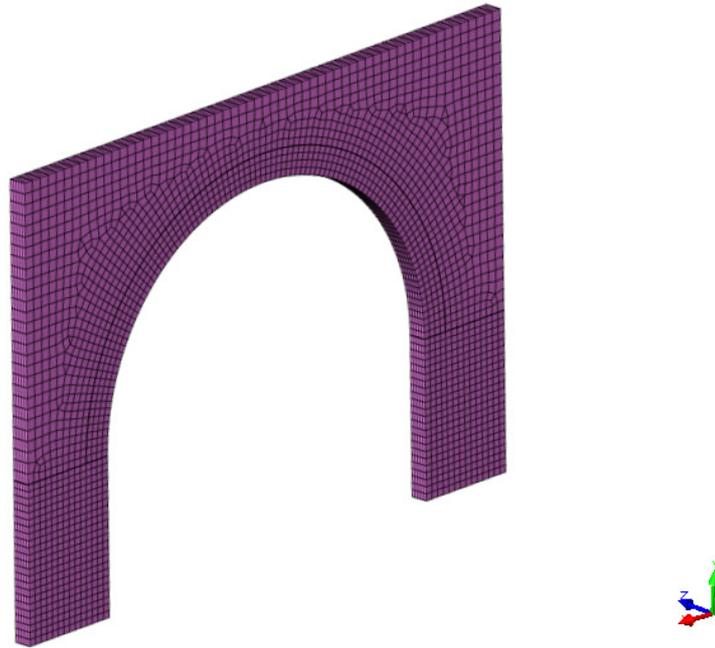


Fig. 14-7 Mesh tridimensionale del timpano senza tirante

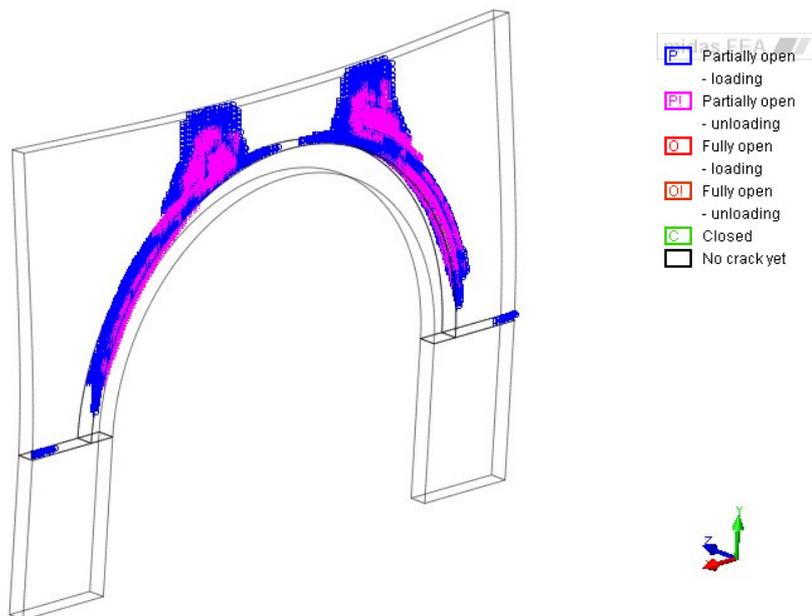


Fig. 14-8 Stato fessurativo a rottura del timpano senza tirante con indicazione del grado di apertura delle lesioni

