



POLITECNICO DI MILANO

Scuola di Ingegneria Edile - Architettura

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile - Architettura

## CREPA!

Studio dei dissesti strutturali nelle murature storiche.  
Applicazione pratica nel recupero della Cascina di poer

*Relatore:*

Prof. Ing. Lorenzo Jurina

*Correlatore:*

Ing. Edoardo Radaelli

*Tesi di Laurea di:*

Giacomo Crivellari    matr. 730951

Elia Grassi            matr. 733009

Anno Accademico 2012-2013



<i>Introduzione</i>	7
<i>Abstract</i>	8
<b>Teoria</b>	<b>9</b>
<i>Inquadramento teorico</i>	11
Approccio ai dissesti murari	11
La rottura dei prismi elementari	14
La rottura dei solidi prismatici	18
Formazione delle lesioni	27
<i>Dissesti legati a cedimenti fondali</i>	41
La relazione con il terreno	41
Classificazione dei cedimenti	45
<i>Dissesti e cedimenti di strutture fuori terra</i>	69
Lesioni dovute all'assestamento murario	69
Lesioni dovute a schiacciamento	70
Lesioni dovute a presso - flessione e carichi di punta	73
Lesioni negli archi	76
Dissesti derivanti da depressione di strutture orizzontali	80
Lesioni dovute ad azione dinamiche	81
<b>Catalogo</b>	<b>85</b>
<i>L'analisi e la diagnosi delle lesioni</i>	87
Caratteristiche della muratura	88
Dall'anamnesi alla diagnosi	94
L'analisi del quadro fessurativo	97
Le prove sui materiali	101
Lo studio tipologico	104
Introduzione ai modelli di calcolo	137
La creazione dei modelli	146
Le schede di verifica del catalogo	150
<i>Conclusioni</i>	175
<b>Studio</b>	<b>177</b>
<i>Analisi storica</i>	179
Casirate d'Adda e le sue origini	179
La Cascina di Poer	180
La cartografia	187

Lo studio tipologico	191
<i>Analisi del contesto</i>	<i>192</i>
Inquadramento territoriale	192
Inquadramento dell'area di progetto	194
I vincoli sul territorio	196
Il sistema viabilistico	199
Demografia	201
Clima	202
Aspetti geologici	203
<i>Elaborati grafici - Analisi</i>	<i>205</i>
<b>Rilievo</b>	<b>207</b>
<i>Architettura e funzione</i>	<i>209</i>
Avvicinamento	209
Il complesso	213
<i>Elaborati grafici - Rilievo fotografico</i>	<i>223</i>
Rilievo geometrico	225
<i>Elaborati grafici - Rilievo geometrico</i>	<i>227</i>
Rilievo tecnologico	229
<i>Elaborati grafici - Rilievo tecnologico</i>	<i>257</i>
Rilievo materiali e degrado	259
<i>Elaborati grafici - Rilievo materico e del degrado</i>	<i>269</i>
<b>Progetto</b>	<b>271</b>
<i>Metaprogettazione</i>	<i>273</i>
L'analisi SWOT	273
Strenghts	274
Weaknesses	275
Opportunities	277
Threats	279
Sintesi	280
<i>Elaborati grafici - Metaprogettazione</i>	<i>285</i>
Scelte	287
<i>Concept</i>	<i>293</i>

Premesse	293
100 Cascine per l'EXPO	294
Il caso di progetto	297
Il pensiero planivolumetrico	306
Riferimenti progettuali	316
<i>Progettazione formale</i>	<i>325</i>
Il pensiero architettonico	325
L'impianto distributivo	333
<i>Elaborati grafici - Progetto architettonico</i>	<i>343</i>
Verifiche normative	345
<i>Elaborati grafici - Verifiche normative</i>	<i>351</i>
<b>Recupero</b>	<b>353</b>
<i>Il progetto di consolidamento</i>	<i>355</i>
Sintesi delle indagini preliminari	355
La modellazione software	357
I carichi e le ipotesi di cedimento	359
Consolidamento delle fondazioni	363
Intervento sulle murature	366
La nuova stratigrafia dei solai	368
Recupero della copertura	370
Interventi speciali di consolidamento	371
<i>Elaborati grafici - Consolidamento strutturale</i>	<i>377</i>
<i>Le verifiche strutturali</i>	<i>379</i>
Proprietà degli elementi esistenti	379
Schemi e combinazioni di carico	384
Solai lignei	385
Consolidamento travi	397
Nuovi profili IPE	407
<b>Tecnologia</b>	<b>411</b>
<i>Il progetto tecnologico</i>	<i>413</i>
Il concept tecnologico	413
Building Information Modeling	418
Le stratigrafie di progetto	420
<i>Elaborati grafici - Abachi delle stratigrafie</i>	<i>431</i>
Verifiche prestazionali	433

Le strategie di intervento	443
<i>Elaborati grafici - Progetto tecnologico</i>	<i>465</i>
<i>Approfondimenti tematici</i>	<i>467</i>
Illuminotecnica	467
Impianto fotovoltaico	473
<i>Elaborati grafici - Approfondimenti tematici</i>	<i>477</i>
<i>Conclusioni</i>	<i>479</i>
Bibliografia	481
Indice delle figure	485
Indice delle tabelle	497
Indice delle tavole	499
Indice delle schede	502
<i>Riconoscimenti</i>	<i>505</i>

## Introduzione

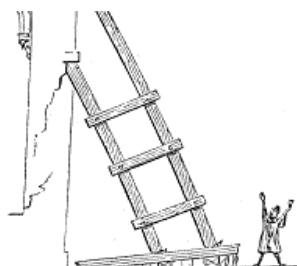


Fig. 1 - "CREPA!"

Il termine deriva dal latino *intro* e *ducere*, che può essere letteralmente tradotto come "condurre in un luogo". La domanda che effettivamente ha introdotto questo lavoro di tesi è stata: "*Come si crepano le volte in muratura?*", ma più che l'arrivo sono state importanti le risposte che sono arrivate pian piano lungo il cammino. Tra le scoperte c'è stata quella della figura qui a lato, che ha dato il titolo a questo lavoro: non vuole quindi essere un augurio per nessuno, ma solo un'esclamazione di stupore in risposta ad un chiaro messaggio che ci manda la muratura.

Questo lavoro si divide in due grandi parti che possono essere semplificate tra *teoria* e *pratica*. Nella prima sezione è stato svolto un approfondimento teorico sui problemi strutturali delle murature storiche, e allo stesso tempo sono stati raccolti articoli, scritti, casi reali, e tutto ciò che potesse essere relazionato con quadri fessurativi e lesioni di edifici, al fine di poter compilare un *catalogo delle crepe*. Questo elaborato ha l'obiettivo di porsi come base di lavoro valida e condivisibile, condizione che ha richiesto l'esplicitazione delle ipotesi fatte e la verifica dei risultati. Si è così definito un *processo diagnostico* che poi si è rivelato essere il filo conduttore di tutto il lavoro, dall'introduzione teorica alla parte pratica.

Lo studio ci ha infine condotti in un luogo preciso: si tratta della *Cascina di poer* di Casirate d'Adda, per la quale è stato predisposto un progetto di recupero strutturale, utilizzando la procedura usata per lo studio del catalogo. Gli interventi sono stati inquadrati in un'ottica progettuale più ampia, ovvero quella del recupero funzionale di tutto il complesso. Non è stato trattato solamente l'aspetto strutturale, ma sono stati toccati tutti i fattori che caratterizzano un progetto architettonico di questo tipo: il restauro architettonico, la funzionalizzazione degli spazi, la previsione di un sistema tecnologico moderno che possa rispondere a tutte le esigenze. La seconda parte del lavoro di tesi si può quindi associare alla parte *pratica* del lavoro: l'introduzione ci ha condotti in questo luogo, dove la teoria incontra la realtà per dare vita ad un progetto.

## Abstract

The present work concerns the recognition of typical crack patterns in masonry historical construction. The present research is based on some theoretical assumption presented at the beginning. Through the analysis of several cracked or collapsed buildings was possible to sketch a catalogue of typical crack patterns for the most common masonry structures.

In a second moment, we focused our attention on vaulted constructions. On this particular topic, research is extremely active: everyday new instruments are discovered and allow us to calculate and predict the possible failure mechanism of curved masonry surfaces. The aim of our work was to collect the largest number of cases, articles and studies and in order to broad the *crack catalogue*.

To validate the hypothesis collected in this part of the research we used a finite elements software, in which the vaults have been virtually built. These models have been submitted to a variety of loads or displacement, in order to recreate a real situation and to verify the formation of cracks.

The diagnostic procedure has been applied also to a real case study, a farmhouse in the Italian countryside called *Cascina di poer*. Also in this case we have recreated a virtual model of the building in order to understand the crack pattern visible at the moment. Thanks to this model it has been possible to get a precise response over the causes that generated the fissures in the walls. In a second time, we used the same model to calculate the effects of possible strengthening solution, collected in a refurbishment project.

The project concern all the aspects of the restoration of the function of the building: the architectural composition, the technological system and the structural validation of the assumptions.



# Teoria

dal greco *theoréo*,  
“Osservare”



## Inquadramento teorico

Al fine di poter comprendere al meglio la natura dello studio è necessario relazionare brevemente quelle che sono le ipotesi fondanti per le teorie che hanno direzionato la seguente ricerca. Si tratta prevalentemente di studi e approfondimenti derivati dalla manualistica classica, i quali trattano i temi della meccanica delle murature, delle sue patologie e del consolidamento. Come riportato nel richiamo etimologico, l'inquadramento teorico si traduce nell'*osservazione* dei fatti, del loro apprezzamento e descrizione, in modo da affinare la percezione in vista dell'applicazione pratica.

### *Approccio ai dissesti murari*

I fattori che determinano la stabilità di un edificio sono molti: alcuni di questi sono evidenti, come l'essenza della struttura, la cura nella predisposizione delle connessioni tra i vari piani resistenti, le scelte formali. Altri invece sono meno evidenti, basti pensare alla qualità dei materiali utilizzati nella costruzione, l'errato dimensionamento di alcuni elementi, la mancanza di protezione di alcune parti sensibili. In questa sede non verrà trattata la situazione di integrità e piena stabilità della struttura, preferendo piuttosto dedicarsi allo studio dei suoi dissesti.

Anche in questo caso il numero di fattori e circostanze che possono intaccare la resistenza di una determinata costruzione è molto elevato, e vengono riassunti sotto il toponimo di *cause perturbatrici*<sup>1</sup>. Ognuna di queste induce delle alterazioni all'interno del regime statico dei paramenti, modifiche che solitamente si manifestano con dei fenomeni di degrado, in particolare lesioni e deformazioni. La differenza sostanziale tra i due lemmi è che le prime rappresentano un'interruzione della continuità delle superfici in seguito alla rottura del materiale, nel secondo caso si ha una variazione della forma geometrica del solido senza soluzioni di continuità. Sussiste la possibilità che i due fenomeni convivano e diano origine a rotture fuori dal piano della muratura o altre fessure complesse.

<sup>1</sup> Cfr. con S. Mastrodicasa e M. Como

Bisogna intendere le patologie della muratura come i sintomi di problematiche legate alla statica della struttura, coinvolta in una sua parte o nella sua interezza. Questi sono spesso individuabili attraverso un attento rilievo geometrico ed uno studio dei degradi degli edifici. Esiste anche la possibilità che avvengano delle traslazioni assolute di un complesso o di intere porzioni, e che questo generi lesioni localizzate di modesta entità in rapporto alla sua effettiva causa perturbatrice. Le origini delle crepe verranno studiate nel dettaglio nei prossimi capitoli, partendo dall'analisi della rottura dei solidi prismatici e la successiva propagazione del degrado. È importante puntualizzare da subito che le fessure sono la manifestazione sulla superficie esposta di un problema che interessa la muratura in tutto il suo spessore. Per alcune particolari situazioni si potrebbe paradossalmente avere una parete leggermente deformata, senza nessuna lesione chiaramente leggibile sulla sua superficie, ma comunque in una precaria situazione statica. Per questo genere di situazioni particolari, nelle quali cause ed effetti hanno una relazione meno palese, vengono in aiuto le moderne tecniche di indagine delle quali verrà trattato nel capitolo riguardante l'analisi del quadro fessurativo.

Da un punto di vista puramente teorico, le crepe si originano in masse murarie che hanno subito una perturbazione e nelle quali si è modificato il regime degli sforzi originario. Nella successione degli stati di equilibrio le particelle sono sottoposte a processi di dilatazione e contrazione che originano delle tensioni variabili da punto a punto in tutte le coordinate all'interno della struttura. Nel caso in cui questi processi conducano a pressioni che escono dal dominio di resistenza del materiale, allora si origina una soluzione di continuità, altrimenti detta rottura. Questa determina una redistribuzione degli sforzi, in quanto improvvisamente la struttura si trova a dover far fluire le direttrici tensionali su percorsi alternativi. Quando questa redistribuzione genera a sua volta delle tensioni non tollerabili dalle particelle, allora le rotture iniziali si propagano, moltiplicano, espandono, arrivando a contatto con la superficie e generando fessurazioni di maggiore entità.

Lo studio delle lesioni altro non è che una branca nella disciplina che studia la statica all'interno dei corpi. La determinazione del legame causa-effetto, ovvero lo

studio delle lesioni per comprendere i dissesti, è il passo fondamentale per decidere se è meglio agire o no su una determinata situazione. Questo legame è considerabile di natura biunivoca, ovvero assegnato un dissesto si può determinare l'effetto, o meglio se ne possono apprezzare i segni. Ciò non implica che il passaggio tra uno e l'altro sia semplice e diretto, ed in questo concetto ha origine tutta la miriade di studi riguardanti la scienza delle costruzioni in ambito conservativo. Aggiungendo quindi che spesso, ad un dato effetto, possono rispondere più cause, possono concorrere tra loro o contrastarsi e spesso non ci è dato a sapere di chi è la colpa. A coronare la situazione arriva il delicato tema del consolidamento strutturale, ovvero la verifica del grado di sicurezza di un determinato dispositivo. Ad un corollario di problemi corrispondono svariati sintomi, per le quali si possono prescrivere infinite cure.

*La rottura dei prismi elementari*

Le premesse teoriche da affrontare sull'argomento sono riconducibili in primo luogo alle tensioni che portano a rottura dei prismi elementari. In primissimo luogo è necessario definire le ipotesi che stanno alla base di tutte le considerazioni, e che vengono utilizzate non solo nell'ambito di questo studio ma a livello generale. Si tratta per l'appunto del materiale in esame in questa prima sezione, ovvero un *materiale ideale*. Nella definizione di tale elemento si considera che esso sia omogeneo, isotropo e fragile. L'omogeneità è la proprietà di possedere le medesime caratteristiche fisiche e meccaniche in ogni suo punto. L'isotropia denota la capacità di reagire nel medesimo modo in tutte le direzioni: ad una generica sollecitazione, orientata in qualsiasi modo, il materiale subisce delle deformazioni indipendentemente dalla direzione della sollecitazione. Infine la fragilità implica il comportamento lineare dentro la fase elastica e, al primo manifestarsi di deformazioni plastiche, giunge subito a rottura. In seguito verranno relazionate le suddette ipotesi con la composizione del tessuto murario standard per dimostrare il legame tra materiale ideale e la realtà, con le dovute considerazioni a livello di ipotesi.

Iniziamo quindi considerando una porzione infinitesima di materia, appunto composta di materiale ideale. Le dimensioni di questa porzione sono tutte identiche, quindi si tratta di un cubo, orientato rispetto ad una terna di assi coordinati ortogonali di riferimento  $x, y, z$ . Applicando a due facce opposte normali all'asse  $x$  uno sforzo unitario  $\sigma_x$  (di compressione o di trazione che sia), il cubo subirà una deformazione, lungo l'asse che direziona la forza, che rispetta la legge

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$$

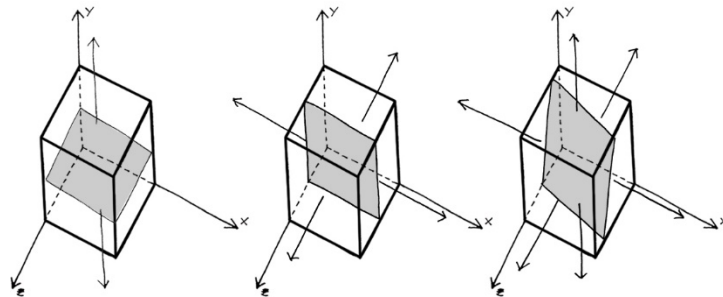
Dove  $E$  rappresenta il Modulo di Young. Nello stesso tempo le facce parallele la direzione della tensione subiranno una deformazione caratterizzata dal Coefficiente di Poisson  $m$ , secondo la legge

$$\varepsilon_y, \varepsilon_z = -\frac{\sigma_x}{mE}$$

Supponendo quindi il caso in cui il cubo elementare di cui sopra venga sottoposto ad uno sforzo unitario di trazione orientato parallelamente all'asse delle ascisse, si generano tre deformazioni in contemporanea. Una diretta come la forza e due ortogonali a essa. Rimane chiaro che la dilatazione lungo l'asse  $x$  avrà entità maggiore rispetto alle contrazioni orientate come gli assi  $y$  e  $z$ . Generalizzando si può affermare che *la frattura si stabilisce normalmente alla direzione della dilatazione maggiore*.

Indagando quindi i piani di rottura dei prismi elementari, sovengono cinque casistiche per ogni genere di sforzo normale ad una superficie, ovvero compressione e trazione. Di seguito vengono schematizzati i piani di rottura di alcune di queste possibilità di sollecitazione. La prima situazione, ovvero la trazione lungo una sola direzione, è il caso trattato sopra, e prevede la spaccatura lungo un piano ortogonale l'asse degli sforzi. Nel caso in cui il cubo venga sollecitato in due direzioni ortogonali, quindi da una  $\sigma_x$  ed una  $\sigma_z$  entrambe di trazione, si ottiene un piano di rottura ortogonale la direzione dello sforzo di maggior intensità. Nel caso in cui le tensioni si equivalgano rimane indeterminato il piano di rottura. Analogamente nella contemporaneità di tre sollecitazioni ortogonali tra loro  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\sigma_z$  la direzione dello sforzo maggiore impone un piano di rottura ortogonale a se stessa. Se le tre forze si equivalgono, il piano rimane orientato secondo una generica giacitura.

Fig. 2 - Varie configurazioni del piano di rottura in caso di prismi elementari sottoposti a trazioni. Nel primo caso con una sola forza, nel secondo caso con due forze di valore diverso, nel terzo con forze tutte di identico valore.



Per quanto riguarda le compressioni il ragionamento è analogo, tenendo però presente che si agisce con una tensione negativa. Nel caso di una coppia di sforzi di compressione che agiscono lungo una medesima direzione in senso contrario, si può intuire che non si genera una sola configurazione di rottura, ma un fascio di piani originati dalla retta direzionale degli sforzi. Nel caso di due sforzi orientati lungo due assi diversi, diciamo  $x$  e

$z$ , si otterrebbe una dilatazione principale lungo  $y$ , e quindi un piano di rottura normale ad esso, ovvero parallelo a  $x$  e  $z$ . Allo stesso modo delle trazioni, nel caso sussistano tre sforzi in contemporanea, i due maggiori impongono il piano di rottura, mentre in caso di parità non è possibile prevedere la direzione di spaccatura del solido elementare.

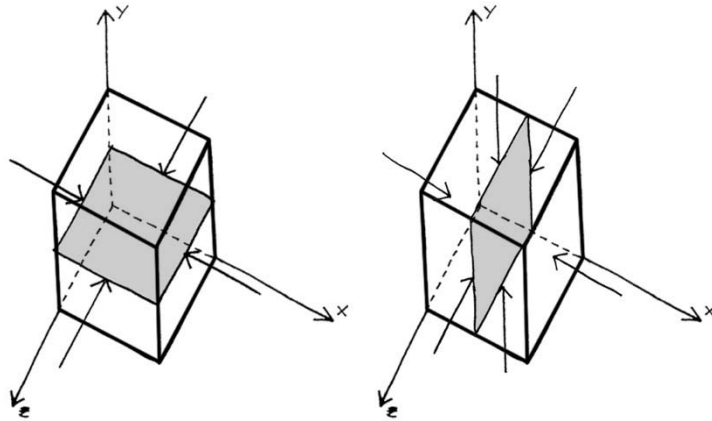


Fig. 3 - Nel caso di compressione si ha un piano di rottura come nella prima figura nel caso generico di due forze ortogonali. Il secondo caso prevede tre forze agenti di cui due predominanti sull'altra.