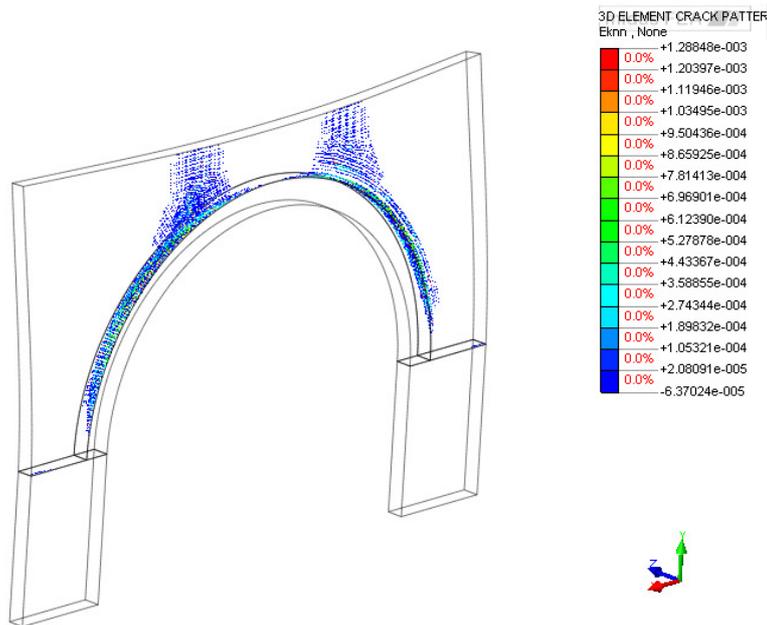


Fig. 14-9 Stato deformativo a rottura del timpano

Una volta preparato il modello e successivamente effettuata l'analisi, si passa al tracciamento della curva di capacità, che andrà poi confrontata con quella definita dal metodo cinematico.

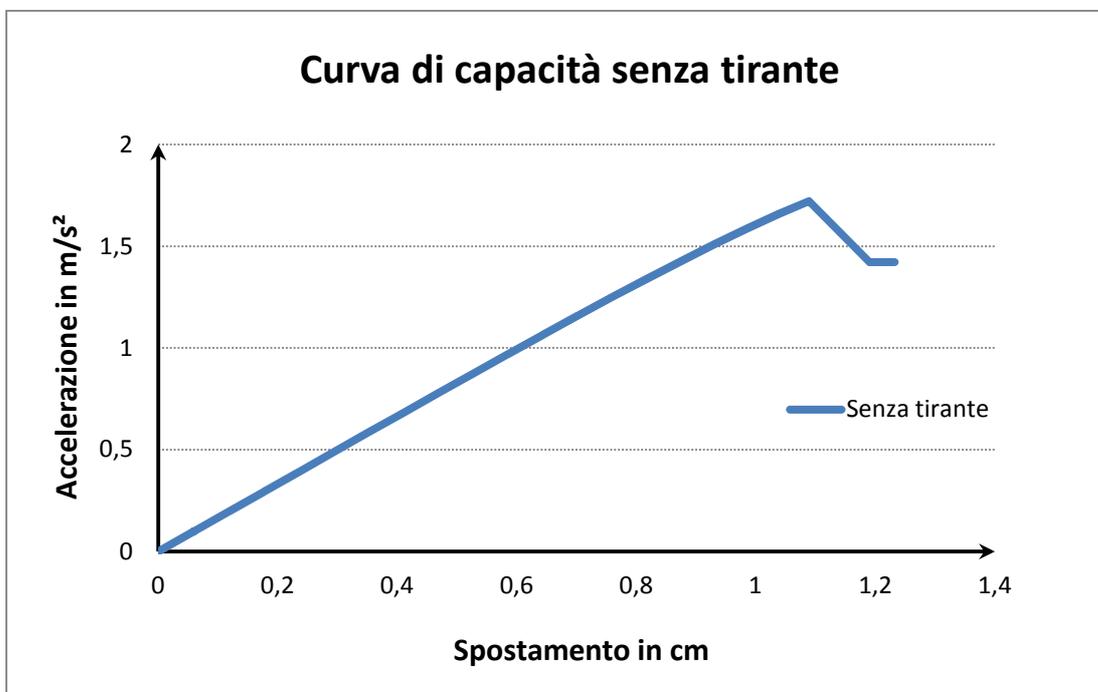


Fig. 14-10 Curva di capacità del timpano senza tirante

Come si può notare, lo spostamento ultimo oltre il quale si ha la rottura del meccanismo è di un ordine di grandezza decisamente inferiore all'analisi cinematica, attestandosi attorno a valori del centimetro. Ciò comunque era prevedibile poichè il metodo cinematico va ad indagare lo stato di equilibrio della struttura, a fronte del FEM che invece indaga lo stato deformativo e quindi la rottura del materiale. Il software di analisi infatti, non appena giunge al carico di rottura della muratura per trazione, e quindi alla fessurazione, perde di precisione ed attendibilità a causa dei complessi fenomeni agenti nella matrice eterogenea del materiale, e quindi non riesce ad intercettare il meccanismo effettivo di collasso. Allo stesso tempo, dall'altro lato, il metodo cinematico non coglie la non linearità del materiale, ma riesce esclusivamente a valutare le deformate ai grandi spostamenti.

14.4.2. Timpano con tirante

Il sistema con tirante è stato valutato imponendo la presenza di un vincolo d'appoggio in corrispondenza dei tiranti applicati, per una superficie pari a quella della piastra di ancoraggio.

Per quanto concerne invece le altre condizioni di vincolo, esse sono rimaste invariate rispetto al modello senza tirante.

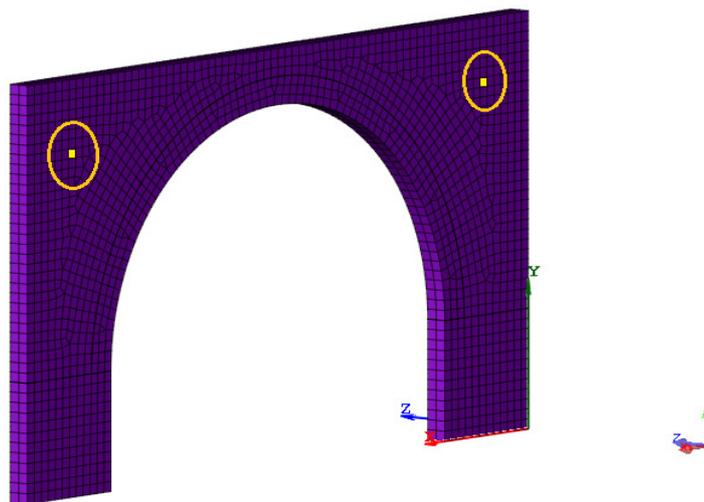


Fig. 14-11 Mesh tridimensionale del timpano con tiranti (indicati in giallo)

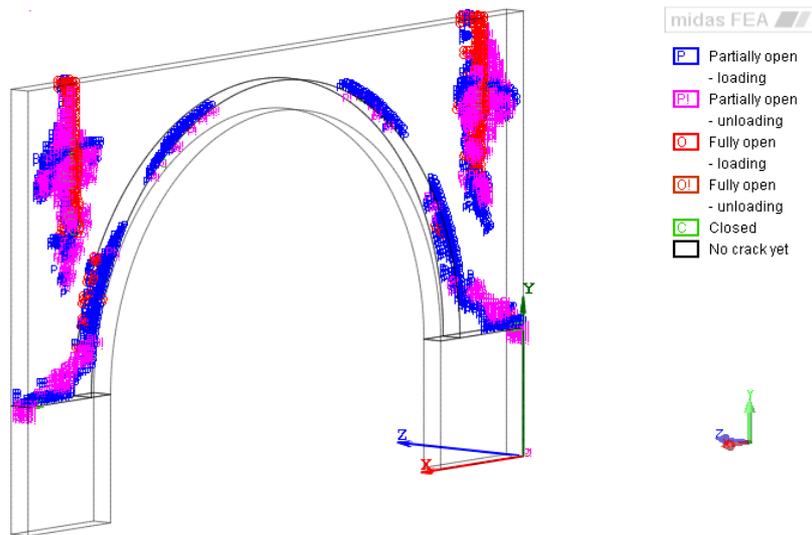


Fig. 14-12 Stato fessurativo a rottura del timpano con tirante con indicazione del grado di apertura delle lesioni

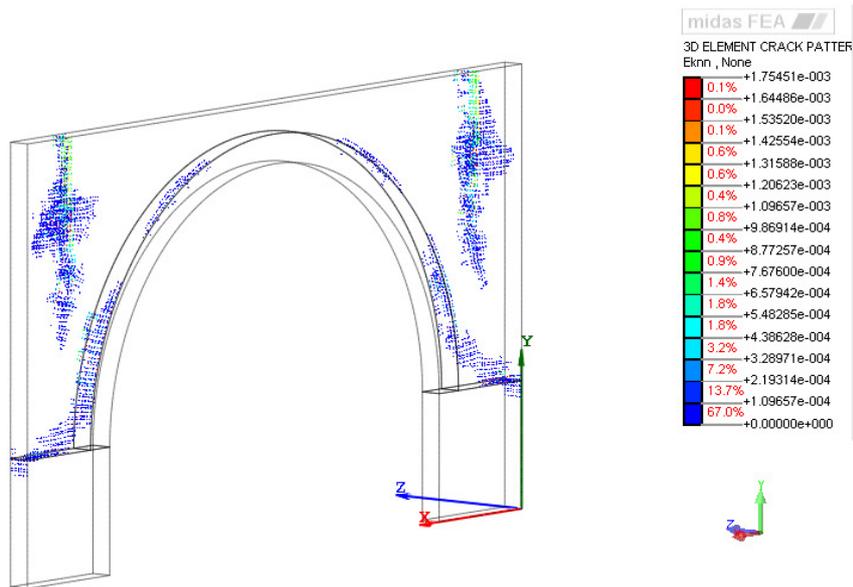


Fig. 14-13 Stato deformativo a rottura del timpano con tirante

Come si nota dallo stato fessurativo, il meccanismo di rottura è completamente modificato dalla presenza dei tiranti, portando ad un cedimento in corrispondenza della piastra ed alla formazione delle due cerniere plastiche in mezzeria ed alla base