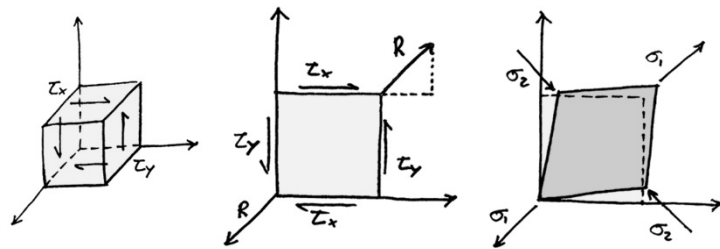
Supponendo che il prisma elementare sia sollecitato non più da forze ortogonali alle sue facce, ma da forze parallele ad esse, si applica una tensione unitaria  $\tau_y$  su una delle facce parallele ad  $y$ . Per mantenere l'equilibrio, il cubo si troverà sottoposto alla medesima tensione unitaria su tutte e quattro le sue facce: per evitare la traslazione si dovrà applicare la stessa tensione sulla faccia opposta a quella inizialmente sollecitata; tale coppia, però, tenderebbe a far ruotare il prisma, e quindi per l'equilibrio alla rotazione sarà necessario applicare sulle facce parallele all'asse  $x$  altre due tensioni uguali in valore assoluto  $\tau_x$  ma con verso contrario. Le tensioni  $\tau_x$  e  $\tau_y$  se composte, producono delle risultanti  $R$  orientate a  $45^\circ$  rispetto alle facce del cubo, agenti normalmente al piano diagonale del prisma, con valore pari a  $\tau_y\sqrt{2}$ . Dividendo tale valore della forza  $R$  per la superficie su cui agisce, quella diagonale, si ottiene la tensione unitaria normale che agisce sullo stesso piano:

$$\sigma_1 = \frac{\tau_x\sqrt{2}}{\sqrt{2}} = \frac{\tau_y\sqrt{2}}{\sqrt{2}} = \tau_x = \tau_y$$



Questa tensione principale  $\sigma_1$  è una tensione unitaria di trazione e tende a rompere il cubo secondo il piano diagonale A-B. La tensione unitaria  $\sigma_2$ , risultante dall'altra coppia di tensioni tangenziali, sarà in valore assoluto uguale alla  $\sigma_1$  ma di segno contrario, quindi di compressione. Quindi si può affermare che le tensioni principali, l'una positiva, l'altra negativa, prodotte dalle tensioni tangenziali, sono orientate a  $45^\circ$  rispetto a queste ed hanno, delle tensioni tangenziali, lo stesso valore assoluto. Riassumendo: lo sforzo di taglio si risolve nelle due direzioni su di esso inclinate a  $45^\circ$  rispettivamente in una trazione e in una compressione, uguali in valore assoluto. La rottura avviene secondo piani inclinati a  $45^\circ$  rispetto alla forza tagliante.

Fig. 4 - Effetto delle tensioni tangenziali su un prisma elementare



*La rottura dei solidi prismatici*

Il passo successivo per avvicinarsi alla fenomenologia osservabile nei solidi murari reali, è rappresentato dalla considerazione dei processi deformativi e fessurativi dei solidi prismatici finiti, intesi come un insieme di prismi elementari. La prima tipologia da analizzare è la rottura per compressione, ovvero la sollecitazione che produce, se si oltrepassa il limite di resistenza dei materiali, la rottura “per schiacciamento”. Si distinguono tre casi corrispondenti alle tre forme caratteristiche di rottura per compressione: *iperboloidica diretta, inversa o prismatica*.

Per comprenderne il significato occorre considerare un elemento di forma cubica, costituito da materiale omogeneo ed isotropo, sottoposto a compressione in direzione dell'asse  $y$ . La compressione viene esercitata, sulle facce superiore ed inferiore del cubo, attraverso due piastre molto rigide, che esercitano un attrito sulle facce a contatto, impedendo o limitando, la dilatazione trasversale. Tale attrito costituisce quindi un insieme di forze, con senso opposto alla dilatazione naturale, applicate alla superficie del prisma analizzato, dove assumeranno i valori massimi. Decresceranno invece fino al piano medio dove si annullano. In figura si può osservare lo stato di sollecitazione complessivo e lo stato tensionale di tre prismi elementari che lo compongono, presi in posizioni significative. In particolare il primo prisma è a contatto con il lembo superiore, in numero due si trova a livello del piano intermedio, ed infine il terzo si trova a metà tra i due precedenti.

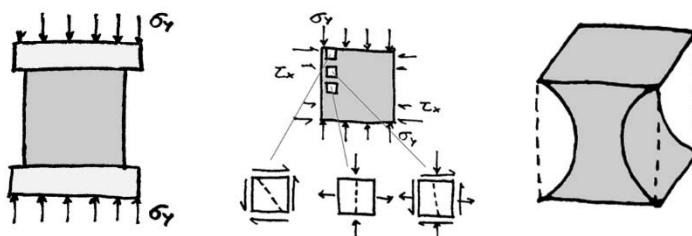


Fig. 5 - Rottura per compressione iperboloidica diretta

Il primo cubo, quello superiore, è sollecitato dalla tensione normale negativa di compressione  $\sigma_y$  e dalla tensione tangenziale  $\tau$  esercitata dalla forza di attrito piastra-prisma (affinché sia verificato l'equilibrio alla

traslazione e alla rotazione dello stesso, saranno presenti anche le altre forze). Per quanto riguarda la rottura di tale elemento, se fosse soggetto alle sole  $\tau$ , essa si concretizzerebbe lungo un piano inclinato di  $45^\circ$ , ma la presenza della  $\sigma_y$  raddrizza il piano di frattura verso la verticale. Il secondo cubo è sollecitato dalla sola compressione  $\sigma_y$  in quanto le tensioni tangenziali dovute all'attrito scompaiono nel piano mediano, e la frattura si stabilirà in secondo un piano verticale normale alla dilatazione conseguente a  $\sigma_x$ . L'ultimo prisma esaminato, in numero tre, sarà sollecitato sempre dalla compressione  $\sigma_y$ , e da sollecitazioni tangenziali  $\tau$ , inferiori rispetto a quelle che interessano il primo caso, perché più vicine al piano mediano. La rottura avverrà quindi lungo un piano inclinato, molto più vicino alla verticale rispetto a quello di rottura del cubo uno, prevalendo nettamente in questo caso la  $\sigma_y$  sulle  $\tau$ .

Da quanto detto, unendo le singole fratture elementari, va da sé che il solido prismatico inizialmente sottoposto a compressione, si romperà secondo superfici iperboloidiche con concavità rivolta verso l'esterno. Le fratture inizieranno nella zona mediana, dove la dilatazione è maggiore, e dove le forze di trazione raggiungono il valore massimo, non essendo contrastate dalle forze di attrito. La *rottura iperboloidica diretta* si avrà così nei solidi murari più simili per geometria e per tipo di sollecitazione al cubo studiato, elementi strutturali tozzi, che possano espandersi liberamente in senso trasversale ma la cui dilatazione sia frenata agli estremi superiore e inferiore. Un esempio pratico è rappresentato dai maschi murari, aventi in alcuni casi una sezione orizzontale quasi quadrata, o di pilastri non molto alti e quindi non soggetti a presso-flessione. Risulta quindi ovvio che un tale tipo di rottura non potrà mai verificarsi nei muri pieni senza aperture, in cui la dilatazione longitudinale risulta frenata dalla continuità del materiale stesso.

La *rottura prismatica* invece si verifica quando non è ostacolata la dilatazione trasversale del solido prismatico, ovvero quando la sua compressione avviene sempre tramite le piastre precedenti, ma con l'interposizione all'interfaccia di un materiale che non sviluppi attrito. Sotto l'azione di compressione, il cubo si accorcerà nel senso delle  $y$  e si dilaterà lungo l'asse delle  $x$

e delle  $z$ , questa volta in modo uniforme, risultando costanti in tutte le sezioni sia la dilatazione che la contrazione. Un prisma elementare, estratto da una qualsiasi parte del solido, sarà quindi sollecitato dalle sole forze normali, e la rottura avverrà secondo piani paralleli alle  $\sigma_y$ . Il solido prismatico si romperà decomponendosi in tanti elementi prismatici, orientati con l'asse longitudinale nella direzione della compressione agente sul solido.

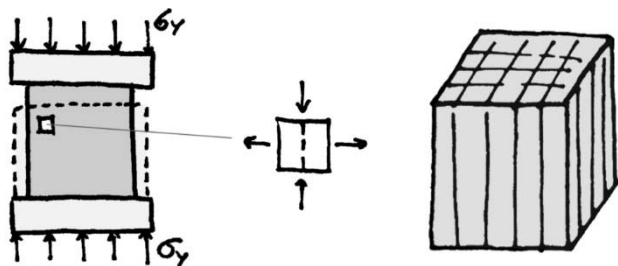


Fig. 6 - Rottura prismatica

Terza possibilità è la *rottura iperboloidica inversa*, la quale si verifica quando, tra le piastre che esercitano la compressione e le facce del solido, viene interposto uno strato di materiale con modulo elastico inferiore rispetto a quello del materiale costituente il prisma in esame: sotto l'azione del carico, tale strato si dilaterà di più del cubo stesso, esercitando su questo delle tensioni tangenziali dirette verso l'esterno. Ci ritroviamo quindi nella situazione opposta a quella iniziale, il cui stato di sollecitazione e deformazione è chiaramente analogo ma invertito rispetto al primo caso analizzato. Un caso reale di questo tipo di rottura è la situazione in cui i giunti di malta tra i corsi di mattoni abbiano spessori troppo elevati, e che quindi agiscano come strato a modulo elastico differente, imprimendo degli sforzi di trazione ai blocchi di laterizio. Avviene così una rottura per trazione (lungo il senso orizzontale) generata da uno sforzo di compressione primitivo (ovvero i carichi verticali della struttura).

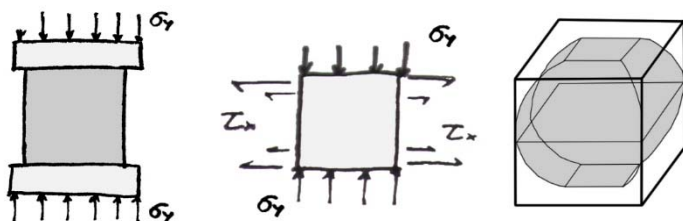
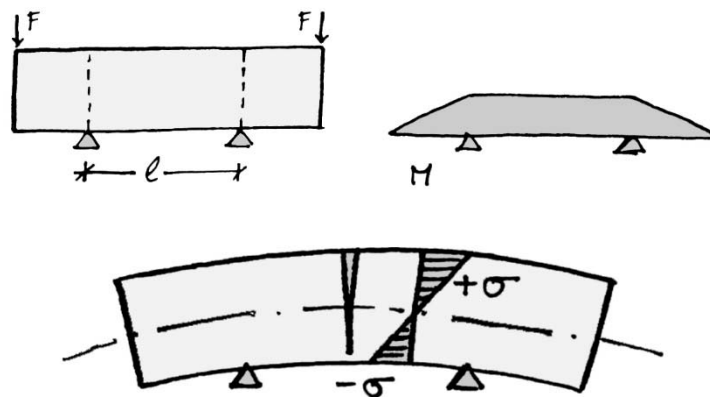


Fig. 7 - Schema della rottura iperboloidica inversa

Per quanto riguarda la sollecitazione e la rottura a trazione, i fenomeni sono esattamente inversi a quelli precedenti di compressione, e la rottura del solido avviene secondo piani normali alle forze traenti. È vero che nelle prove di rottura dei materiali, spesse volte questo non accade, ma questa discrepanza è da ricercare nell'assunzione delle ipotesi, ovvero di *materiale ideale*. Un materiale reale non è mai perfettamente isotropo e lineare, e soprattutto perché le morse della macchina di prova inducono stati perturbativi lungo le superfici di contatto.

È necessario ora considerare le sollecitazioni e rotture per flessione. Consideriamo un solido allungato, assimilabile ad un'asta, appoggiato in due punti intermedi, con due forze applicate agli estremi. Il tronco intermedio, di lunghezza  $l$ , è sollecitato dal solo momento flettente  $M = Fl$ , costante per tutto il tratto, che genera una deformazione circolare. Le varie sezioni comprese nel tratto  $l$  subiranno delle dilatazioni crescenti a partire dall'asse neutro, fino al lembo superiore del solido, e delle

Fig. 8 - Rottura per flessione



contrazioni crescenti dall'asse neutro fino al lembo inferiore. Tali sollecitazioni, nel caso in cui il materiale del solido resistesse nello stesso modo sia in trazione che in compressione, farebbero iniziare la rottura dal lembo superiore attraverso la formazione di una lesione verticale, e dal lembo inferiore secondo le modalità prima descritte delle fratture prismatiche. Nel caso reale di un solido murario, non resistente quindi a trazione, la rottura inizia sì verticalmente dal lembo superiore, ma prosegue sempre verticalmente fino al lembo inferiore a causa della riduzione della sezione resistente.

Un altro caso è rappresentato dalla rottura per flessione e taglio. Questo tipo di sollecitazione è molto frequente nella pratica, soprattutto in caso di cedimenti differenziali delle fondazioni dei muri, caso in cui le sollecitazioni sono assimilabili a quelle che si verificano nelle mensole, nelle travi appoggiate o incastrate. È importante sottolineare che, anche in caso di medesime condizioni di carico e di vincolo, le rotture per flessione e taglio possono manifestare andamenti diversi, in funzione della forma geometrica del solido prismatico (in questo caso solamente prismatico). Generalmente, se la luce libera è notevole rispetto all'altezza, predomina la flessione, quindi predominano le tensioni interne normali, e le fratture, iniziate nel lembo più teso della sezione, seguiranno un andamento normale all'asse longitudinale del solido. Nel caso in cui la luce libera dovesse essere breve, allora prevarrebbe il taglio, e le superfici di frattura avranno inclinazioni variabili, tanto più prossime ai  $45^\circ$  quanto più netta è la prevalenza del taglio sulla flessione. Verranno considerati tre casi tipici di vincolo, per illustrare abbastanza esaurientemente la rottura dei solidi prismatici per flessione e taglio.

Il primo, quello degli appoggi agli estremi, esamina un solido prismatico appoggiato agli estremi, di lunghezza  $l$  ed altezza  $h$ , con spessore unitario e soggetto ad un carico uniformemente distribuito, supposto unitario per unità di lunghezza. La rottura potrà avere inizio sia per effetto delle sollecitazioni normali prevalenti, dovute al massimo momento flettente, sia per la prevalenza delle sollecitazioni tangenziali dovute in questo caso al taglio. Analizzando in particolare cosa avviene a livello di sforzi si avranno le reazioni vincolari

$$R_a = R_b = \frac{1}{2}pl = \frac{l}{2}$$

in quanto  $p$  è considerato unitario. Il momento flettente massimo si troverà in mezzeria e sarà uguale a

$$M_{max} = \frac{pl^2}{8} = \frac{l^2}{8}$$

al quale corrisponde una tensione normale massima

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W} = \frac{\frac{l^2}{8}}{\frac{h^2}{6}} = \frac{3l^2}{4h^2}$$

Il taglio massimo lo si registra agli appoggi, e vale

$$T_{max} = \frac{1}{2}pl = \frac{l}{2}$$

con una tensione tangenziale massima

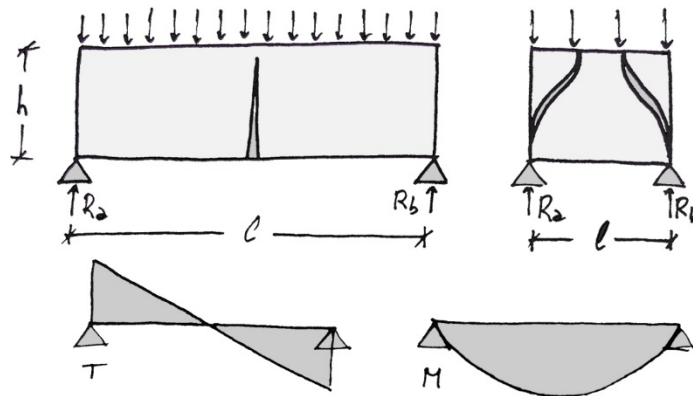
$$\tau_{max} = \frac{3 T_{max}}{2 A} = \frac{3l}{4h}$$

A questo punto, eguagliando le espressioni che riguardano tensioni normali e tangenziali, si può determinare il rapporto tra l'altezza  $h$  e la lunghezza  $l$  che rende vera l'uguaglianza

$$\sigma_{max} = \tau_{max} = \frac{3l^2}{4h^2} = \frac{3l}{4h} = \frac{l}{h} = 1$$

Ciò implica che, affinché le tensioni normali massime eguaglino le tensioni tangenziali massime, è necessario che la lunghezza libera tra gli appoggi sia uguale all'altezza del solido prismatico. Se la lunghezza è maggiore dell'altezza, prevalgono le tensioni normali nella sezione di massimo momento flettente: la rottura inizierà quindi dal lembo più teso fino a raggiungere verticalmente l'altro lembo del solido. Se la lunghezza è minore dell'altezza, prevalgono invece le tensioni tangenziali massime agli appoggi: la rottura si manifesterà quindi in prossimità degli appoggi, con andamento inclinato a  $45^\circ$  intorno all'asse neutro, tagliando poi i lembi superiore ed inferiore ad angolo retto per l'assenza delle tensioni tangenziali nelle fibre più estreme.

Fig. 9 - Rottura per flessione e taglio in una trave semplicemente appoggiata



Il secondo caso da analizzare è quello di un solido incastrato agli estremi. Preso il medesimo solido prismatico, appunto incastrato agli estremi, di lunghezza  $l$ , altezza  $h$ , spessore unitario, soggetto ad un carico uniformemente distribuito, supposto unitario per unità di lunghezza. Si ripete il ragionamento precedente con

$$M_{max} = \frac{pl^2}{12} = \frac{l^2}{12}$$

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W} = \frac{\frac{l^2}{12}}{\frac{h^2}{6}} = \frac{l^2}{2h^2}$$

$$T_{max} = \frac{1}{2}pl = \frac{l}{2}$$

$$\tau_{max} = \frac{3 T_{max}}{2 A} = \frac{3l}{4h}$$

Ottenendo in questo caso, attraverso l'uguaglianza di sforzi assiali e tangenziali

$$\sigma_{max} = \tau_{max} = \frac{l^2}{2h^2} = \frac{3l}{4h} = \frac{l}{h} = \frac{3}{2}$$

Ciò significa che, affinché le tensioni normali massime eguaglino le tensioni tangenziali massime, è necessario che la lunghezza libera tra gli incastrati sia uguale ad una volta e mezzo l'altezza del solido prismatico. Se la lunghezza è superiore a questo valore, allora prevalgono le tensioni normali nelle sezioni di incastro: la rottura inizierà nei lembi più tesi, tagliandoli a  $90^\circ$ , per poi inclinarsi verso i  $45^\circ$  in corrispondenza del piano neutro e per poi raddrizzarsi per tagliare a  $90^\circ$  il lembo compresso.

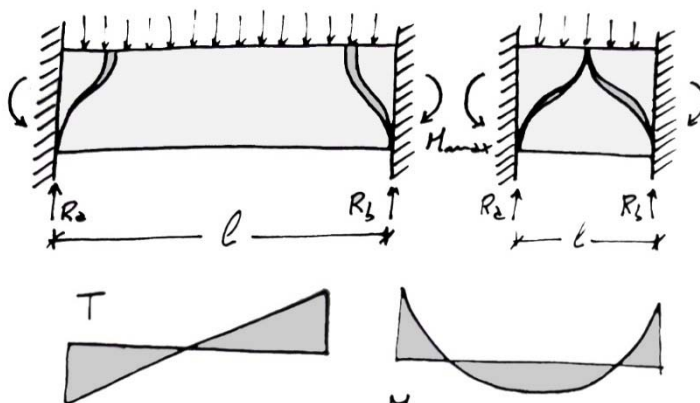


Fig. 10 - Rottura per flessione e taglio in una trave incastrata agli estremi



Quello che ora rimane da discutere è il caso della mensola, ovvero un solido incastrato solo ad un estremo. Consideriamo sempre lo stesso solido prismatico precedente incastrato ad un solo estremo. Si avrà il massimo valore sia del taglio che del momento in corrispondenza della sezione d'incastrato

$$M_{max} = \frac{pl^2}{2} = \frac{l^2}{2}$$

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W} = \frac{\frac{l^2}{2}}{\frac{h^2}{6}} = \frac{3l^2}{h^2}$$

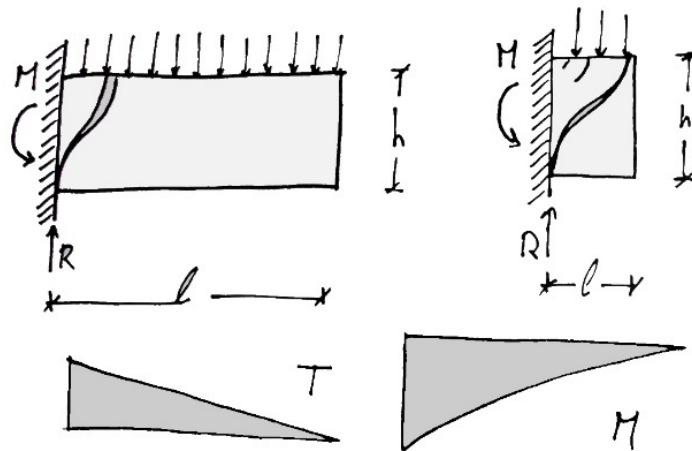
$$T_{max} = pl = l$$

$$\tau_{max} = \frac{3 T_{max}}{2 A} = \frac{3l}{2h}$$

$$\sigma_{max} = \tau_{max} = \frac{3l^2}{h^2} = \frac{3l}{2h} = \frac{l}{h} = \frac{1}{2}$$

Ciò significa che, affinché le tensioni normali massime eguaglino le tensioni tangenziali massime, è necessario che lo sbalzo sia uguale a metà dell'altezza del solido prismatico. Se lo sbalzo ha lunghezza superiore ad  $h/2$ , prevalgono le tensioni normali. La lesione inizierà dal lembo superiore, più teso, tagliandolo ortogonalmente, proseguirà nel piano neutro inclinandosi a  $45^\circ$  per effetto del taglio, per tagliare infine perpendicolarmente il lembo inferiore.

Fig. 11 - Rottura per flessione e taglio in una trave incastrata solo da un lato, caso della mensola



Rimane per ultimo da trattare il caso di sollecitazioni e rotture per torsione. Quando in due sezioni trasversali di un solido si applicano due coppie uguali e contrarie, giacenti sul piano delle sezioni stesse, si ha una sollecitazione di torsione semplice. Se considerassimo un solido omogeneo ed isotropo ad asse rettilineo e a sezione circolare costante, non sarebbe difficile determinare le sollecitazioni tangenziali tra due sezioni trasversali a contatto, in quanto, nei solidi a sezione circolare, le sezioni trasversali durante la deformazione si mantengono piane, con una distribuzione lineare, quindi, delle sollecitazioni tangenziali.

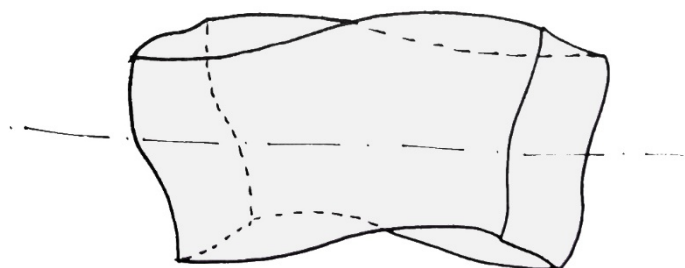


Fig. 12 - Deformazione di un solido astiforme dovuta a torsione

Il comportamento a torsione dei solidi murari si complica rispetto a quello dei solidi a sezione circolare: in effetti i primi hanno una sezione trasversale generalmente rettangolare molto stretta e non si verifica, durante la deformazione, la conservazione delle sezioni piane. In questo caso le tensioni tangenziali non si distribuiscono linearmente, ma hanno valore massimo in corrispondenza dei punti della superficie esterna più vicini al centro di rotazione e hanno valore nullo in corrispondenza degli spigoli della sezione stessa. La rottura del solido inizierà nelle zone più sollecitate, quindi sulla superficie esterna, nei punti più vicini all'asse di rotazione  $O$ , e secondo le direzioni di trazione massima, con inclinazione a  $45^\circ$ , per propagarsi poi all'interno e agli altri lembi della sezione.

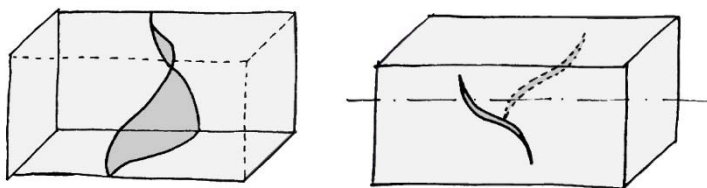


Fig. 13 - Rottura per torsione nei solidi prismatici

*Formazione delle lesioni*

Per capire dove si può fessurare un solido qualsiasi, bisognerebbe analizzare i punti dove il materiale risulta essere più sollecitato, dove gli sforzi di tensione sono quindi maggiormente concentrati. A questo proposito, la scienza delle costruzioni fornisce delle grandezze e delle funzioni che ci danno un'idea della distribuzione degli sforzi all'interno di un corpo. Per comprenderne il significato si consideri un cubo di ridotte dimensioni di materiale, staccato da un solido in equilibrio, riferito a tre assi cartesiani ortogonali  $x$ ,  $y$  e  $z$ , orientati secondo i suoi spigoli. Individuato in esso un punto generico  $P$ , in cui si conosca lo stato interno di sollecitazione che è indicato dal valore che le tensioni elementari  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_z$  assumono nel punto stesso, risulta immediato determinarne le *tensioni principali*, ovvero le sole tensioni normali agenti sulle facce del cubo in assenza di tensioni tangenziali. Una di queste tensioni normali tenderà a dilatarlo, e sarà quindi positiva o di trazione, detta *tensione principale massima*  $\sigma_1$ . L'altra, perpendicolare alla prima, sarà invece negativa o di compressione, detta *tensione principale minima*  $\sigma_2$ . Come accennato prima, assegnate in un punto le tensioni elementari, risulta semplice determinare le tensioni principali massime nel punto stesso:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\tau_z^2 + \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2}$$

Rispetto alle tensioni principali, sono però maggiormente rappresentative dello stato di sollecitazione interna del materiale le *tensioni ideali*, massima  $\sigma_{i1}$  e minima  $\sigma_{i2}$  risultanti dalla partecipazione di tutte le tensioni principali e non da una sola di esse, e aventi stessa direzione e senso delle dilatazioni principali  $\varepsilon_1$  e  $\varepsilon_2$ :

$$\sigma_{i1} = \sigma_1 - \frac{\sigma_2}{m}$$

$$\sigma_{i2} = \sigma_2 - \frac{\sigma_1}{m}$$

Da questa fondamentale premessa segue che, dato un solido piano finito in equilibrio, di cui si conosca lo stato di tensione interno, definito dal valore che le tensioni  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_z$  assumono in ognuno dei suoi punti, è

possibile, per un certo numero di punti abbastanza ravvicinati, determinare il valore delle tensioni ideali massima e minima, con le corrispondenti direzioni principali. Se per ogni punto si scrive il valore della tensione ideale massima, tracciando con un breve tratto continuo la sua linea d'azione, e il valore della tensione ideale minima, la cui linea d'azione è definita da un breve segmento tratteggiato, ci si accorge che, raccordando tutti i brevi tratti di ogni punto, ritroviamo due famiglie di curve: i brevi tratti rettilinei inviluppano una famiglia di curve dette *isostatiche di massimo*  $\Phi_1$ , mentre i segmenti tratteggiati inviluppano un'altra famiglia di curve, ortogonale alla precedente, dette *isostatiche di minimo*  $\Phi_2$ . Inoltre, con una facile interpolazione lineare fra i valori determinati, si possono individuare i punti in cui la tensione ideale massima assume valore costante. Collegando una curva tali punti si otterrà un'ulteriore famiglia di curve, dette *isodinamiche* o *isobare di massimo*  $\delta_{1,2}$ .



Fig. 14 - Andamento delle curve isostatiche di massimo, minimo e delle isodinamiche di massimo in un solido piano

Le reti isostatiche, quindi, convogliano tutte le forze interne principali: esse sono anche dette *linee di forza*, proprio perché diffondono a tutta l'estensione del solido piano le sollecitazioni indotte da un sistema di forze esterne applicate. Proprio per questo scopo, assumono la configurazione di equilibrio compatibile col minimo lavoro interno, configurazione che cambia anche col variare delle forze applicate. Se all'interno di una struttura

<sup>2</sup> Cfr. G. Cigni

esistono regioni staticamente più deboli, che non sono in grado di reggere i carichi applicati, o esistono delle zone prive di materiale reagente come per esempio delle finestre, si assiste ad una redistribuzione dei carichi in base alla quale le parti più salde immediatamente più vicine alle zone in difficoltà, aiutano queste ultime sottraendo loro i carichi in eccesso. Questo è possibile proprio grazie alle linee di forza che spontaneamente si rarefanno nelle regioni meno resistenti, sgravandole dal carico, e trasmigrano nelle zone vicine più performanti, ove si infittiscono aumentando le tensioni unitarie.

Quindi, se l'assenza di materiale reagente o la sua inefficienza statica provoca l'assenza delle linee di forza, se ne deduce che ad ogni parziale deficienza strutturale debba corrispondere una rarefazione delle linee di forza, il cui numero risulta essere proporzionale alle capacità resistenti del materiale. L'andamento delle linee isostatiche in un solido è quindi influenzato da diversi fattori, non solo dalla geometria del solido stesso ma anche dalla continuità nella distribuzione delle tensioni interne o dalla presenza di carichi concentrati. In ogni caso si hanno deformazioni del quadro isostatico a causa di tutti i dissesti murari, in cui locali porzioni della massa reagente si sottraggono parzialmente o totalmente ai compiti statici loro commessi.

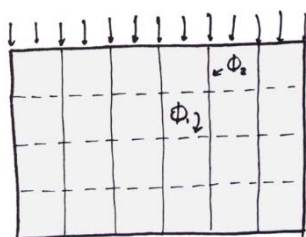


Fig. 15 - Quadro isostatico di un muro pieno uniformemente caricato

Si possono applicare i piani isostatici a muri con aperture. A questo proposito si consideri un muro isolato pieno, di forma prismatica, di peso specifico uniforme, privo di carichi al suo contorno superiore oppure uniformemente caricato: il suo quadro isostatico sarà costituito da due fasci di rette parallele, uno verticale per le isostatiche di minimo  $\Phi_2$  e l'altro orizzontale per le isostatiche di massimo  $\Phi_1$ . In ogni punto, quindi, le direzioni delle tensioni principali sarebbero verticali e orizzontali. Se lo stesso muro dovesse invece presentare delle aperture, il quadro isostatico risulterebbe deformato: infatti le isostatiche di minimo, verticali, a causa delle soluzioni di continuità nel materiale determinate dalle aperture stesse, non trovano più la massa reagente su cui scaricare le compressioni e si deformano, convogliandosi nei pieni adiacenti alle aperture. Logicamente, anche le isostatiche di massimo subiscono una deformazione concorde alla precedente, per mantenersi perpendicolari alle isostatiche di minimo.

Si assiste quindi ad un infittimento delle linee isostatiche soprattutto vicino alle zone di spalletta delle finestre, regione in cui si convogliano i carichi. Le originarie linee di forza verticali si deformano quanto più sono vicine agli assi verticale ed orizzontale delle aperture, mentre l'isostatica di minimo passante per la verticale media dei vuoti resta verticale, anche se per piccoli tratti intermedi alle aperture. Lo stato di tensione quindi, s'aggrava nelle zone in cui le linee di forza si addensano: ecco perché ordinariamente si riscontrano fessure paraboliche attorno alle finestre, fessure che seguono approssimativamente l'andamento delle isostatiche di minimo.

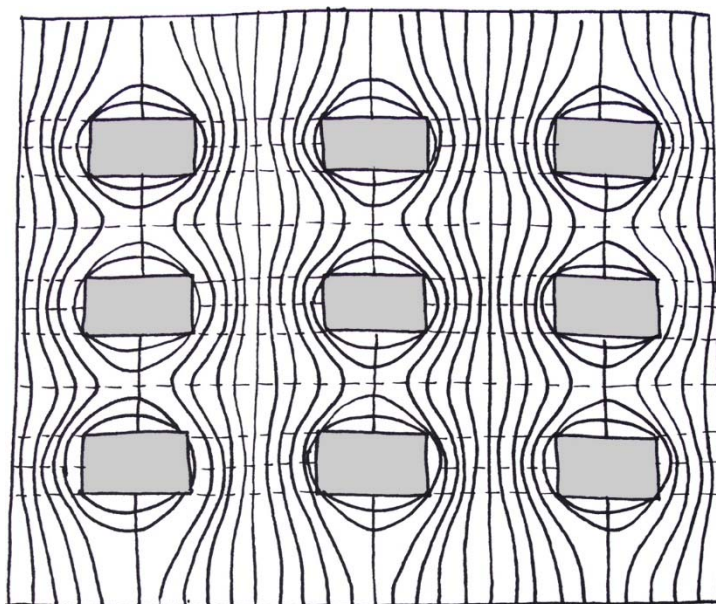
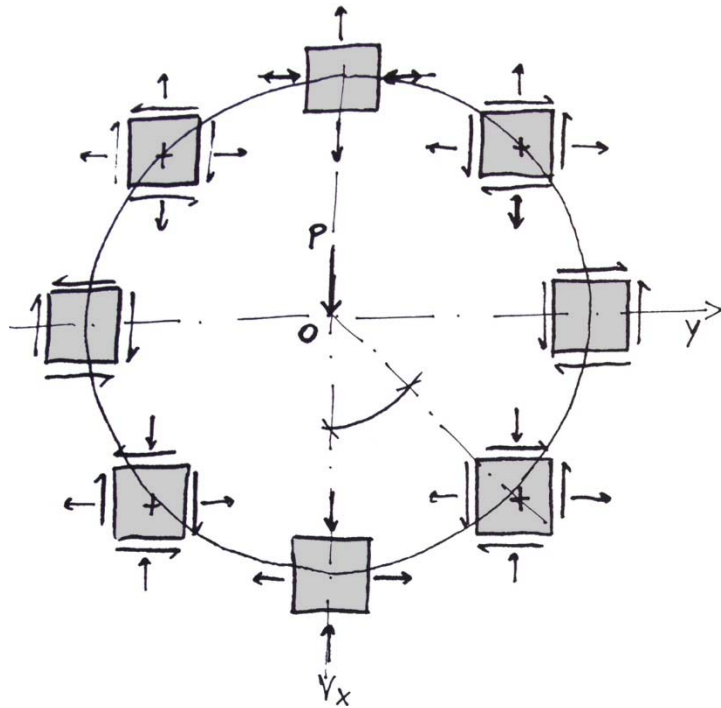


Fig. 16 - Quadro isostatico di minimo di un muro con aperture

Si può ulteriormente approfondire questo argomento, riferendosi specificamente ai *solidi piani*, ovvero a quei solidi che, avendo una dimensione molto più piccola delle altre due ed essendo sollecitati da forze riducibili nel loro piano medio, sembrano i più simili ai muri di fabbrica. Si considereranno qui di seguito alcuni tra i più semplici solidi piani sollecitati dai carichi più elementari, evidenziando per ognuno le variazioni nell'andamento delle linee isostatiche. Il primo è un solido piano, infinitamente grande e supposto senza peso, sia caricato in un punto generico  $O$  da un carico concentrato  $P$ . All'interno del solido si genererà uno stato di deformazione elastica e un sistema di tensioni interne che equilibrano il carico  $P$ .

Fig. 17 - Le tensioni interne di un solido piano soggetto a carico concentrato



La figura sopra ci illustra la distribuzione delle tensioni interne in vari punti del solido, posti alla stessa distanza  $r$  dal punto di applicazione del carico, quindi lungo una circonferenza di centro  $O$  e raggio  $r$ : assumendo  $O$  come origine di un sistema di assi cartesiani  $x, y$ , i prismi elementari, posti lungo la circonferenza e orientati come gli assi, saranno sollecitati dalle tensioni unitarie  $\sigma_x, \sigma_y$  e  $\tau_{xy}$ . Come si può vedere, le tensioni unitarie variano in funzione dell'angolo  $\alpha$ : nei punti A e B, lungo l'asse  $y$ , sono nulle le tensioni normali  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$ . In C e D, lungo l'asse  $x$ , sono le tensioni tangenziali  $\tau_{xy}$  ad essere nulle. Infine da B verso C la  $\sigma_x$  cresce continuamente, da valore nullo fino al suo massimo valore negativo, in C. La  $\sigma_y$  da valore nullo, prima cresce in valore assoluto e con segno negativo, poi decresce fino a zero e quindi ricresce per valori positivi, fino al valore massimo positivo in C. La, prima cresce in valore assoluto e poi decresce fino allo zero in C. Oltre a variare con l'angolo  $\alpha$ , le tensioni unitarie variano anche in funzione della distanza dal punto  $O$  di applicazione del carico: lungo uno stesso raggio  $r$ , sono massime in  $O$  e decrescono man mano che ci si allontana dal punto di applicazione della forza, per assumere valore nullo a distanza infinita da questo.

Riassumendo, considerato un solido piano indefinito, composto di materiale omogeneo ed isotropo con

modulo elastico  $E$  ed una costante  $m$  di Poisson, qualora sia caricato da una forza  $P$  in un punto  $O$ , origine degli assi  $x, y$  di riferimento, le tensioni unitarie in un punto generico variano in funzione della distanza  $r$  dal punto  $O$  di applicazione della forza, dell'angolo  $\alpha$ , che la congiungente il punto generico ad  $O$  forma con l'asse delle  $x$ , e delle costanti  $E$  ed  $m$ . Joseph Boussinesq, studiando la distribuzione di sforzi nel piano non pesante (non considera l'influenza del peso proprio del solido piano), ha determinato le seguenti espressioni per calcolare le tensioni unitarie  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{xy}$  nel punto generico di coordinate  $x; y$  o in coordinate polari  $r; \alpha$ .

$$\sigma_x = \frac{Ax}{(\lambda + 2\mu)r^2} \left[ \mu + 2(\lambda + \mu) \frac{x^2}{r^2} \right]$$

$$\sigma_y = \frac{Ax}{(\lambda + 2\mu)r^2} \left[ -\mu + 2(\lambda + \mu) \frac{y^2}{r^2} \right]$$

$$\tau_{xy} = \frac{Ay}{(\lambda + 2\mu)r^2} \left[ \mu + 2(\lambda + \mu) \frac{x^2}{r^2} \right]$$

$$\sigma_x = \frac{A \cos \alpha}{(\lambda + 2\mu)} [\mu + 2(\lambda + \mu) \cos^2 \alpha] \frac{1}{r}$$

$$\sigma_y = \frac{A \cos \alpha}{(\lambda + 2\mu)} [\mu + 2(\lambda + \mu) \sin^2 \alpha] \frac{1}{r}$$

$$\tau_{xy} = \frac{A \sin \alpha}{(\lambda + 2\mu)} [\mu + 2(\lambda + \mu) \cos^2 \alpha] \frac{1}{r}$$

dove valgono le relazioni  $A = -\frac{P}{2\pi}$ ,  $\cos \alpha = \frac{x}{r}$  e  $\sin \alpha = \frac{y}{r}$ . Le *costanti di Lamé* sono invece definite da

$$\lambda = \frac{\frac{E}{m}}{\left(1 + \frac{1}{m}\right) \left(1 - \frac{2}{m}\right)}$$

$$\mu = \frac{E}{2 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$



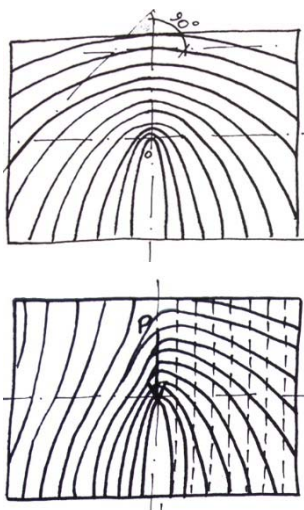
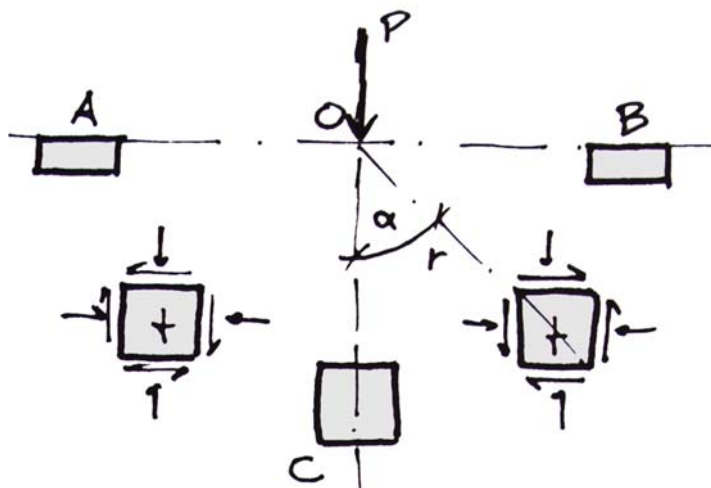


Fig. 18 - Isostatiche di minima in un solido soggetto ad un carico concentrato, senza e con il peso proprio

Come si può vedere dalla figura a lato, le isostatiche di minima nel piano non pesante coincidono col semiasse positivo delle  $x$ , intersecano l'asse delle  $y$  con un angolo di  $45^\circ$  e tagliano perpendicolarmente il semiasse negativo delle  $x$  (dove è nullo il valore delle tensioni tangenziali). Se si considera il piano pesante, il peso proprio del solido influenza l'andamento delle isostatiche: infatti, tale peso da solo genera una famiglia di isostatiche di minima verticali ed equidistanti, per cui le isostatiche risultanti avranno un andamento intermedio tra quello del piano non pesante e quello verticale. Dato che il valore delle tensioni interne diminuisce quanto più ci si allontana dal punto  $O$  di applicazione della forza, ne consegue che l'influenza del peso proprio incide maggiormente quanto più è grande la distanza da tale punto  $O$ , per cui allontanandosi da esso le isostatiche tenderanno ad assumere l'assetto verticale.