del timpano. Da questo punto di vista quindi il modello agli elementi finiti rimane in linea con la descrizione qualitativa della dinamica di crollo del timpano, anche se pure in questo caso, alla pari del sistema senza tirante, i valori forniti di spostamento ultimo sono ben diversi da quelli definiti dal metodo cinematico.

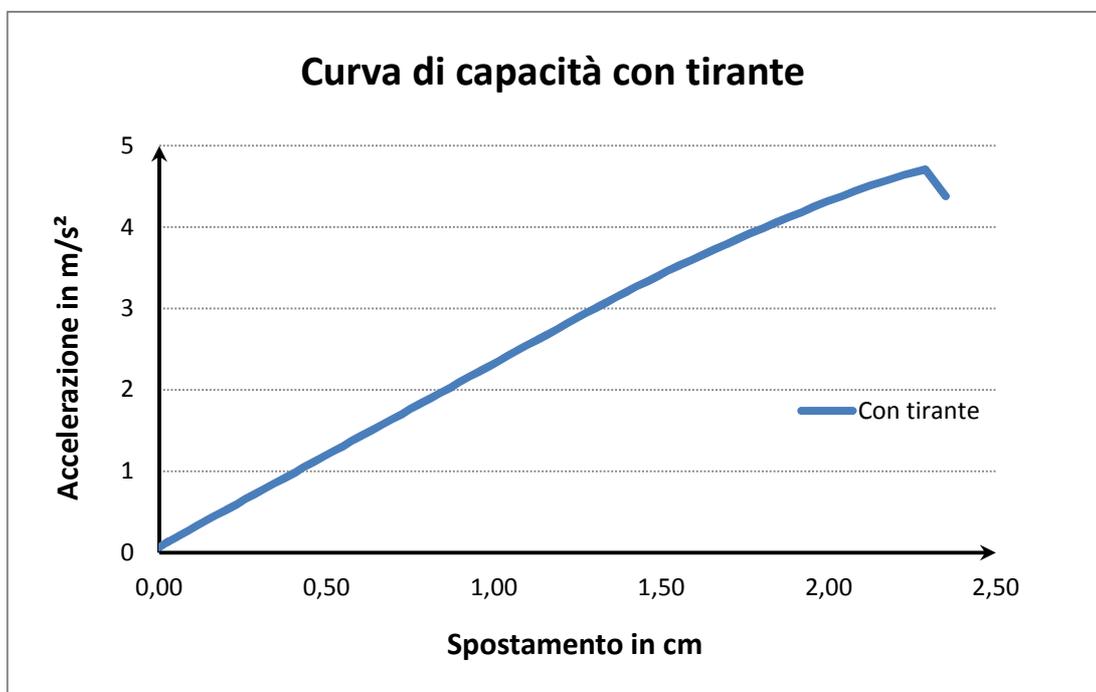


Fig. 14-14 Curva di capacità del timpano con tirante

Sebbene a confronto col sistema senza tirante si abbia un valore superiore al 200% per lo spostamento ultimo ed anche per l'accelerazione sismica massima sostenibile, questi valori si rivelano piuttosto contenuti per rappresentare una risposta del sistema reale, e quindi, trattando di spostamenti in direzione trasversale di una parete in muratura, l'ipotesi di grandi spostamenti e quindi la non linearità di geometria, prima ancora di quella del materiale, assume un peso fondamentale. E' evidente quindi che in una situazione di studio di questo tipo imporre una modellazione più sofisticata e puntuale, e cioè una micromodellazione, potrebbe portare a risultati più attendibili. Ad ogni modo questo tipo di approccio non verrà trattato in questa sede.