Un altro caso da considerare è il carico concentrato normale al contorno. Si consideri un carico concentrato applicato all'origine  $O$ , perpendicolare al contorno del semipiano, supponendo che il semipiano stesso sia esteso a tutto il campo positivo delle  $x$ . I prismi elementari saranno sollecitati dalle tensioni unitarie  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{xy}$ . Nei punti  $A$  e  $B$ , lungo il contorno, sono nulle sia le tensioni normali  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  che quelle tangenziali  $\tau_{xy}$ . In  $C$ , lungo l'asse delle  $x$ , sono nulle la tensione normale  $\sigma_y$  e la tensione tangenziale  $\tau_{xy}$ . Da  $B$  verso  $C$  la  $\sigma_x$  cresce gradualmente in valore assoluto, con segno negativo, da zero fino al suo massimo in  $C$ . La  $\sigma_y$  e la  $\tau_{xy}$ , dal valore zero in  $B$ , prima crescono gradualmente in valore assoluto, raggiungendo il loro massimo valore in un punto intermedio tra  $B$  e  $C$ , poi decrescono fino a zero in  $C$ .

Fig. 19 - Tensioni interne nel semipiano sottoposto ad un carico concentrato, normale al contorno



Anche nel semipiano, quindi, le tensioni interne variano in funzione dell'angolo  $\alpha$  e in modo inversamente proporzionale alla distanza dall'origine  $O$  in cui è applicato il carico concentrato. Boussinesq ha determinato anche per questo caso le espressioni per calcolare  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{xy}$  nel punto generico di coordinate  $x, y$  o in coordinate polari  $r; \alpha$ .

$$\sigma_x = \frac{2Ax}{(\lambda + 2\mu)} (\lambda + \mu) \frac{x^2}{r^4}$$

$$\sigma_y = \frac{2Ay}{(\lambda + 2\mu)} (\lambda + \mu) \frac{y^2}{r^4}$$

$$\tau_{xy} = \frac{2Ay}{(\lambda + 2\mu)} (\lambda + \mu) \frac{x^2}{r^4}$$

$$\sigma_x = -\frac{2P \cos^3 \alpha}{\pi r}$$

$$\sigma_y = -\frac{2P \sin^2 \alpha \cos \alpha}{\pi r}$$

$$\tau_{xy} = -\frac{2P \cos^2 \alpha \sin \alpha}{\pi r}$$

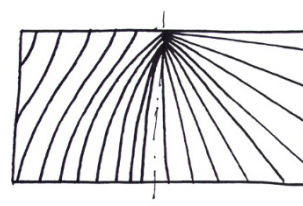
Ancora definite dalle stesse *costanti di Lamé* e dove

$$A = -\frac{P(\lambda + 2\mu)}{\pi(\lambda + \mu)}$$

Le isostatiche di minimo nel piano senza peso costituiscono una famiglia di rette uscenti dall'origine  $O$ . Se il piano è pesante le isostatiche vengono influenzate dal peso proprio, raddrizzandosi quindi lungo la verticale quanto più ci si allontana dal punto di applicazione del carico.

La fessurazione nei *solidi piani*, la cui schematizzazione, come già detto, è quella almeno geometricamente più simile ai muri reali, isolati o di fabbrica, e vista tale analogia, si pensa che sia la più adatta anche a simularne il comportamento in fase fessurativa. Dato un solido piano in equilibrio, riferito al sistema di

Fig. 20 - Influenza del peso proprio, in un semipiano, sull'andamento delle isostatiche di minimo



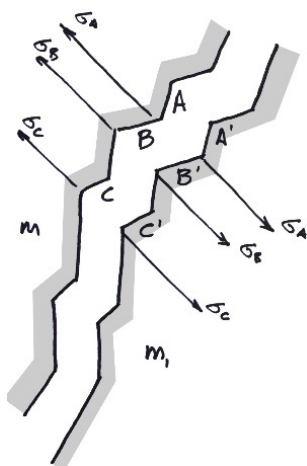


Fig. 21 - Le rette congiungenti i punti corrispondenti di due cigli fessurativi determinano la direzione delle tensioni massime.

assi cartesiani  $x, y, z$ , in mancanza di forze esterne nella direzione dell'asse  $z$ , in un suo cubo elementare, orientato secondo gli assi, agiscono le tensioni elementari  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_z$ . Da queste, come abbiamo visto, si possono direttamente determinare le tensioni principali e le ideali, agenti secondo le direzioni principali; dal comportamento a rottura dei prismi elementari, sappiamo che il prisma cubico elementare sollecitato da sole tensioni normali alle sue facce, oltre certi limiti dei valori di tensione, si rompe secondo la superficie piana elementare normale alla direzione della tensione massima. Quindi, almeno nelle fasi iniziali di fessurazione, possiamo supporre di trovare la linea di applicazione della tensione ideale massima semplicemente ricongiungendo due punti corrispondenti dei cigli di frattura  $f1$  e  $f2$ . In realtà, la tangente alla linea fessurativa, in un punto qualunque, non è generalmente normale alla linea della tensione principale, o ideale, tracciata nello stesso punto, o meglio, la frattura però spesso non risulta essere perpendicolare alla direzione della massima trazione. Per certo è noto che se in un punto di un solido la tensione ideale supera la capacità di resistenza a trazione del materiale, questo subisce una rottura elementare proprio a partire da tale punto, detto *punto di originaria rottura*. Per quanto riguarda lo sviluppo successivo, ci aspetteremmo che la fessura segua l'isostatica di minimo, ma questo generalmente non accade, e se ne può comprendere il motivo approfondendo un po' il discorso sulle curve isostatiche e isodinamiche.

Definite in un solido piano le curve isostatiche e le isodinamiche di massimo, considerata la curva isostatica generica  $AB$ , intersecata da diverse isodinamiche, si può vedere in figura sotto, che la tensione ideale massima raggiunge il massimo dei valori da essa assunti lungo l'isostatica considerata, nei punti comuni all'isostatica e all'isodinamica, ovvero nei punti di tangenza tra le due curve; fatta questa operazione di ricerca dei punti comuni per ogni curva isostatica con un'isodinamica, si determina una curva  $\Psi$ , detta *direttrice delle tensioni ideali originaria*, luogo geometrico dei punti di tangenza delle isostatiche di massimo con le isodinamiche di massimo, quindi luogo dei punti in cui le tensioni ideali assumono il loro valore massimo, variando lungo le isostatiche.

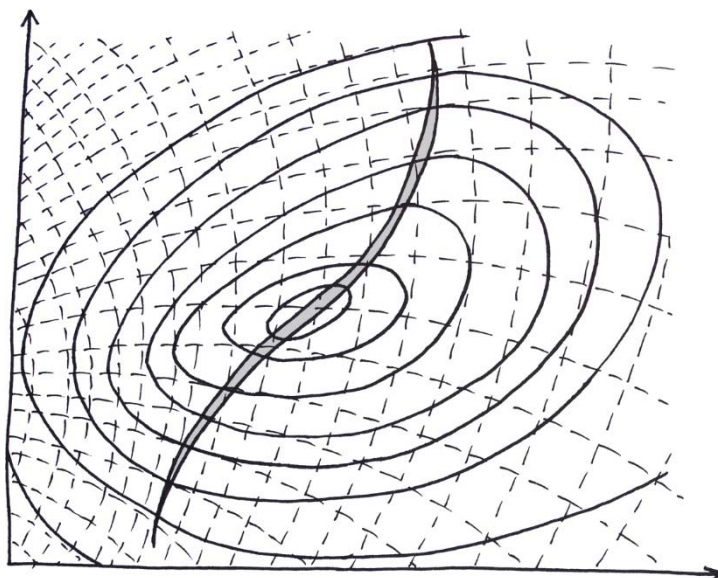
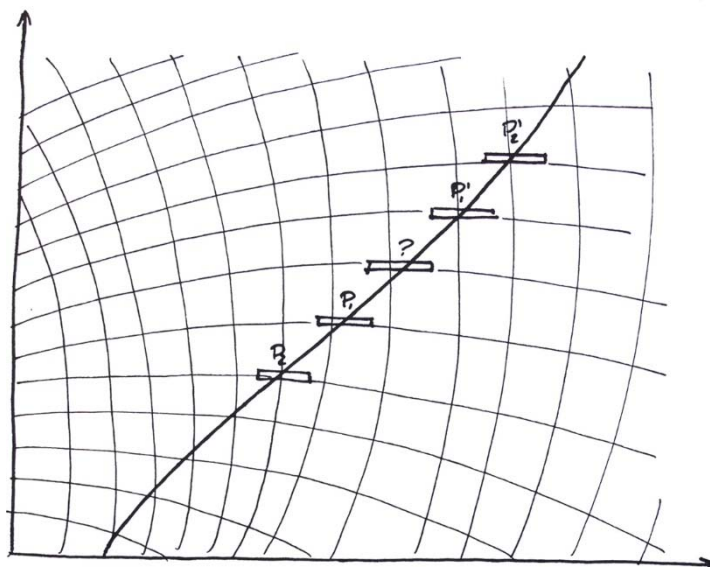


Fig. 22 - La direttrice delle tensioni ideali massime, o direttrice fessurativa, in un solido piano

Partendo quindi da uno sforzo generico noto  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_z$  negli infiniti punti di un solido, si possono ricavare per ogni punto le tensioni ideali massime, in base alle quali si tracciano le curve isostatiche e le isodinamiche del solido: una volta determinati i punti di tangenza tra le curve, si definisce la direttrice delle tensioni ideali, detta anche *direttrice fessurativa* in quanto sede delle eventuali rotture elementari. È sempre grazie alla manualistica di riferimento che viene affrontato il modo in cui la frattura si propaga: iniziata nel punto P di originaria rottura, è proprio qui che presenta il ventre, mentre termina agli estremi P<sub>1</sub> e P'<sub>1</sub> coi rami di cuspidi. Ci si potrebbe aspettare una propagazione della fessura verso i punti A e B appartenenti all'isostatica di minimo, ma questo non succede. Avviene invece il contrario, perché nel caso considerato le tensioni ideali massime in P<sub>1</sub> e P'<sub>1</sub> sono maggiori di quelle che si hanno in A e B; quindi la fessura non è detto che non si propaghi seguendo l'isostatica di minimo, ma lo fa solo se gli sforzi maggiori sono concentrati lungo tale curva. La fessurazione iniziale, quindi, può identificarsi con l'isostatica di minimo passante per il punto di originaria rottura (e, per risolvere il nostro problema iniziale, solo in questo caso è verificata l'ortogonalità tra la tangente alla linea fessurativa e la direzione della tensione ideale massima di trazione), o può seguire un andamento diverso: può propagarsi secondo la direttrice fessurativa, quindi al di fuori delle isostatiche, oppure simultaneamente lungo più isostatiche di minimo (in tal caso, la direttrice fessurativa

risulta essere il luogo geometrico dei ventri delle singole fratture iniziali).

Fig. 23 - Curva che comprende le origine delle rotture elementari



Quindi, è vero che la rottura elementare si ha perpendicolarmente alle isostatiche di massimo, lungo un tronco elementare di un'isostatica di minimo, ma è anche vero che le fessure seguenti possono svilupparsi lungo i punti successivi della direttrice fessurativa. Per evitare eventuali equivoci, è forse il caso di fare una prima distinzione tra rottura elementare e rottura iniziale: la *rottura elementare*, soluzione di continuità infinitesima scaturita nel punto di originaria rottura, è certamente normale all'isostatica di minimo, ma come si è detto, è un'entità infinitesima, non viene percepita dall'osservatore, è come se fosse un ente astratto, basato su criteri induttivi. La *rottura iniziale*, che è quella che possiamo osservare in superficie, deriva dalla propagazione graduale della precedente ma ha una conformazione e un andamento propri, dipendenti dalla particolare distribuzione interna delle tensioni e, generalmente, non segue l'isostatica di minimo.

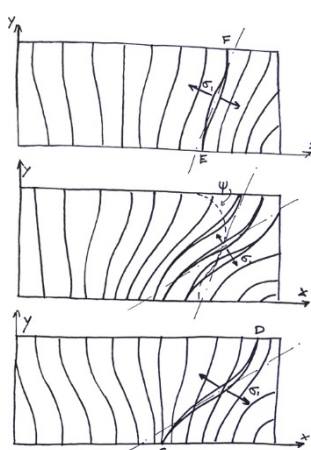


Fig. 24 - Propagazione di fessure lungo le isostatiche di minimo, seguendone diverse o fuori da queste

Da quanto abbiamo visto precedentemente, possiamo dedurre che la direttrice fessurativa sia ipoteticamente determinabile a priori, in qualsiasi solido, con qualsiasi condizione al contorno, purché si conoscano i valori delle tensioni interne in ogni punto della struttura in esame. In effetti un solido in dissesto, ancor prima che si fessuri, è già affetto da una linea di minor resistenza sulla quale si accumulano i valori massimi delle tensioni ideali: se il materiale si dovesse

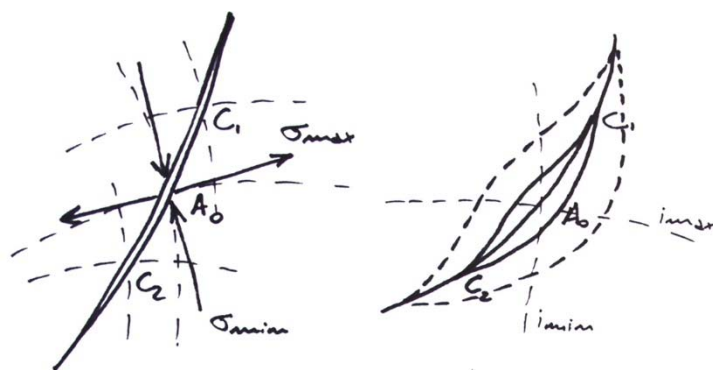
rompere, lo farebbe proprio in un punto appartenente a tale direttrice, direttrice che possiamo conoscere in anticipo. Tutto ciò presuppone, come abbiamo detto, una conoscenza approfondita delle sollecitazioni interne del materiale in ogni suo punto, cosa che si può avere quasi esclusivamente su modelli teorici: in realtà è estremamente difficile raggiungere un tal grado di informazioni sui muri di fabbrica, di cui è possibile conoscere lo stato di sforzo in ogni punto soltanto se relativo ad una condizione ideale, non soggetta a cause perturbatrici diverse. Sebbene quindi la teoria sulla direttrice fessurativa presenti dei limiti in campo pratico, essa fornisce comunque notevoli indicazioni su quello che potrebbe essere l'andamento di una potenziale fessura in un solido qualsiasi. Tuttavia, se si pensa di poter utilizzare tale metodo come assoluto e comunque sempre valido, un'obiezione si pone d'obbligo: la direttrice fessurativa, in effetti, non si modifica solo se lo stato di sforzo interno del materiale si mantiene costante. Tale condizione necessita innanzitutto che le forze esterne applicate non varino, perché altrimenti varierebbero le reazioni vincolari. Quindi lo stato interno di tensione, quindi la configurazione geometrica dei quadri isostatici e isodinamici e quindi varierebbe la direttrice delle tensioni ideali. Ma nemmeno le tensioni interne del materiale possono cambiare, e noi sappiamo bene che oltre la prima frattura elementare, la struttura entra in un nuovo stato di equilibrio, in quanto si è liberata degli sforzi perturbatori contraendosi.

Quindi ogni successivo incremento della frattura induce nel solido un nuovo stato interno di tensione e quindi un'ulteriore direttrice delle tensioni ideali. Si deve ora conciliare tutto questo con la teoria sulla direttrice fessurativa: questa infatti sembrerebbe valida solo per definire la frattura iniziale e non certo i suoi sviluppi ulteriori. Il problema ha comunque una soluzione, anche se solo per i solidi fragili: è vero infatti che col progredire della fessura variano gli stati di tensione interni, ma nei materiali fragili, privi di deformazioni plastiche, gli incrementi fessurativi dovuti all'aggravio del dissesto statico accrescono più le ampiezze che le lunghezze dei rami fessurativi. Di conseguenza si conservano le caratteristiche geometriche della direttrice fessurativa delle tensioni ideali originarie. La forma geometrica della direttrice fessurativa non è quindi casuale, ma dipende

principalmente dallo stato interno di tensione originario del solido più che da quelli che vi si susseguono col progredire della fessura. E l'andamento geometrico delle fessure offre elementi necessari per dedurre il moto iniziale, causa del dissesto, diventando elemento importante per la diagnosi.

Ci sembra a questo punto utile accennare brevemente al meccanismo di propagazione di una fessura in termini di forze e sforzi, così come spiegato dai manuali. Supponendo di aver disegnato le due famiglie di curve isostatiche  $i_{\max}$  e  $i_{\min}$  e di aver assunto come direttrice fessurativa  $f_m$  la direttrice delle tensioni ideali massime; sia  $A_0$  il punto di originaria rottura e  $C_1$  e  $C_2$  le cuspidi della frattura elementare originaria. Prima della rottura, in ciascun punto dell'elemento  $C_1C_2$  agivano sia una tensione principale massima, sia una minima. Con la rottura, le componenti normali ai cigli di frattura delle tensioni principali ivi agenti si annullano, in quanto non più equilibrate a causa della discontinuità del materiale. In prossimità delle cuspidi invece, vanno a sommarsi allo stato di tensione originario proprio quelle tensioni rilasciate con la soluzione di continuità. Con l'annullarsi delle componenti delle tensioni principali, lungo i cigli della frattura si annullano anche le dilatazioni da queste determinate nel materiale e questo, non più stirato, si risolve lungo i cigli  $C_1A_0C_2$  e  $C_1A_0C_2$ , per la contrazione del materiale. Questa deformazione lungo i cigli fessurativi è detta contrazione elastica di rottura.

Fig. 25 - La contrazione elastica di rottura riguardante l'apertura delle lesioni



Durante la contrazione elastica di rottura, la fessura ha un'ampiezza piccolissima, che aumenta gradatamente, attraversando diverse fasi: la fase capillare iniziale, durante la quale ancora non si distinguono i due cigli separati, la fase capillare progredita, in cui si possono

ormai identificare i due cigli separati e si può pensare di unirne i punti corrispondenti, determinando la direzione della tensione massima iniziale, e la fase rotatoria, che risulta essere necessaria per svincolare i due tronchi, ormai separati, del solido fessurato. Infatti le superfici di frattura, sempre frastagliate, ne impediscono il distacco immediato. È proprio la rotazione che allontana le due superfici, liberandole da ogni legame, e permette alla fessura di raggiungere l'ultimo stadio, ovvero la fase di completo distacco.



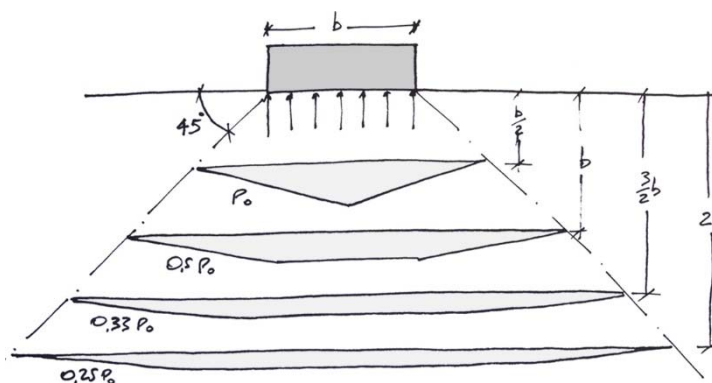
## Dissesti legati a cedimenti fondali

Attraverso una descrizione delle teorie che riguardano le lesioni e deformazioni legate al cedimento a livello delle fondazioni, si può meglio intuire ed approcciare il lavoro svolto in seguito, mirato a considerare tutte le più frequenti tipologie di fessurazioni murarie.

### *La relazione con il terreno*

Qualsiasi corpo, struttura, sostenuta dal terreno, per esempio un muro portante, imprime a questo una sollecitazione che non si esaurisce negli strati immediatamente sottostanti la fondazione stessa, ma si distribuisce nel sottosuolo con valori via via decrescenti a partire dal piano di fondazione. La profondità cui sussiste ancora una certa compressione unitaria dipende dalle dimensioni della superficie di appoggio: più grande è detta superficie, più profondi saranno gli strati di sottosuolo interessati dalla sollecitazione. Si riporta uno dei diagrammi di Kogler - Scheidig della compressione verticale agente a varie profondità in funzione della dimensione della fondazione.

Fig. 26 - Diagramma della compressione verticale agente a diverse profondità di una fondazione



Il diagramma è relativo ad una fondazione di tipo lineare con carico unitario  $p_0$  uniformemente distribuito: la compressione unitaria  $p$ , presente immediatamente sotto il piano di appoggio della fondazione, resta la stessa fino ad una profondità pari alla metà della larghezza della fondazione, fino a  $b/2$ . Aumentando la profondità, la compressione unitaria diminuisce: a profondità pari alla larghezza della fondazione, la sollecitazione unitaria massima si dimezza. A profondità pari ad una volta e mezza la larghezza della fondazione, la sollecitazione si

riduce ad un terzo di quella presente sul piano di fondazione, mentre a profondità doppia della larghezza della fondazione, la sollecitazione è pari ad un quarto di  $p_0$ . La diminuzione della pressione unitaria massima, con l'aumentare della profondità dal piano di fondazione, è quindi espressa dalla relazione

$$p'_0 = \frac{b/2}{Z} p_0$$

dove  $b$  è la larghezza della fondazione lineare,  $Z$  la profondità del piano d'appoggio e  $p_0$  la pressione unitaria sul piano di fondazione.

Così come la presenza di un edificio influenza lo stato di tensioni\pressioni del terreno sottostante, anche qualsiasi movimento o turbamento di quest'ultimo influisce sullo stato di equilibrio dell'edificio, modificandone le tensioni interne. I cedimenti differenziali delle fondazioni causano i danni peggiori soprattutto nelle strutture iperstatiche, ed è il caso corrente dei fabbricati. Avviene infatti una trasmigrazione dei carichi attraverso gli orizzontamenti, dai pilastri con elementi fondali più cedevoli a quelli meno cedevoli. Non è improbabile, allora, che nei pilastri meno cedevoli lo sforzo possa più che raddoppiarsi, facendo perdere al pilastro i margini di sicurezza progettati rispetto al collasso.

Le murature delle fabbriche infatti, possono subire dissesti a causa di movimenti cui possono essere soggette: il moto della struttura può essere infatti di tipo assoluto quando interessa la fabbrica nel suo insieme. Cioè è un moto rigido che non altera la forma del sistema e, a spostamento avvenuto, lascia inalterate le distanze e l'orientamento delle particelle tra loro. L'assestamento, per esempio, procura un movimento assoluto della struttura, non comportando una variazione degli stati di tensione interna nei suoi singoli punti. I cedimenti differenziali, provocando variazioni dei suddetti stati di tensione, sono causa invece di moti di tipo relativo: questo tipo di moto interessa solo una parte del fabbricato, con conseguenti alterazioni della sua forma. A spostamento avvenuto risultano variare le distanze e l'orientamento delle particelle tra loro. Sarà un moto relativo rigido se procurerà variazione tra le particelle della parte di fabbrica che resta in posto e quella che si

muove, oppure sarà moto relativo deformante se la parte in movimento è sottoposta anche a flessione, e la variazione suddetta interesserà anche le particelle costituenti la parte in moto, che risulterà deformata.

Come abbiamo detto quindi il terreno reagisce, generalmente con un cedimento, all'applicazione di carichi e tale reazione dipende anche dalle caratteristiche chimico - fisico - meccaniche del terreno stesso. Infatti se il terreno su cui insiste una fondazione è scarsamente poroso, terminata la costruzione, l'equilibramento delle pressioni interstiziali del terreno prosegue lentamente a carico costante e di conseguenza procedono i cedimenti. Generalmente le pressioni nel terreno sottostante l'edificio non sono uniformi e di conseguenza non lo saranno neppure i cedimenti, che potranno essere accompagnati da distorsioni delle strutture. In questo caso quindi, le manifestazioni del dissesto appaiono generalmente nel corso dei primi cinque anni di vita dell'edificio, ma possono continuare fino a dieci anni dopo la costruzione, con una lenta progressione dei quadri fessurativi. Se invece il terreno su cui insiste una fondazione è incoerente, gli assestamenti sono molto rapidi tanto che avvengono e si esauriscono nel corso di edificazione dell'opera.

Generalmente i cedimenti differenziali delle fondazioni non sono dovuti ad un'unica causa, e per il 25% dei casi vi concorrono modifiche dello stato del sottosuolo naturali o artificiali. Una delle cause più frequenti è la variazione di acqua nel sottosuolo: per questo motivo, in molti casi, la situazione generale del terreno non è stazionaria ma in evoluzione, proprio a causa di fenomeni quali la subsidenza, cioè l'abbassamento graduale ed uniforme del terreno, provocato dall'estrazione di fluidi dal sottosuolo, o la variazione della quantità d'acqua, della falda, ecc. Altre cause naturali di variazione delle condizioni del sottosuolo, sono legate a movimenti dovuti a scorrimento del terreno, quindi a frane e scoscendimenti dello stesso. È invece una causa artificiale il cambiamento delle condizioni al contorno dovuto per esempio alla costruzione di un edificio limitrofo o alla sopraelevazione di uno esistente.

I cedimenti del terreno causano nelle fabbriche movimenti complessi, risultanti di alcuni moti elementari che, riferendoci a un sistema di riferimento cartesiano, saranno tre traslazioni e tre rotazioni: traslazione orizzontale longitudinale  $t_x$ , traslazione orizzontale trasversale  $t_z$ , traslazione verticale  $t_y$ , rotazione intorno all'asse longitudinale  $\omega_x$ , rotazione intorno all'asse trasversale  $\omega_z$  e rotazione intorno all'asse verticale  $\omega_y$  (che tipicamente non si ha negli edifici, non essendo il terreno soggetto a moti vorticosi). In realtà, i moti agenti sulle strutture risultano proprio dalle innumerevoli combinazioni dei moti elementari precedenti, ma per ovvi motivi la trattazione seguente riguarderà solo i casi più semplici caratteristici per dedurne poi quelli più complessi con ragionamenti appropriati. La forza causa di traslazione è detta *forza attiva di trascinamento*, mentre il *momento di trascinamento*, che scaturisce dalla forza di trascinamento, rispetto ad un baricentro, è causa della rotazione. Le forze di trascinamento sorgono quando il cedimento fondale interessa solo una parte della superficie di appoggio del solido. In ogni zona del terreno sottostante i muri di una fabbrica in equilibrio, non soggetta ad alcun cedimento, vi è equilibrio tra il carico gravante (forza agente) e la reazione originaria del terreno (forza reagente). In caso di cedimento del terreno, la forza agente non trova più equilibrio in quella reagente, in quanto alla reazione originaria del terreno si è sostituita una nuova reazione effettiva: la differenza tra le due reazioni costituisce proprio la forza attiva di trascinamento.

Primo effetto del cedimento è la rottura del solido. Successivamente la parte staccata incomincia a muoversi finché non raggiunge una nuova condizione di equilibrio, o meglio: il cedimento altera lo stato di equilibrio, di conseguenza si altera lo stato di tensione interna, si inizia la rottura e incominciano a intervenire le forze di trascinamento, che incrementano la rottura originaria o ne causano di nuove, finché non si raggiunge il distacco delle due parti. A questo punto, la parte in posto riacquista uno stato di quiete, mentre quella in sede di cedimento continua a muoversi, ma parallelamente le forze di trascinamento pian piano si annullano, lasciando il corpo solo sotto l'azione dei carichi agenti fintantoché non raggiunga anch'esso una nuova posizione d'equilibrio. Quindi le forze e i momenti di

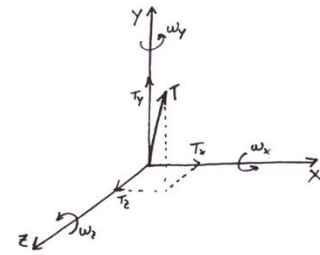


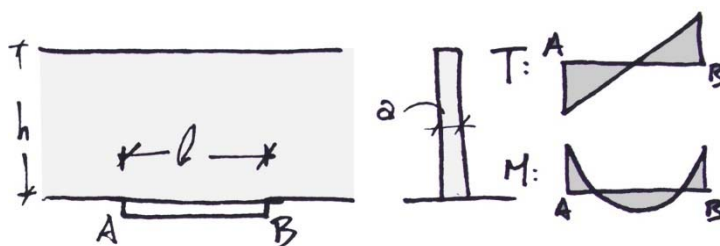
Fig. 27 - I sei moti elementari causati da cedimenti del terreno.

trascinamento si riducono via via che il solido raggiunge la fase di completo distacco. A questo punto si può affermare che il primo motivo dell'insorgenza di tali forze e momenti è la riluttanza del solido ad adattarsi ai moti impostigli dal cedimento, e tanto maggiore è la resistenza del solido nell'aderire del moto o nel fessurarsi, tanto più intense sono le forze ed i momenti di trascinamento. Queste si attenuano non appena le prime fratture riducono la resistenza del solido e si annullano con la completa rottura, quando debellata ogni resistenza, riducono il solido in regime di quiete nella sua parte in moto e in regime di moto libero, nelle sua parte in sede di cedimento.

#### *Classificazione dei cedimenti*

D'ora in avanti si farà continuamente ad un muro continuo, di lunghezza indefinita, di altezza  $h$  e di spessore  $a$  costanti. In relazione alla loro localizzazione all'interno del muro, si distinguono cedimenti fondali *intermedi*, in cui la parte ceduta è compresa tra le due in posto ad essa contigue, e cedimenti fondali *terminali*, in cui la parte ceduta interessa un'estremità del tronco murario. In relazione alla lunghezza  $l$  del tronco ceduto, in rapporto all'altezza  $h$  del muro, si hanno cedimenti lunghi, medi e corti, la distinzione tra i quali è basata sul rapporto di prevalenza tra tensioni tangenziali e normali, ottenuta assimilando, in modo molto sommario, le strutture murarie a solidi astiformi.

Fig. 28 - Muro soggetto a cedimento intermedio



Si consideri quindi il solido murario sopra citato, appoggiato sul terreno per tutta la sua lunghezza, tranne che per il tronco ceduto intermedio AB, di lunghezza  $l$ . Nelle sezioni A e B, supposte incastrate come gli estremi di un'asta, si stabiliranno le tensioni massime, normali e tangenziali. In tali sezioni estreme del cedimento, si avranno quindi:

$$\sigma = \frac{Mh}{2I}$$

$$\tau = \frac{T}{\frac{2}{3}A}$$

dove  $A$  rappresenta l'area della sezione trasversale e  $I$  il momento d'inerzia della sezione. Essendo poi  $M = \frac{1}{12}ahl^2\gamma$  e  $T = \frac{1}{2}ahl\gamma$ , indicando con  $\gamma$  il peso specifico del materiale, e  $I = \frac{1}{12}ah^3$  e  $A = ah$ , sostituendo nelle formule iniziali si ottiene

$$\sigma = \frac{l^2\gamma}{2h}$$

$$\tau = \frac{3}{4}l\gamma$$

da cui poi si avrà, per capire la prevalenza dello sforzo normale rispetto a quello tangenziale, (con prevalenza quindi del dissesto dovuto alla flessione piuttosto che al taglio, e viceversa):

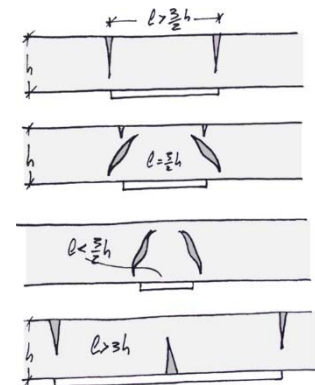
$$\sigma \leq \tau \text{ con } l \leq \frac{3}{2}h$$

$$\sigma > \tau \text{ con } l > \frac{3}{2}h$$

Il caso in cui la lunghezza dello sbalzo superi di 1,5 volte l'altezza, si genera il *cedimento intermedio lungo*, prevalendo gli effetti della flessione sul taglio, avendo la frattura iniziale delle due sezioni al limite del cedimento verticale estradossale. Il *cedimento intermedio medio* si ha in situazioni di uguaglianza, dove anche gli sforzi si eguagliano generando, almeno in teoria, due fessure orientate a  $45^\circ$ . Ultimo caso è rappresentato dal *cedimento intermedio corto*, dove prevalgono gli effetti del taglio su quelli della flessione, e la frattura iniziale delle due sezioni al limite del cedimento è inclinata a  $45^\circ$  dalla parte della mezzeria ed è localizzata a metà dell'altezza del muro.

Inoltre, essendo in mezzeria del cedimento  $\sigma = \frac{l^2\gamma}{4h}$ , confrontandola con la tensione tangenziale massima d'incastro  $\tau = \frac{3}{4}l\gamma$  si può stabilire che in mezzeria si ha l'uguaglianza di sforzi normali e tangenziali nel caso in cui la lunghezza di sbalzo sia uguale a  $3h$ . Quindi con  $l > 3h$

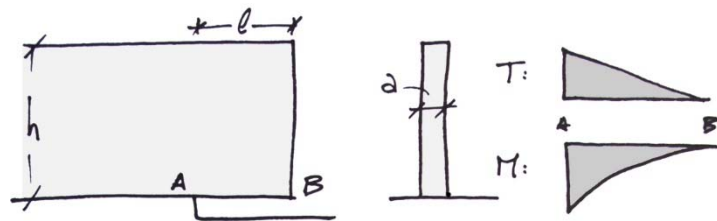
Fig. 29 - Schema fessurativo con cedimento intermedio lungo, medio, corto e molto lungo



prevalgono gli effetti della flessione su quelli del taglio e le fratture verticali dovute alla flessione, due delle quali alle sezioni al limite del cedimento aperte verso l'alto all'estradosso, e una aperta verso il basso all'intradosso della mezzeria, precedono quelle a 45° dovute al taglio al limite del cedimento.

Si affronta ora la questione dei *cedimenti terminali*, considerando ancora il medesimo solido murario, appoggiato questa volta per tutta la sua lunghezza al terreno, tranne che per un tronco cedevole nella parte terminale.

Fig. 30 - Muro soggetto a cedimento terminale



Con un procedimento analogo al precedente, riferendoci in questo caso ad una trave orizzontale incastrata ad un suo estremo, nella sezione al limite del cedimento si ha, per i valori massimi assoluti di  $\sigma$  e  $\tau$

$$\sigma = \frac{Mh}{2I}$$

$$\tau = \frac{V}{\frac{2}{3}A}$$

dove  $M = \frac{1}{12}ahl^2\gamma$  e  $T = ahly$ , che sostituite nelle formule precedenti permettono di ottenere

$$\sigma = 3\frac{l^2\gamma}{h}$$

$$\tau = \frac{3}{2}l\gamma$$

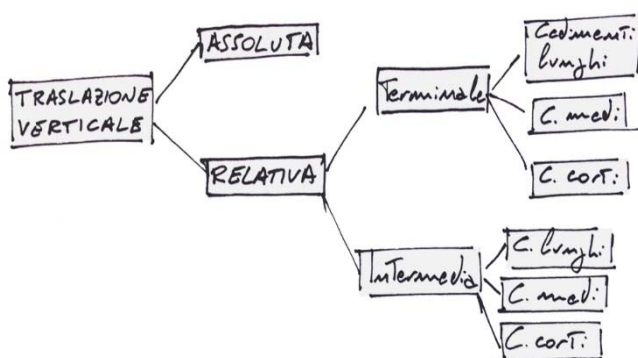
da cui

$$\sigma \leq \tau \text{ con } l \leq \frac{1}{2}h$$

$$\sigma > \tau \text{ con } l > \frac{1}{2}h$$

Così come nel paragrafo precedente, a seconda che prevalgano gli effetti della flessione piuttosto che quelli del taglio, classificheremo cedimenti terminali in lunghi, medi e corti, quindi a seconda che la lunghezza del cedimento terminale sia maggiore, uguale o minore della metà dell'altezza del solido.

Un altro caso è rappresentato dal cedimento per traslazione verticale, che prevede un altro tipo di considerazioni. Infatti la traslazione verticale  $\tau_v$  si verifica a causa di un abbassamento del piano di imposta del fabbricato per diminuzione della resistenza del terreno, dovuta a modificazioni delle caratteristiche di giacitura (come per esempio variazioni del grado di umidità) oppure, per esempio, ad un incremento del carico in seguito ad una sopraelevazione. Si possono così classificare i vari tipi di traslazione verticale



La *traslazione verticale assoluta* è generalmente dovuta all'uniforme abbassamento di tutto il terreno su cui poggia la fondazione. Il terreno infatti subisce delle contrazioni nella direzione del carico che lo preme e delle dilatazioni nelle direzioni normali. Le cause della comprimibilità sotto carico del terreno sono insite nella sua natura e principalmente dipendono dal suo contenuto d'acqua e dall'indice dei pori: i terreni argillosi, umidi, le argille sabbiose e le marne tenere hanno un alto coefficiente di comprimibilità, mentre i terreni sabbiosi e ghiaiosi compatti e le marne compatte sono caratterizzati da un minore coefficiente di comprimibilità. Non esiste proporzionalità tra il carico e l'abbassamento in quanto, entro certi limiti, quest'ultimo cresce in misura minore rispetto al primo.

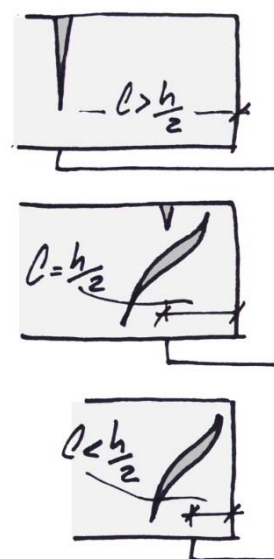


Fig. 31 - Schema fessurativo con cedimento terminale lungo, medio e corto

Fig. 32 - Diagramma dei vari tipi di cedimento per traslazione verticale



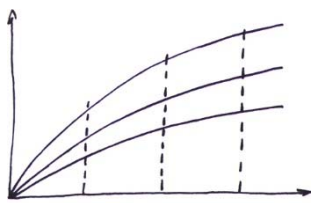
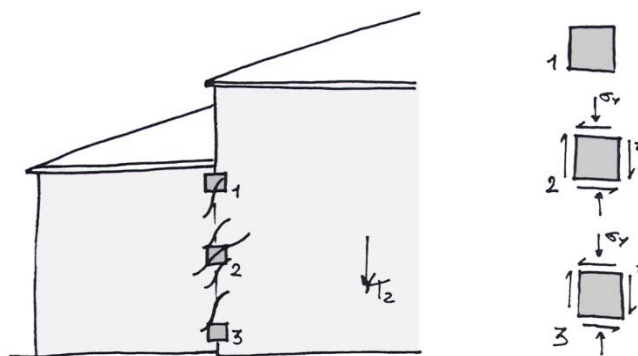


Fig. 34 - Diagramma di carico / abbassamento del terreno.