15. CONCLUSIONI

Il poter affermare che il grado di sicurezza dei ponti ad arco in muratura è strettamente subordinato alla presenza di sufficienti margini rispetto all'innescò di un meccanismo di collasso (il più debole fra quelli ammissibili) deriva dal lungo studio teorico del comportamento statico e dinamico di queste strutture. Per questo, come si è visto, possono essere presi diversi provvedimenti atti a irrobustire il ponte negli aspetti che di volta in volta possono essere ritenuti più fragili, quelli cioè che per degrado o entità di sollecitazione sono i primi a mostrare cedimento ed innescare il meccanismo. A tale scopo, le soluzioni individuate dai professionisti negli anni sono dunque molteplici, ma partendo dalla considerazione che i ponti in muratura per varietà e complessità intrinseca del materiale costituente e per la grande incertezza che circonda il reale stato di conservazione di opere così datate rappresentano una sfida impegnativa per qualsiasi progettista, ebbene, in conclusione, nessuna delle soluzioni che si è descritta, alla luce di questi aspetti, può considerarsi agli effetti definitiva ed universale. Si può però affermare che per quanto concerne le tipologie di intervento approfondite negli ultimi capitoli, esse abbiano dimostrato, alla prova delle analisi, piena validità ed efficacia. Ad ogni modo, si è avuta conferma di come un maggiore ribassamento del ponte porti generalmente ad una minore esigenza di rinforzo alle azioni sismiche longitudinali, e di come, alle azioni trasversali, il meccanismo di ribaltamento del timpano sia invece l'anello debole dei ponti in muratura, per il quale va quindi spesso suggerito un rinforzo.

Per quanto riguarda il confronto tra l'analisi agli elementi finiti ed il metodo cinematico invece, si può sostanzialmente giungere alla conclusione che, avendo tra loro ottenuto valori in linea relativamente ai carichi inerziali necessari a produrre il collasso della struttura con le azioni longitudinali, i due tipi di approccio possano essere di suffragio l'uno dell'altro per verifiche incrociate sulla bontà delle analisi condotte. Sul fronte invece delle spinte trasversali, i due metodi hanno riscontrato uno scostamento nei valori degli spostamenti ultimi, mentre valori molto più vicini si sono registrati per l'entità dei carichi inerziali necessari al collasso. Questo può spiegarsi col fatto che il metodo agli elementi finiti, essendo basato su relazioni

costitutive specifiche del materiale, è particolarmente adatto ad indagare i fenomeni deformativi e di rottura, ma può risultare meno preciso ed attendibile nel valutare l'effettivo equilibrio del sistema quando questo debba permanere anche dopo la frattura del materiale.

Ringraziamenti

Desidero ringraziare prima di tutto mia madre Michela e mio fratello Federico, per il rapporto profondo ed autentico che ci lega, oltre le parole, avendo sempre avuto la consapevolezza, anche nei momenti più difficili di questi anni, di poter contare sulla loro presenza e sul loro affetto.

Non posso non citare le amicizie più vere che mi hanno accompagnato durante la mia vita universitaria, con cui ho condiviso molto, e che sono state di grande sostegno oltre ad avermi allietato con la loro compagnia.

Un ringraziamento va quindi al Professor Claudio Modena, per avermi dato la possibilità di concludere i miei studi approfondendo al contempo un tema interessante quanto complesso.

Un doveroso ringraziamento infine va naturalmente anche all'ing. Daniele Alì Santoro, per le preziose indicazioni con cui mi ha seguito ed indirizzato durante l'utilizzo dei software di calcolo agli elementi finiti.

Grazie a tutti,

Manuele

Bibliografia

- [1] T. Albanesi, C. Nuti, "*Dispensa su Analisi Statica Non Lineare (Pushover)*" Dipartimento di Strutture, Università degli Studi Roma Tre, Roma. – Italy, Maggio 2007.
- [2] Amrhein J.E., 1998, "*Reinforced Masonry Engineering Handbook: Clay and Concrete Masonry*", V Edition, California State University, Long Beach, CA, USA.
- [3] Aprile, A., Pelà, L., Benedetti, A., 2006. "*Vulnerabilità sismica di ponti ad arco in muratura di pietrame*" XVI Convegno Italiano di Meccanica Computazionale, 26-28 giugno, Bologna.
- [4] A. Audenaert, , P. Fanning, L. Sobczak, H. Peremans, 2007, "*2-D analysis of arch bridges using an elasto-plastic material model*", Department of Environment, Technology and Technology Management.
- [5] Augenti Nicola, Parisi Fulvio: "*Ultimate flexural strength of unreinforced masonry spandrel panels*" - 8th International Masonry Conference 2010 in Dresden.
- [6] Berto L, Scotta R., Sietta A., Vitaliani R, 2005, "*Failure mechanism of masonry prism loaded in axial compression: computational aspects*", Department of Construction and Transportation, Padua University.
- [7] Berto L, Scotta R., Sietta A., Vitaliani R.,2001, "*An orthotropic damage model for masonry structures*", Department of Construction and Transportation, Padua University.
- [8] Brencich A, De Francesco U. "*Assessment of multi-span masonry arch bridges. Part I: A simplified approach. Part II : Examples and applications*". ASCE J Bridge Eng 2004;9(6):582_98.
- [9] Carbone, I., de Felice G., 2007. "*Fragilità di ponti ad arco in muratura sotto azioni sismiche longitudinali*". XII Convegno ANIDIS. 10-14 giugno, Pisa.
- [10] Cavicchi A, Gambarotta L. "*Collapse analysis of masonry bridges taking into account arch-fill interaction*". Eng Struct 2005;27(4):605_15.