Oltre certi limiti del valore del carico, le curve rappresentanti gli abbassamenti assumono una tendenza asintotica all'asse delle  $\sigma$ , a causa della graduale riduzione dello stato di porosità del terreno e dell'ostacolo opposto alla dilatazione trasversale dalle masse terrose latitanti (illustrate qui a lato). Inoltre i diagrammi della contrazione del terreno sotto carico sono dipendenti anche dal tempo: l'assestamento delle particelle del terreno non è infatti istantaneo ma graduale. È più forte nei primi istanti e più debole in seguito. L'abbassamento uniforme del terreno su cui insiste la fondazione provoca nell'edificio un semplice moto verticale, per cui non dovrebbero verificarsi fenomeni lesionativi nelle strutture. In effetti tutte le particelle dell'edificio sono indotte in un moto uniforme esente da moti relativi. Ed infatti tali moti non inducono turbamenti nelle murature degli edifici isolati, elevati gradualmente e simultaneamente sull'intera estensione della base d'impianto. Può succedere però che tra due edifici contigui, soprattutto se di altezze diverse o se costruiti in epoche diverse, insorga una traslazione assoluta di uno degli edifici rispetto all'altro: lungo la verticale di congiunzione tra i due edifici si stabilisce un stato di tensione, dovuto allo sforzo tagliante ed al carico verticale, che, superati certi limiti, dà luogo a quadri fessurativi propri.

Fig. 33 - Traslazione verticale assoluta tra edifici contigui



Lungo la superficie di contatto tra gli edifici, il taglio mantiene valori apprezzabili per tutta l'altezza di contatto, annullandosi solo al ciglio superiore e alla base fondale, per l'assenza di forza tangenziali al contorno; la compressione decresce linearmente dal suo valore massimo alla base al valore zero in sommità. Quindi se si considerano i prismi elementari presi in sommità nella zona mediana e alla base del muro, lungo tale verticale, si può vedere che quello superiore,  $a$ , è praticamente

immune dalle sollecitazioni, non essendo soggetto né a carichi verticali superiori né a sforzi taglienti. L'eventuale lesione nella zona superiore del muro, praticamente verticale, sarà causata quindi solo dal congiungimento con la lesione sottostante precedente. L'elemento intermedio  $b$  è soggetto agli sforzi taglienti dovuti alla traslazione, che inclinerebbero la lesione a  $45^\circ$  verso il cedimento, se non che la compressione verticale  $\sigma_y$  dovuta al carico soprastante tende ad attenuare tale inclinazione, raddrizzando la frattura leggermente sulla verticale. Il prisma alla base  $c$ , sottoposto anch'esso a sollecitazioni di taglio e di compressione verticale, presenterà una frattura tendente alla verticale, essendo qui la  $\sigma_y$  nettamente superiore alla tensione tangenziale. In seguito, le fratture elementari suddette si moltiplicano fino a fondersi in un'unica linea, più o meno sinuosa, con andamento generale verticale, che caratterizza la fase di completo distacco.

Diversamente si verifica la *traslazione verticale relativa*, relativa nei casi di abbassamento non uniforme del terreno di fondazione, ovvero per ogni punto appartenente alla fondazione si ha un abbassamento diverso, che interessa soltanto una sua parte. Le principali cause di traslazione verticale relativa sono i cedimenti spontanei del terreno, la contrazione verticale del terreno sotto carico. I cedimenti spontanei del terreno sono sostanzialmente legati alla presenza di acqua nel sottosuolo: una diminuzione del suo tenore igrometrico in una determinata zona sotto la fondazione, ne provoca una contrazione e quindi un abbassamento. Il dilavamento del sottosuolo a causa di perdita di condutture o di falde acquifere sotterranee provoca un trasporto costante di particelle terrose, con conseguente contrazione verticale e trascinamento delle membrature di fondazione. I cedimenti dovuti alla contrazione verticale del terreno sotto carico si verificano se la base fondale non ha ampiezza sufficiente per abbassare le compressioni unitarie al di sotto del limite di tollerabilità alla deformazione del materiale terra. Quindi possono essere determinati o da errori di calcolo in fase di progetto, per cui una parte della fondazione esercita sul terreno sottostante delle pressioni maggiori che nelle zone vicine, o da sopraelevazioni o sovraccarichi estesi solo ad una parte del fabbricato. Inoltre tali dissesti possono essere predisposti da difetti di omogeneità della base

fondale, dall'alternarsi della roccia a fondazioni compatte, dalla presenza di vecchi muri fondali, dalla presenza di grotte o cavità sotterranee. Fattori che li possono favorire possono invece essere la diversa altezza dei vari corpi di fabbrica, che non permette una distribuzione uniforme dei carichi sulla base, le sollecitazioni dinamiche sismiche o dovute al traffico, l'alternarsi di fondazioni continue con altre discontinue, le grandi aperture nei muri che localizzano le compressioni nelle regioni di spalla, ecc.

Si vuole quindi studiare più nel dettaglio i vari tipi di traslazione verticale relativa, in primo luogo il cedimento terminale prima visto, dovuto a traslazione verticale relativa. Si consideri un muro ABCD, di altezza costante  $h$  e di spessore unitario, caricato su tutta la lunghezza da un carico uniformemente ripartito e appoggiato al terreno lungo tutta la base AB; sul piano di appoggio esso eserciterà una compressione unitaria costante  $\sigma_y$  dovuta al carico uniforme e al peso proprio. Quindi, il diagramma del carico sul terreno sarà rettangolare, così come quello in figura in seguito della reazione originaria  $r_0$  del terreno. Ogni cubo elementare del muro sarà quindi sottoposto alla sola compressione unitaria  $\sigma_y$ , variabile linearmente dal valore zero al ciglio superiore al valore massimo alla base. Se in questo caso dovessero prodursi delle fessure, apparterrebbero alla famiglia delle linee verticali con tendenza ad aprirsi alla base del muro.

Si suppone ora che nella parte terminale a sbalzo del muro avvenga un cedimento del terreno, dovuto ad un moto di traslazione verticale: il muro, considerato quale solido elastico, tenderà ad abbassarsi nella parte terminale, in corrispondenza del cedimento, e ad innalzarsi in un tratto intermedio. A livello di reazione, la parte terminale del terreno non offrirà più alcuna risposta, così come la zona intermedia, in corrispondenza dell'innalzamento del muro. Il massimo aggravio della reazione unitaria si verificherà invece nella sezione posta al limite del cedimento, ove la contrazione del terreno sotto carico assume il maggior valore: quindi nella zona compresa tra i punti E ed F, asse di rotazione, si avrà un diagramma triangolare di reazione. Solamente nel tratto lontano dal cedimento, il diagramma originario di reazione non subirà cambiamenti. Per l'equilibrio del sistema, il carico totale del muro dovrà essere equilibrato

dal nuovo diagramma di reazione effettiva, la cui superficie dovrà eguagliare quella rettangolare della reazione originaria  $r_0$ , quindi le parti non collaboranti.

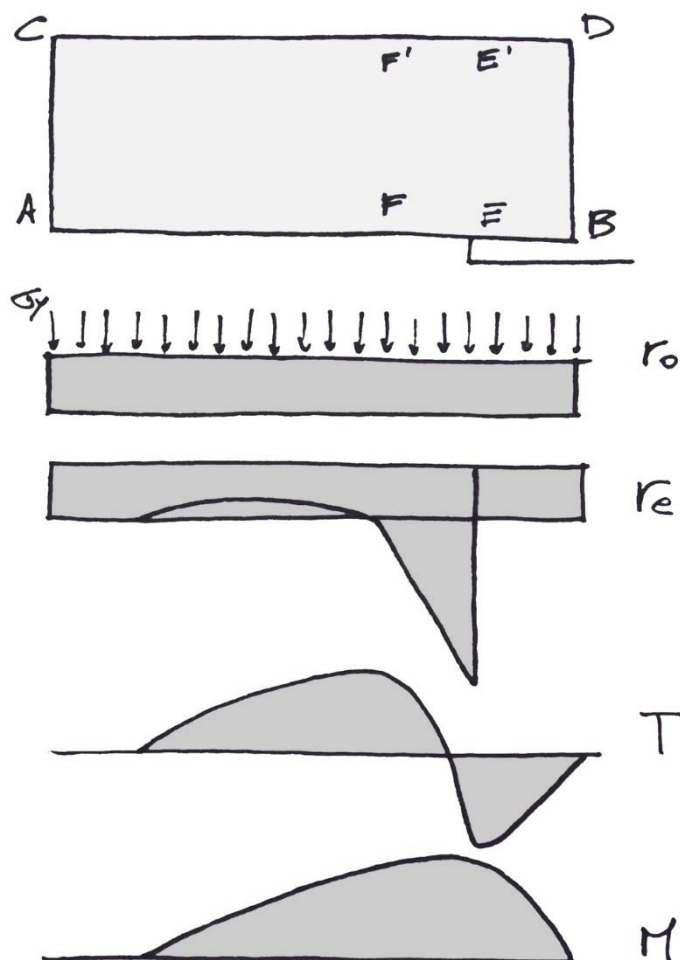


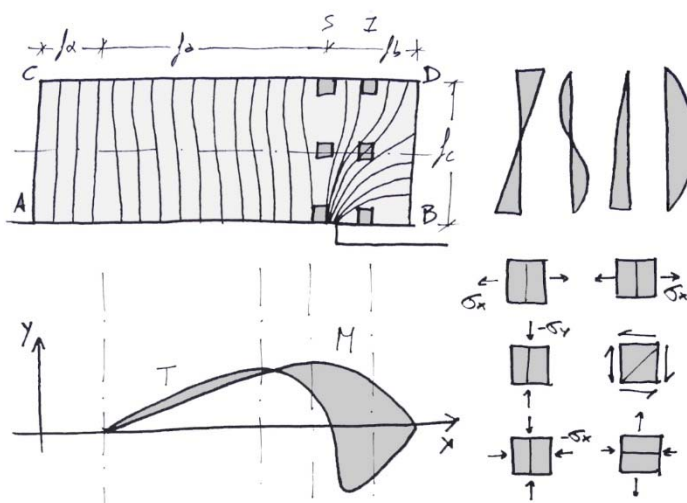
Fig. 35 - Reazioni del terreno e diagrammi di un muro soggetto a cedimento terminale, per traslazione verticale

Eseguendo una doppia integrazione grafica del diagramma totale, composto dal carico unitario e dalla reazione effettiva, si ottengono i diagrammi di taglio e momento flettente, sollecitazioni del muro nella nuova condizione di equilibrio, post cedimento. In una certa sezione, posta nella regione di aggravo del sostegno, il taglio va a zero e il momento flettente raggiunge il suo valore massimo. Il taglio inoltre, assume il massimo valore negativo in corrispondenza del punto E al limite del cedimento, e nel punto F, asse di rotazione, assume il massimo valore positivo. Già da queste premesse si può capire come si svilupperanno le fessurazioni: se inizieranno per prevalenza del momento flettente, compariranno in corrispondenza della risultante sul lembo superiore del muro, con un andamento iniziale verticale. Se gli sforzi di taglio saranno prevalenti, le

fessure iniziali compariranno nella zona mediana del muro, in corrispondenza della verticale condotta o per il punto E, e in questo caso essendo il taglio negativo le fessure tenderanno ad inclinarsi a  $45^\circ$  verso destra, o per F, con inclinazione a sinistra.

Dai diagrammi del taglio e del momento si può tracciare il quadro isostatico relativo ad un muro soggetto a cedimento terminale, quadro sull'andamento delle fratture più probabili.

Fig. 36 - Quadro isostatico e sollecitazioni di un muro soggetto a cedimento terminale, per traslazione verticale.



In particolare si analizzino i cubi elementari, presi rispettivamente al lembo superiore, in mezzeria e all'appoggio del muro, in corrispondenza delle sezioni  $S$  e  $Z$ : nella sezione  $S$  di taglio nullo agiscono solo il peso del muro ed il momento flettente. Sommando i rispettivi diagrammi si può vedere che il cubo superiore è soggetto alla massima trazione  $\sigma_x$ , quello in mezzeria è sottoposto solo alla compressione  $-\sigma_y$  e nel cubetto inferiore sono attive entrambe, la compressione  $-\sigma_x$ , relativa al momento flettente e la  $-\sigma_y$  dovuta al peso proprio. La prima frattura elementare comparirà quindi nella zona superiore del muro e avrà un andamento verticale. Tale fessura proseguirà poi sempre verticalmente fino al piano di appoggio. Nella sezione  $Z$ , intermedia alla parte di muro in cedimento, agiscono, oltre al momento flettente, anche il taglio negativo e la tensione  $\sigma_y$  distribuita nella sezione dal peso proprio. Il prisma superiore sarà sottoposto alla sola trazione  $\sigma_x$  e di conseguenza la rottura elementare inizierà con andamento verticale. Nel solido in mezzeria sarà attivo solo il taglio negativo, e la frattura elementare sarà inclinata a  $45^\circ$  verso il cedimento. Il cubo

inferiore sarà sottoposto alla compressione negativa  $-\sigma_x$  causata dal momento, per cui la frattura elementare sarà orizzontale. All'estremità BD del muro si annullano sia le tensioni tangenziali che quelle normali dovute al momento flettente e, rimanendo attive le sole tensioni  $\sigma_y$  dovute al peso proprio, le fratture elementari avranno andamento verticale sopra l'asse neutro mentre al di sotto taglieranno il bordo orizzontalmente. A sinistra della sezione S, il taglio diventa positivo, per cui le isostatiche avranno un andamento simile a quello della zona in cedimento, ma con inclinazione inversa. Le sollecitazioni andranno poi gradatamente smorzandosi, fino alla sezione in cui il taglio e il momento si annullano, per riprendere l'andamento verticale ante-cedimento nella zona iniziale del muro non perturbata dal fenomeno.

Riferendoci al quadro isostatico di minimo della sezione precedente possiamo classificare in quattro tipi differenti le lesioni relative al cedimento verticale: tipo *a*, ovvero lesioni verticali della parte di muro non interessata dal cedimento. Tipo *a*, lesioni relative al tronco di muro in posto, fino alla sezione al limite del cedimento. Queste hanno la conformazione a gola rovescia inclinata dalla parte della sede in posto e sono tipiche dei cedimenti terminali lunghi ( $l > h/2$ ) dove le sollecitazioni normali massime, dovute al momento flettente, prevalgono su quelle tangenziali. Tipo *b*, quindi lesioni relative al tronco del muro in cedimento, dalla sezione di taglio nullo fino all'estremo D del muro. Hanno la conformazione a gola rovescia inclinata dalla parte del cedimento e sono tipiche dei cedimenti terminali medi ( $l = h/2$ ) dove le sollecitazioni normali massime dovute al momento flettente eguagliano le sollecitazioni tangenziali massime dovute al taglio. Tipo *c*, lesioni semiparaboliche, che partono dal bordo verticale del tronco in cedimento, tagliando questo in orizzontale, e giungono fino alla base della sezione al limite del cedimento. Tali lesioni sono tipiche dei cedimenti terminali corti, dove le sollecitazioni tangenziali massime prevalgono su quelle normali. Le lesioni di tipo *b* sono molto frequenti anche nei muri connessi ad angolo, come gli incroci tra i muri di facciata: infatti la connessione tra i due muri tende ad impedire la rotazione secondaria di uno di essi rispetto all'altro, limitando le lesioni di tipo *a* derivanti principalmente dalla rotazione, ovvero dal momento flettente. Vengono così esaltati gli sforzi di taglio, per cui le fratture tendono

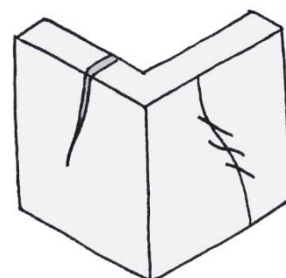
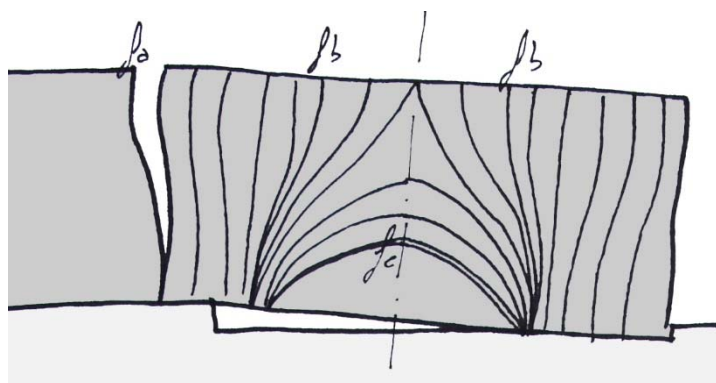


Fig. 37 - Cedimento verticale in un muro connesso ad angolo

ad inclinarsi dalla parte del cedimento e possono presentarsi con l'aspetto caratteristico di tipo semplice o multiplo.

Nei cedimenti terminali, il primo moto conseguente ad una traslazione verticale è un movimento di rotazione della parte di solido murario interessato dal cedimento. La rotazione è detta secondaria, pur apparendo per prima, in quanto è il sintomo di una traslazione verticale del terreno e non di una rotazione del medesimo. Infatti, a causa della reazione opposta dal terreno nella zona vicina al cedimento, ed a causa dell'attrito esercitato dalla parte muraria in posto su quella in cedimento, la parte muraria terminale in dissesto non riesce a traslare verticalmente, dovendosi prima sciogliere, liberare dal vincolo con la parte in posto. Nei cedimenti terminali lunghi quindi, il quadro iniziale delle probabili linee fessurative è quindi quello illustrato al paragrafo precedente. In seguito, dopo la rotazione, quando l'estremo del tronco in sede di cedimento raggiunge il terreno e vi si appoggia, si forma una zona intermedia senza appoggio dove possiamo riscontrare un quadro fessurativo tipico del cedimento intermedio. Quindi in questo caso, le fessure iniziali di tipo *a* preludono all'insorgenza dei tipi *b* e *c*.

Fig. 38 - Traslazione verticale, effetti della rotazione secondaria nel cedimento terminale



Nei cedimenti intermedi corti e medi, l'influenza della rotazione secondaria è irrilevante in quanto la massa segue il terreno nel moto traslatorio. A distacco avvenuto, le rotazioni secondarie scompaiono in quanto in tale fase si annullano le forze ed il momento di trascinamento. Subito dopo però esse insorgono nuovamente con segno inverso, per riportare la parte di solido staccata nella direzione originaria.

Se in un muro senza aperture si verifica un cedimento sotto-fondale in una zona intermedia, così come nel caso di cedimento terminale il diagramma rettangolare della reazione originaria  $r_0$  si trasformerà nel diagramma della reazione effettiva  $r_e$ . La zona di solido in cedimento si comporterà grosso modo come una trave, soggetta al peso proprio e incastrata agli estremi: il momento flettente assumerà il suo valore massimo negativo in corrispondenza delle risultanti  $S$ , di reazione del terreno al cedimento, e assumerà valore massimo positivo in mezzeria della zona ceduta. Si può notare che, tracciato un asse verticale passante per il centro della zona in cedimento, il quadro isostatico presenta ciascuna delle sue parti del tutto simile a quella della traslazione verticale relativa terminale.

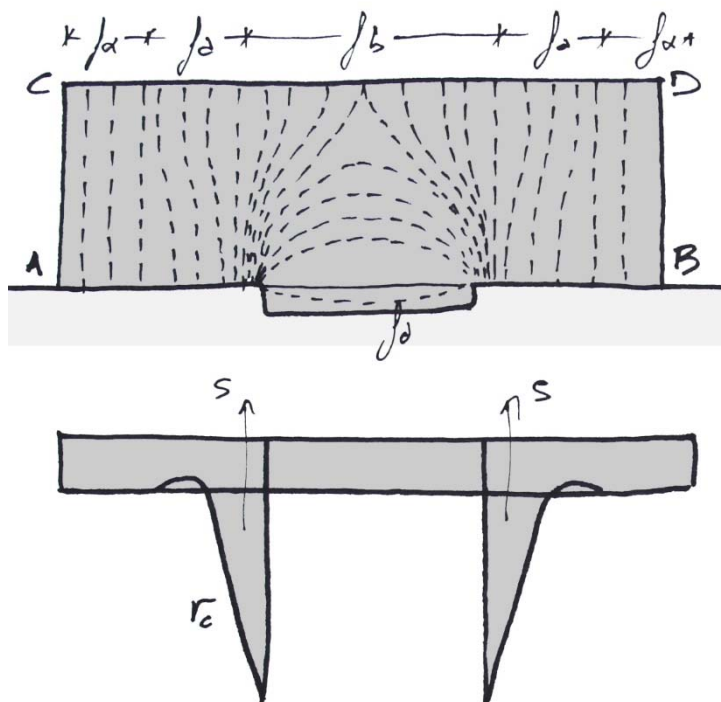


Fig. 39 - Cedimento verticale in un muro connesso ad angolo

Nei muri con aperture si è già visto come le linee isostatiche verticali, proprie di un muro pieno in equilibrio, si deformano per ridistribuire gli sforzi in mancanza di zone di muratura reagenti. Supponendo che lo stesso muro con aperture sia soggetto ad un cedimento in una sua parte terminale, cedimento dovuto ad una



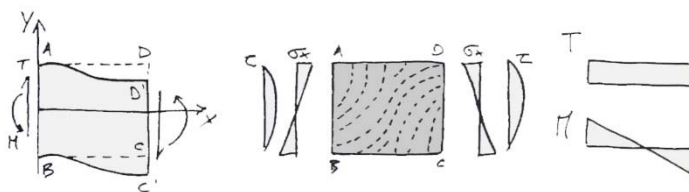


Fig. 41 - Traslazione verticale: cedimento terminale in un muro con aperture

traslazione verticale del terreno sotto-fondale: le fratture si stabiliranno lungo la verticale corrispondente alla sezione al limite del cedimento, e si localizzeranno nei nuclei murari.

Ci si può rendere conto dello stato di sforzo indotto dal cedimento considerando il nucleo murario, compreso tra due aperture sulla stessa verticale: tale nucleo, per effetto della traslazione verticale indotta dal cedimento, viene sciolto dal vincolo nell'estremità, ed è quindi soggetto alla forza tagliante  $T$ , dovuta al trascinamento, e al momento flettente  $M$ , nato dall'impedimento della rotazione per effetto della contiguità col maschio murario.

Fig. 40 - Sforzi in un nucleo murario per effetto di un cedimento verticale



Il momento, massimo e negativo nella sezione di sinistra, decresce fino a zero in mezzeria, e poi ricresce con valori positivi fino a raggiungere il massimo nella sezione di destra. Il taglio è invece costante e negativo su tutta la lunghezza del nucleo. Per effetto di tali tensioni, il nucleo murario si deforma: le facce verticali vengono mantenute sempre pressoché verticali e rettilinee, mentre le facce orizzontali subiscono una deformazione di tipo sinusoidale. Gli sforzi normali  $\sigma_x$  e tangenziali  $\tau$  nelle sezioni estreme sono illustrate in figura sotto. In mezzeria, annullandosi il momento flettente, si annullano anche le  $\sigma_x$  e il solido è soggetto solo alle tensioni tangenziali  $t$ ; il nucleo si romperà quindi in corrispondenza del piano neutro, dove le  $\tau$  sono massime, secondo fratture inclinate a  $45^\circ$ . Nelle sezioni di sinistra, al lembo superiore, e di destra, al lembo inferiore, sono massime le tensioni normali positive, quindi di trazione  $\sigma_x$ : in tali punti il solido tenderà a rompersi secondo fratture verticali. Il quadro fessurativo probabile dipende anche dalla conformazione geometrica delle aperture, in base alla quale possono prevalere alcuni sforzi piuttosto che altri. Se i nuclei murari sono lunghi e bassi, quindi se le aperture sono larghe e ravvicinate in senso verticale, prevalgono gli effetti del momento sul taglio: le fratture iniziali, causate dalla flessione, saranno verticali agli

spigoli superiore di sinistra e inferiore di destra. Se i nuclei murari sono corti e alti, quindi se le aperture sono strette e lontane nel senso verticale, è il taglio a prevalere sul momento: le fratture saranno localizzate in mezzeria, in corrispondenza del piano neutro e saranno inclinate a 45°. Se i nuclei murari hanno una dimensione media, non c'è una prevalenza di sforzi: sia le  $\sigma_x$  che le  $\tau$  contribuiscono alla formazione delle fessure, che presenteranno entrambe le caratteristiche: si avranno sia fratture verticali agli spigoli che fratture inclinate a 45° in mezzeria.

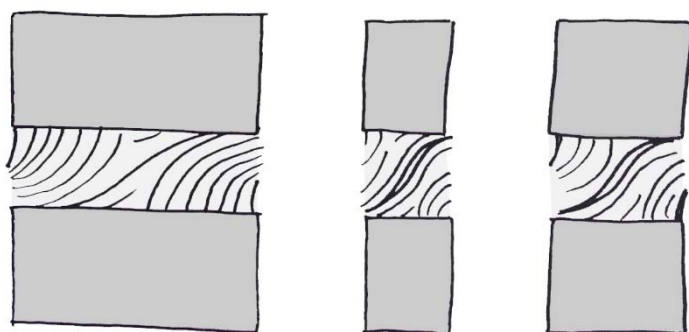


Fig. 42 - Quadro fessurativo in funzione della forma geometrica delle aperture

Se lo stesso muro con aperture fosse soggetto ad un cedimento intermedio anziché terminale, le fratture nei nuclei murari saranno localizzate lungo le verticali corrispondenti al limite del cedimento, e saranno inclinate verso il cedimento stesso.

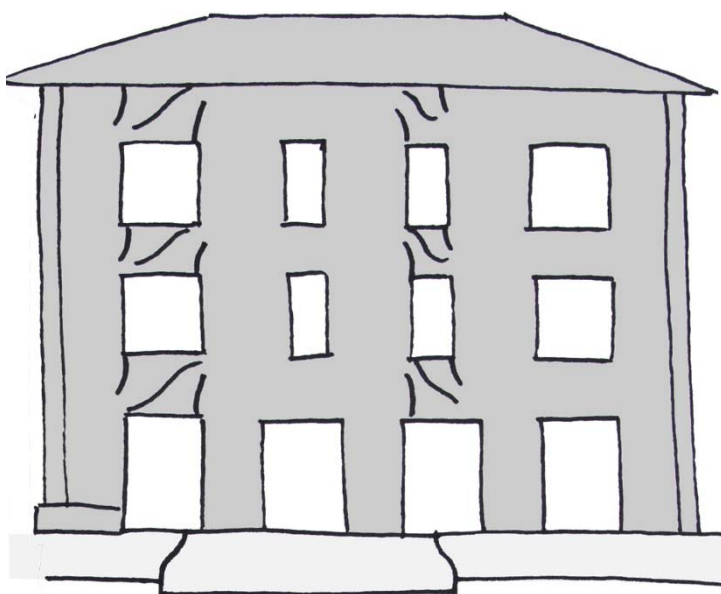
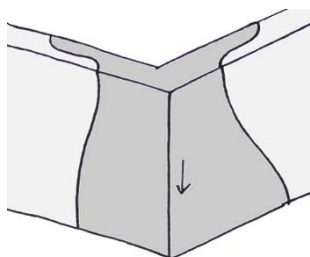


Fig. 43 - Traslazione verticale: cedimento intermedio in un muro con aperture

Finora sono stati considerati i cedimenti derivanti da traslazione verticale solo di un muro isolato. Le cose cambiano se, avvicinandoci un po' di più ai casi reali, ci si trovasse costretti a considerare il cedimento di muri connessi tra loro. Infatti, nella traslazione verticale, la connessione, generalmente a  $90^\circ$ , tra murature trasversali e longitudinali induce delle variazioni a livello di tensioni interne che modificano le caratteristiche fessurative proprie dei muri isolati: si generano infatti delle sollecitazioni secondarie di torsione, si incrementano le tensioni tangenziali dovute al taglio mentre si attenuano le sollecitazioni normali dovute alla flessione, a causa del reciproco contrasto tra i muri che inibisce la rotazione. Dato infatti un muro angolare, soggetto ad una traslazione verticale proprio in corrispondenza dello spigolo, si può vedere come, prima di subire la traslazione verticale, le parti terminali dei due muri in questione debbano prima sciogliersi dai tronchi in posto. Tale svincolo avviene mediante una rotazione secondaria di flessione intorno ai rispettivi, assi longitudinali, cui successivamente segue una rotazione di torsione. Terminata la fase di completo distacco, inizia poi il moto principale traslatorio. Le fratture a gola rovescia, inverse sulle facce opposte, non risultano più normali ai paramenti, come nel caso del cedimento terminale di un muro isolato ma sono ruotate per effetto della torsione e hanno ampiezza decrescente dall'alto verso il basso. Inoltre in pianta presentano la caratteristica forma a S.

Fig. 44 - Cedimento verticale in un muro angolare.



In presenza invece di una traslazione orizzontale tra due punti di una fondazione solitamente non si utilizza il termine “cedimento”, lemma che evoca una traslazione tipicamente verticale. Eppure, quando si hanno scorrimenti orizzontali relativi del terreno sotto-fondale, il terreno stesso, per mezzo dell'attrito col piano di fondazione, esercita su quest'ultimo delle tensioni tangenziali che, se superano il valore limite compatibile con la resistenza del materiale di fondazione, provocano lesioni nelle strutture fondali, che si propagano nelle murature di elevazione. La traslazione orizzontale interessa, per lo più, edifici con fondazioni poco profonde appoggiate su terreni argillosi. Questi ultimi infatti subiscono negli strati più superficiali, delle contrazioni nei periodi di siccità e delle dilatazioni nei periodi di pioggia. Si creano così delle spaccature nel terreno che, a partire dalla superficie, si propagano in profondità, fino a

strati in cui il fenomeno della variazione igrometrica è inesistente. Quindi, soprattutto se il piano di fondazione è poco profondo, la fondazione stessa verrà interessata dai movimenti del terreno superficiale e sarà soggetta ad uno stato di sollecitazione che, se incompatibile col materiale costruttivo, darà luogo a fenomeni di dissesto.

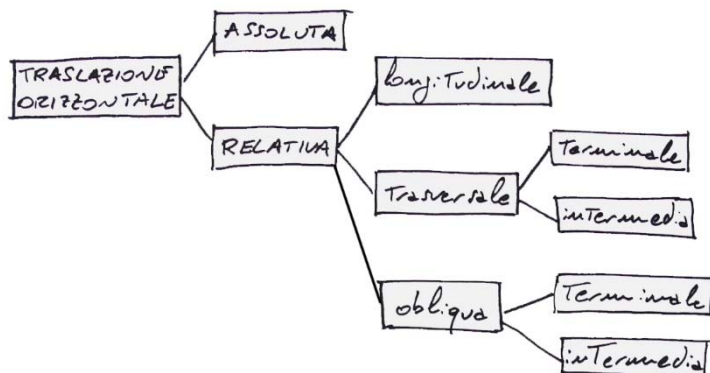


Fig. 45 - Diagramma dei possibili cedimenti per traslazione orizzontale

La traslazione assoluta è causata dal moto di tutta la zona del terreno di fondazione. Da sola quindi non dovrebbe indurre deformazioni all'interno del solido murario, anche se generalmente si manifesta combinata alla traslazione verticale. Al contrario, la traslazione relativa è provocata dal moto orizzontale solo di una parte del terreno di fondazione e si divide in vari sottopunti. La prima di queste è la traslazione relativa longitudinale  $t_x$  è quella che si stabilisce lungo il piano medio del muro, lungo l'asse delle  $x$ : essa fa spostare una porzione di muro rispetto all'altra secondo la direzione longitudinale del muro stesso. Si consideri un solido murario come quello in figura, fondato su un terreno argilloso, sul quale si sono formate delle spaccature a causa delle contrazioni del terreno: lo scorrimento di quest'ultimo sarà nullo nel punto medio del masso terroso contratto e crescerà man mano ci si avvicini alle soglie di apertura.



ancor di più. Lungo il bordo si annullano le tensioni tangenziali e restano attive solo quelle normali  $\sigma_y$ , quindi le fratture diventano tangenti al bordo (tipo *c*).

Un altro dissesto tipico nelle murature è rappresentato dalla traslazione relativa trasversale  $t_z$ . Questa agisce nel piano perpendicolare a quello medio del muro e può essere *terminale*, se interessa una zona all'estremo del muro, o *intermedia*, quando è interessato un tratto di muro compreso tra gli estremi. Le superfici di frattura tipiche della traslazione trasversale terminale hanno caratteristiche intermedie tra quelle del taglio, della flessione e della torsione. Infatti, a causa della contrazione del terreno, nasce una forza di trascinamento  $T$  applicata nel baricentro del piano di appoggio della parte in moto. Sappiamo, dai principi di statica, che tale  $T$  può essere spostata parallelamente a se stessa, fino al baricentro della sezione al limite del cedimento, purché si aggiunga una coppia di momento (momento di trasporto) pari a  $Tl$ . Essendo  $T$  normale al piano  $xy$ , l'asse di tale momento  $Ml$  giace nel piano  $xy$ . Inoltre tale momento potrà scomporsi in due momenti con assi paralleli a  $x$  e  $y$ . In questo modo la sezione al limite del cedimento verrà a trovarsi sottoposta a uno sforzo di taglio  $T$ , a un momento flettente e a uno torcente. Se il cedimento terminale è *corto*, tutto il tronco in movimento partecipa alla stessa inflessione, comportandosi grosso modo come una mensola orizzontale. Sulle pareti verticali si avranno fessurazioni a gola rovescia (invertite sulle due facce opposte), con andamento piuttosto raddrizzato, mentre sul piano orizzontale si avrà una frattura a S, inclinata a  $45^\circ$  con apici fessurativi normali al contorno. Se il cedimento terminale è *lungo*, solo le regioni vicine alla sezione al limite del cedimento partecipano all'inflessione. In tale sezione sono prevalenti le azioni di taglio e flessione, essendo il momento torcente molto piccolo, infatti l'asse del momento  $M = Tl$ , essendo la lunghezza  $l$  molto grande e poco inclinata, è piuttosto prossimo alla verticale. Col progredire del dissesto, le lesioni di taglio si svilupperanno più velocemente delle altre e la rottura si verificherà proprio in corrispondenza di esse.

Nel caso della traslazione relativa trasversale intermedia invece, nel caso in cui la parte di terreno in movimento sia localizzata in una zona appunto

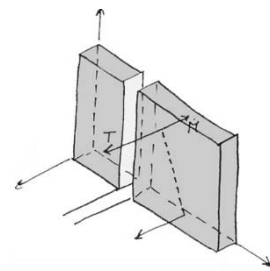


Fig. 50 - Traslazione relativa trasversale terminale

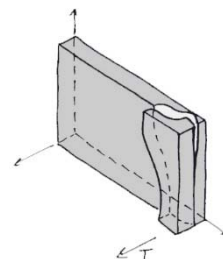


Fig. 49 - Traslazione trasversale: cedimento terminale corto

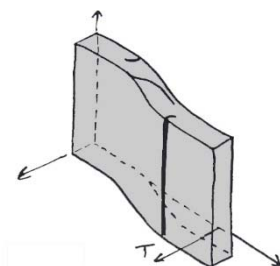


Fig. 48 - Traslazione trasversale: cedimento terminale lungo

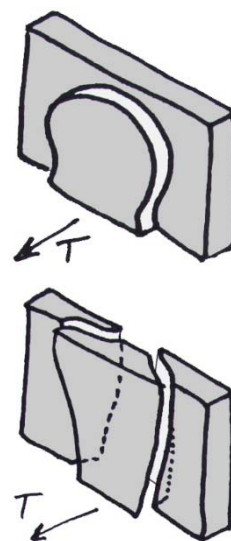


Fig. 47 - Traslazione trasversale: cedimento intermedio corto e lungo

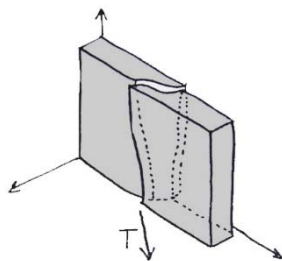


Fig. 51 - Traslazione obliqua terminale, dilatazione longitudinale

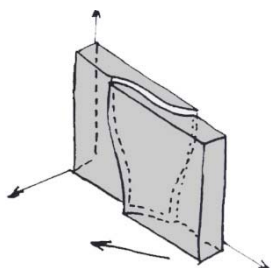


Fig. 52 - Traslazione obliqua terminale, contrazione trasversale

intermedia del muro, le fratture ripetono la forme di quelle relative alla traslazione trasversale terminale, con la differenza che queste sono simmetriche rispetto ad un asse verticale passante per la mezzera della zona in cedimento. Anche in questo caso si distingueranno i cedimenti corti da quelli lunghi, coi relativi quadri fessurativi.

Differentemente, il cedimento per traslazione relativa obliqua si verifica quando la traslazione del terreno non è parallela né ortogonale al muro ma presenta una risultante orizzontale inclinata. Quindi, la traslazione relativa obliqua risulta dalla composizione delle due traslazioni orizzontali elementari, longitudinale e trasversale  $t_x$  e  $t_z$ . La conseguente superficie di frattura si sviluppa in un piano disposto tra quello medio del muro e quello ad esso normale. E' necessario distinguere il caso in cui la componente longitudinale del moto è rivolta dalla parte del cedimento, e quindi interviene la componente longitudinale di dilatazione, da quello in cui interviene la componente di contrazione longitudinale, quando cioè la componente del moto è rivolta dalla parte della sede in posto.

In entrambi i casi, la frattura conseguente al moto mantiene lo stesso andamento a gola rovescia sulle pareti verticali, inverso sulle due facce opposte, e sul piano orizzontale si forma sempre la stessa frattura a S, inclinata a  $45^\circ$  con apici fessurativi normali al contorno. Quello che cambia in relazione alla direzione della componente longitudinale, è l'estensione della superficie di frattura: infatti nel secondo caso, quando prevale la componente assiale di contrazione, la superficie di frattura acquista una maggiore estensione rispetto a quella propria della sola traslazione trasversale per la maggiore inclinazione da essa assunta sul piano verticale medio longitudinale del muro, per effetto della compressione  $\sigma_x$ . Nei cedimenti intermedi lunghi le caratteristiche geometriche delle superfici di frattura delle sezioni al limite del cedimento, si avvicinano a quelle della traslazione obliqua terminale quanto più il cedimento è lungo rispetto all'altezza del muro; le superfici di frattura in questo caso risentono del legame dovuto alla continuità muraria fra le regioni di lesione al limite del cedimento e risultano più o meno perturbate.

Il cedimento per traslazione inclinata invece nasce dalla combinazione della traslazione verticale  $t_z$ , con la traslazione orizzontale  $t_x$ . Questo tipo di moto ha essenzialmente un'origine franosa, di cui l'agente principale è l'acqua, che può agire in due modi sul terreno: o ne riduce la densità degli strati sotterranei, circolando in profondità e trasportandone a valle particelle minutissime e creando così tanti piccoli vuoti nel terreno che vengono colmati dalle masse terrose soprastanti, tramite appunto moti traslatori o inclinati. Oppure, filtrando attraverso gli strati permeabili del terreno, si raccoglie sui banchi sottostanti impermeabili, inumidendoli e riducendone il coefficiente d'attrito in modo da indurre il terreno sovrastante in un lento scivolamento.

Comunque, anche le opere dell'uomo possono alterare le condizioni di equilibrio dei terreni e determinare moti franosi: ad esempio le opere di scavo per la formazione di trincee stradali, o i lavori di sbarramento per la creazione di laghi artificiali, possono turbare direttamente la circolazione dell'acqua sotterranea. Il moto assoluto di traslazione inclinata è dovuto sempre al fenomeno franoso, che interessa un'ampia superficie di terreno su cui insiste l'intero fabbricato.