- [11] Cavicchi A., Gambarotta L., 2007, "*Lower bound limit analysis of masonry bridges including arch-fill interaction*", Department of Structural and Geotechnical Engineering, University of Genova.
- [12] M. Collepardi, "*Scienza e tecnologia del calcestruzzo*" Terza Edizione, Ed. Hoepli, Milano (1987)
- [13] Clemente, P., 1998. "*Introduction to dynamics of stone arches*". Earthquake Engng. and Structural Dynamics, 27, 513-522.
- [14] Clemente P, Occhiuzzi A, Raithel - "*A Limit behaviour of stone arch bridges*". ASCE J Struct Eng 1995;121(7): 1045_50.
- [15] Da Porto, F., Franchetti, P., Grendene, M., Ranzato, L., Valluzzi, M., Modena, C., 2007. "*Structural capacity of masonry arch bridges to horizontal loads*". 5th Int. Conf. on Arch Bridges ARCH'07. 12-14 Sept., Madeira, POR.
- [16] De Felice, G., 2009. "*Assessment of the load-carrying capacity of multi-span masonry arch bridges using fibre beam elements*". Engng. Structures, to appear.
- [17] De Felice, G., De Santis, S., 2009. "*Experimental investigation and numerical modelling of historic brickwork for railway arch bridges assessment*". Int. Journal of Architectural Heritage, submitted.
- [18] C. Gorla, "*Evoluzione storica dei leganti e dei conglomerati: dall'empirismo alla loro conoscenza razionale*", Ed Fratelli Fabbri Editori, Milano (1976)
- [19] Fanning, P.J., Boothby, T.E., Roberts, B.J., 2001. "*Longitudinal and transverse effects in masonry arch assessment*". Constr. and Buildings Mat.15(1),51-60.
- [20] Heyman J., "*The Masonry Arch*", Hellis Horwood Ltd., Chichester, West Sussex, England, 1982.
- [21] Heyman J., "*The Stone Skeleton*", Cambridge University Press, 1995;
- Islami K., Tecchio G., Modena C., 2011, "*Seismic Intervention and Dynamic Testing of an Arch Bridge*", Department of Structural and Transportations Engineering, University of Padua, Italy.
- [22] Manuale R.F.I.. "*Muri frontali I AV II*".

- [23] Modena C., Laurenco P.B., Roca P. (2004). "*Structural analysis of historical construction*". Vol 2, pp. 1091-11-1, Balkema.
- [24] Modena C., Sonda D, 1998, "*Safety evaluation and retrofitting of an arch r.c. bridge*", Department of Construcitons and Transports, University of Padua, Italy.
- [25] Paulo B. Lourenço, Daniel V. Oliveira, "*Strengthening of masonry arch bridges: research and applications*", Department of Civil Engineering, University of Minho.
- [26] Paulo B. Lourenço, Daniel V. Oliveira, "*Conservation of ancient constructions and application to a masonry arch bridge*", Department of Civil Engineering, University of Minho.
- [27] Paulo B. Lourenço, Daniel V. Oliveira, "*Improving the seismic resistance of masonry buildings: Concepts for cultural heritage and recent developments in structural analysis*", Department of Civil Engineering, University of Minho.
- [28] Olofsson J., Paulsson B., Lennart E., Taljsten B, 2007, "*Repair and Strenghtening of Railway Bridges. Sustainable Bridges Workshop*", Division of Structural Engineering, Lulea University of Technology, Lulea, Sweden.
- [29] Paulay, T. and Priestly, M. J. N. (2009) Frontmatter, "*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*", John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ, USA
- [30] Resemini, S., Lagormarsino, S., 2007. "*Displacement-based methods for the seismic assessment of masonry arch bridges*". 5th Int. Conf. on Arch Bridges ARCH'07. 12-14 Sept., Madeira, POR.