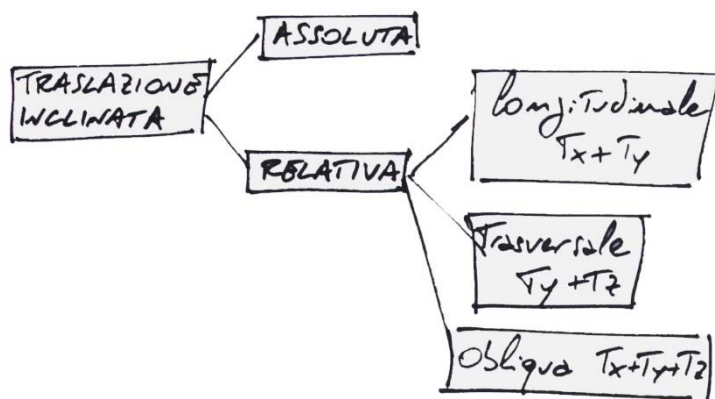


Fig. 53 - Diagramma dei possibili cedimenti per traslazione inclinata

Generalmente tali moti assoluti non hanno conseguenze dannose sugli edifici, proprio perché non ne alterano la forma. Possono diventare pericolosi se sono di entità notevole. Infatti, se la superficie di scorrimento del terreno è regolare, la massa di terreno che scivola non subisce turbamenti, non causando danni negli edifici soprastanti. Ma se invece, caso non molto remoto, la superficie di scorrimento presenta delle irregolarità, delle



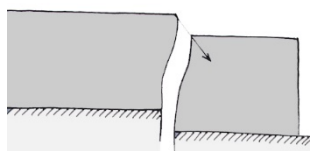


Fig. 54 - Traslazione inclinata relativa

depressioni e delle anfrattuosità, anche la massa terrosa in moto è costretta ad assecondare la configurazione del piano di scorrimento sottostante e subisce dei turbamenti interni. In questo caso i notevoli perturbamenti delle masse terrose si propagano alle strutture murarie, causando in esse dei moti relativi lesionanti.

La traslazione inclinata relativa è invece causata da movimenti franosi che interessano solo una parte del piano fondale o che interessano tutto l'edificio, ma in modo difforme. Le lesioni generate da questi moti generalmente presentano il quadro fessurativo della componente prevalente: se per esempio si considera un muro soggetto ad un cedimento terminale, effetto di una traslazione inclinata longitudinale, agendo le due componenti  $t_x$  e  $t_y$  simultaneamente, si crea la fessura  $f$  intermedia tra la  $f_y$ , caratteristica della traslazione verticale  $t_y$ , e la  $f_x$  caratteristica della traslazione orizzontale  $t_x$ . Se le due componenti  $t_x$  e  $t_y$  non agissero simultaneamente ma successivamente, allora le fessurazioni iniziali rispecchierebbero le caratteristiche fessurative del moto che per primo ha agito sulla struttura. Solo in fasi più avanzate, le fessurazioni presenteranno le caratteristiche relative al moto complessivo subito. A questo proposito è interessante notare come nella traslazione inclinata generalmente ci sia una preponderanza iniziale della sola componente di traslazione verticale: questo dipende dal fatto che, nella prima fase di moto, quando il terreno subisce i primi movimenti allontanandosi dalle fondazioni, le strutture non seguono subito tale moto, essendo frenate dalla coesione dello stesso materiale murario. Immediatamente dopo però, è lo stesso peso proprio delle strutture in cedimento, rimaste senza terreno in appoggio, che provoca la loro traslazione verticale, caratterizzando così il quadro fessurativo iniziale. Grazie a queste fratture iniziali, si ristabilisce il contatto del tronco in cedimento col terreno ed è a questo punto che il moto complessivo di traslazione inclinata può tracciare le sue lesioni complessive.

Il cedimento per rotazione già è stato anticipato nella descrizione della rotazione secondaria, come causa di una traslazione verticale. A volte il moto rotatorio può essere la causa principale del cedimento. In questo caso, il terreno sotto-fondale non cede uniformemente, come nel caso della traslazione verticale, ma cede secondo una

deformazione triangolare, restando il punto O, coincidente con l'asse di rotazione, praticamente fermo. Questo può accadere se il terreno presenta diversi stati di compressibilità sulla sua superficie o se è soggetto, per alcune sue parti, a carichi di entità differente; le strutture in sede di dissesto si inclinano così verso la parte più cedevole o più compressa dai carichi, e la rotazione conseguente si stabilisce sempre intorno ad un asse giacente nel piano orizzontale della base fondale. Si considera qui di seguito il caso di una rotazione di un muro intorno ad un suo asse trasversale: per effetto della rotazione, la reazione originaria  $r_0$  si trasforma in quella effettiva  $r_e$ .

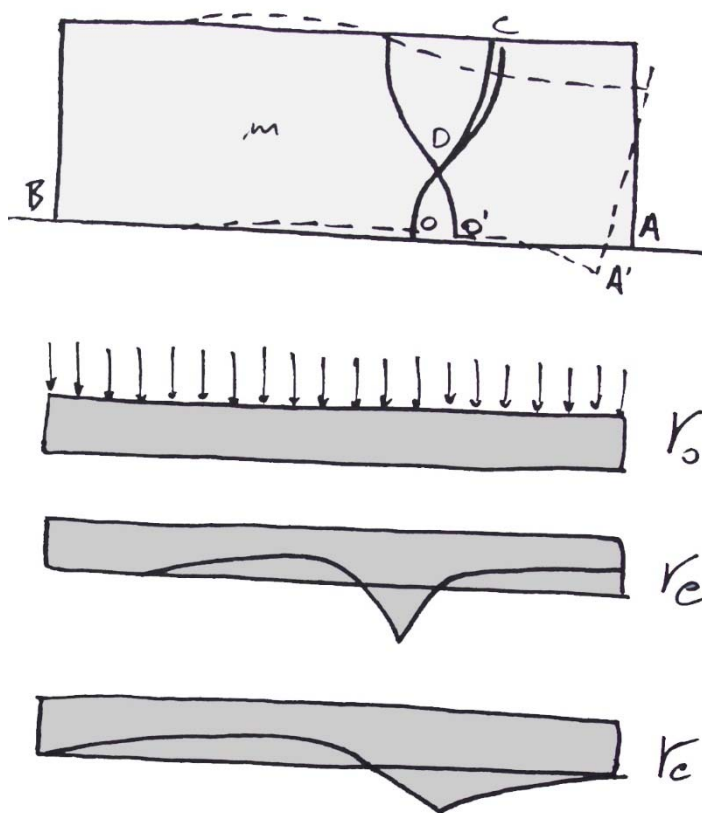


Fig. 55 - Reazioni dovute al cedimento di un muro per rotazione

Si ripetono generalmente le manifestazioni fessurative legate alla traslazione verticale, e inizia una frattura per flessione dal punto C, che tenderebbe a propagarsi seguendo l'andamento proprio a gola rovescia. Invece, quando la frattura si estende fino al punto intermedio D, le azioni reciproche tra il muro in posto e quello in cedimento si attenuano, proprio perché si è ridotta la sezione reagente e di conseguenza si è ridotto il momento resistente. A questo punto il muro in posto

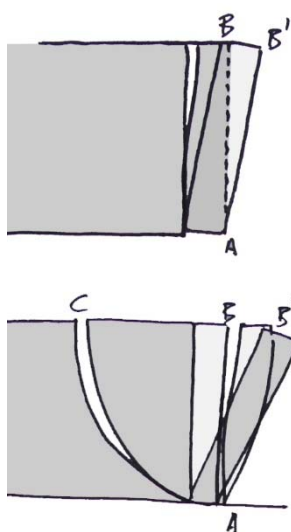


Fig. 56 - Effetti della rotazione nei muri degli edifici incastrati e non

tenderà a raddrizzarsi, per ristabilire l'appoggio secondo una linea retta, causando così una rotazione secondaria di senso opposto a quella principale, producendo la nuova frattura O'D, con inizio dal punto D. Questo tipo di fessurazione, con la base inclinata verso il tronco in posto, è caratteristica della rotazione intorno ad un asse orizzontale.

Se si considera un muro non isolato ma connesso ad angolo, per esempio con un altro muro, allora la connessione tra i due muri influenza gli effetti della rotazione. Infatti, se i due muri non fossero ben collegati, se non ci fosse un incastro tra loro, il muro soggetto a rotazione non influirebbe molto sull'equilibrio del muro trasversale: si distaccherebbe infatti da quest'ultimo lungo la linea di congiunzione AB, ove si realizzerebbe uno strappo, una fessura verticale con ampiezza decrescente dall'alto verso il basso. Gli effetti della connessione si fanno sentire invece se l'unione tra i due muri è ben realizzata, se sono ben incastrati: in tal caso, il muro soggetto a rotazione, trascina l'altro muro nel suo moto. Si genera così una fessurazione, che iniziando dal punto C sul bordo superiore del muro, arriva fino alla base secondo una curva omologa alla configurazione deformata AB' assunta dal muro in cedimento.

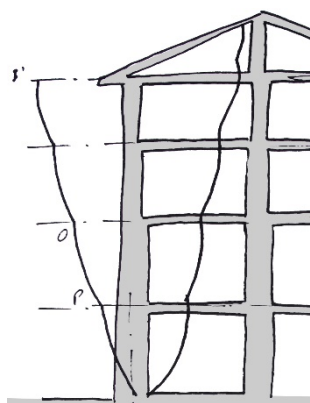


Fig. 57 - Relazioni tra la deformata e la fessurazione nella rotazione dei muri degli edifici

Infatti, generalmente, la linea deformata è legata alla linea fessurativa da un'affinità omologica ortogonale che ha per asse la linea originaria non deformata. L'affinità omologica, tra la linea deformata  $m$  e la linea fessurativa  $f$ , comporta la proprietà che le tangenti per i punti  $PP'$ ,  $QQ'$  si incontrino tutte lungo l'asse AB rappresentato dalla linea originaria non deformata. Tale linea deformata AB' diviene una sinusoidale nei muri di facciata degli edifici, connessi oltre che ai muri trasversali, anche ai solai e alla copertura. In tale caso, la linea fessurativa  $f$  formatasi nel muro trasversale, omologa alla deformata suddetta, presenta anch'essa una conformazione sinusoidale, con distanze dall'asse AB maggiori di quelle della linea deformata AB', e anche in tal caso, le tangenti condotte dai punti delle due linee corrispondenti  $PP'$ ,  $QQ'$ , si intersecano lungo l'asse AB del muro originario.

La conformazione della linea fessurativa, in caso di rotazione di un muro di facciata, cambia anche quando nel muro trasversale vi sono delle aperture. Essa sceglie infatti il percorso di minore resistenza, dividendosi in tante fratture con forma simile alla gola rovescia, iniziati dagli architravi. In tal caso, uno dei sintomi del dissesto è la difficoltà di chiusura dei serramenti e delle porte, essendosi deformate a forma di rombo le aperture per effetto della rotazione.

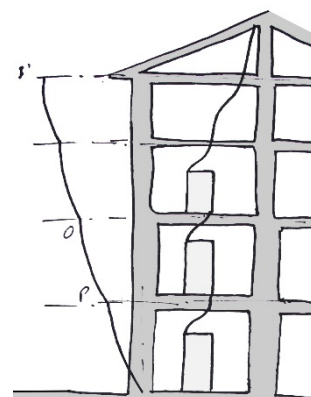


Fig. 58 - Relazioni tra la deformata e la fessurazione nella rotazione dei muri degli edifici

## Dissesti e cedimenti di strutture fuori terra

Qui di seguito vengono analizzati i quadri fessurativi caratteristici di diversi tipi di dissesti, i quali sono indipendenti dai cedimenti del suolo ma causati esclusivamente da deficienze statiche e strutturali. Questo genere di lesioni risultano dalla combinazione dei seguenti tipi elementari: assestamento, schiacciamento, presso - flessione e carico di punta, spinta, depressione delle strutture orizzontali, turbamenti vibratori. Si parla di combinazioni tra i diversi tipi elementari in quanto ciascuno di essi richiama come fenomeni riflessi qualcuno degli altri. Ad esempio la presso - flessione provoca di riflesso lo schiacciamento del materiale più compresso, il quale può produrre dissesti caratteristici propri (spesso l'insorgere di fessurazioni tipiche dello schiacciamento consente un rilascio delle tensioni più pericolose, evitando di giungere all'espulsione di materiale, peggior conseguenza della pressoflessione). O anche lo schiacciamento, produce una rotazione verso la parte più schiacciata e un cedimento della parte soprastante.

Comunque, nonostante non sia remota la possibilità di ritrovare dissesti causati dall'interazione di più cause perturbatrici, è importante cercare di individuare all'interno di un quadro fessurativo completo i diversi contributi, e per questo diventa fondamentale saper riconoscere le singole conseguenze di un unico dissesto. La trattazione seguente vuole essere il più possibile chiara e immediatamente comprensibile, e per questo si è preferito evitare di approfondire le parti più complicate dell'aspetto teorico, proprio perché lo scopo è quello di fornire una teoria 'il più pratica' possibile, una sorta di manuale semplificato di consultazione per imparare a riconoscere le cause delle fessure più comuni. Al fine di garantire un completo supporto teorico alle affermazioni fatte in questa sede, si rimanda alla manualistica di riferimento già ampiamente citata.

### *Lesioni dovute all'assestamento murario*

A differenza del cedimento, l'assestamento murario è provocato da una traslazione verticale assoluta del terreno, e produce uno spostamento di tutta la struttura senza alterare lo stato di tensione interno nei singoli punti di essa. E' il fenomeno per cui un edificio durante e

immediatamente dopo la costruzione subisce una traslazione verticale dovuta sostanzialmente a due fattori: primo è il calo della malta, in quanto gli strati di malta, prima dell'indurimento, subiscono una costrizione sotto l'azione dei carichi crescenti. Tale calo è direttamente proporzionale all'altezza della costruzione, allo spessore e al numero dei giunti di malta e all'eventuale ritardo della presa, mentre è inversamente proporzionale alla qualità della malta impiegata. In secondo luogo è legata alla compressione del terreno di fondazione al crescere dei carichi. Questo assestamento del piano di posa avviene per costipamento molecolare del terreno, senza che ci sia uno spostamento di massa. Manifestazioni di questo dissesto sono delle filature capillari e/o alcune lesioni sensibili più pronunciate nei punti più affaticati della fabbrica: negli angoli, negli incroci dei muri, negli archi e nelle piattabande. Tali lesioni non pregiudicano la stabilità della struttura ma vanno osservate fino a tre mesi dopo il completamento dell'edificio: se non subiscono incrementi, possono essere tranquillamente richiuse.

#### *Lesioni dovute a schiacciamento*

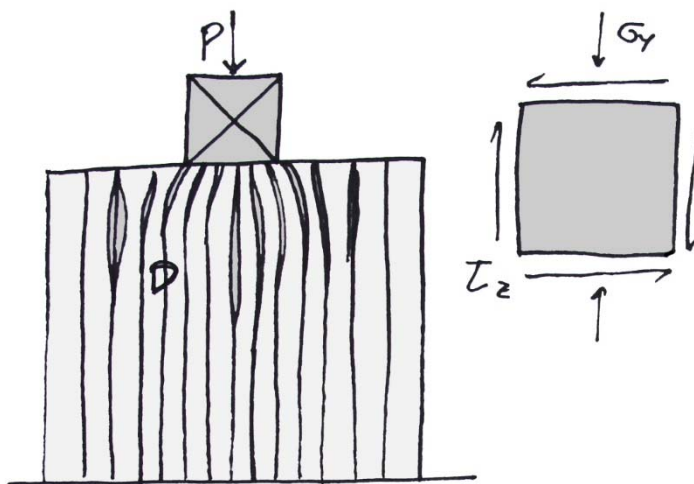
Si ha schiacciamento quando un muro non resiste, in una certa zona, ai carichi di compressione cui è soggetto. Un solido sottoposto a compressione assiale, si contrae nella direzione del carico applicato, ma ad ogni contrazione corrisponde una dilatazione (visibile come rigonfiamento, nella sezione mediana) in tutti i sensi normali alla direzione della forza applicata. Se la dilatazione trasversale supera le capacità coesive del solido, questo si rompe lungo superfici di frattura disposte nella direzione della forza dilatatrice. Lo schiacciamento produce i dissesti più pericolosi, in quanto la superficie più affaticata generalmente si frattura in elementi astiformi sempre più snelli e sempre più soggetti all'instabilità per carico di punta e non può di conseguenza contare, come avviene solitamente, sulla collaborazione di elementi vicini resistenti.

Lo schiacciamento nelle strutture murarie, durante il suo sviluppo, presenta tre stadi: durante il primo stadio, viene superata la resistenza alla coesione dei giunti di malta, che si riducono nello spessore causando un accorciamento verticale di tutta la struttura. Tale dissesto si manifesta con l'espulsione, nel piano del paramento, di

pellicole di tinteggio dell'intonaco, allineate lungo superfici orizzontali come i giunti di malta vulnerati. Nel secondo stadio si raggiunge la rottura del materiale resistente (pietre o laterizio) che vede superati i limiti della tolleranza alla sua distensione, per via delle dilatazioni trasversali. La muratura in questo caso suona a vuoto, presenta dei rigonfiamenti e si fessura a rami corti, ben distinti, tutti nella direzione della forza disturbatrice, generalmente verticale. Durante il terzo stadio, le precedenti fessure a rami corti si estendono, unificandosi, e riducono il solido iniziale in più elementi snelli caricati di punta, che preludono al crollo del sistema murario. Le cause di schiacciamento sono diverse: o deficienze di spessore delle strutture murarie, o abbassamento del carico di rottura del materiale dovuto a vetustà, o sopraelevazioni, oppure ancora l'eccessivo trasferimento di carico su alcune zone, da parte di altre inefficienti. Sostanzialmente, possiamo distinguere due manifestazioni fessurative caratteristiche dello schiacciamento: la prima deriva da sovraccarichi o carichi concentrati e la seconda dallo stesso peso proprio.

Lo schiacciamento per carichi localizzati Si può riscontrare nelle zone di muratura su cui poggiano le testate delle travi, (in questo caso il dissesto è accentuato anche dalla oscillazione di queste ultime e si manifesta inoltre con un lieve corrugamento dell'intonaco sottostante) e generalmente ovunque si abbia un carico eccessivo localizzato, soprattutto in assenza di un ripartitore capace di abbassare i carichi nelle regioni direttamente sollecitate.

Fig. 59 - Quadro isostatico in un solido soggetto ad un carico localizzato



Considerato un muro soggetto ad un carico  $P$  ripartito sulla lunghezza  $AB$ , ad una certa distanza dal punto di appoggio, le forme fessurative (isostatiche di minimo) assumono la stessa configurazione inerente ad un carico normale al contorno nel semipiano. Nelle zone immediatamente sottostanti al contorno compresso, il taglio, con la collaborazione della compressione, determina un insieme di fratture radiali emergenti dal centro della zona sollecitata, la cui inclinazione è tanto più prossima ai  $45^\circ$  quanto più predomina il taglio.

Se invece ad essere interessato dallo schiacciamento è principalmente lo spessore del muro, il fenomeno si manifesta in un modo un po' diverso, come si può vedere nella figura a lato. Infatti la deformazione risulta ostacolata nella direzione longitudinale, per la continuità della massa muraria, ma non nella direzione trasversale; si avrà quindi una frattura nel piano medio del muro, localizzata nella zona sottostante il carico e spesso annunciata da un rigonfiamento del paramento tipico della presso - flessione.

Per quanto riguarda invece lo schiacciamento dovuto al peso proprio si può considerare un muro  $ABCD$  soggetto alla sola azione del peso proprio presenta uno stato di tensione interna caratterizzato dalla compressione verticale  $\sigma_y$ : ci aspetteremmo che tale sforzo vari linearmente dal valore zero all'estremo superiore fino a raggiungere il suo massimo alla base. In realtà non si verifica questa crescita lineare a causa della reazione d'attrito opposta dal piano di posa alla dilatazione del muro, e il punto  $B$  si sposta fino al limite esterno, delineando così in l'effettiva deformazione del muro, con le dilatazioni massime localizzate in una certa sezione orizzontale più vicina alla base che al ciglio superiore del muro.

La manifestazione fessurativa in questo caso è quindi diversa da quella prima esposta e si manifesta, sotto forma di lesioni quasi parallele e dirette come il carico, nella regione inferiore del muro, vale a dire quella soggetta al massimo peso proprio dovuto a tutta la parte sovrastante. In questo modo si ripete il fenomeno analogo allo schiacciamento dei prismi isolati nel caso della frattura iperboloidica diretta, ma col piano equatoriale abbassato e non più di simmetria, perché la compressione è ora nulla alla sommità. Nelle regioni inferiori del muro

Fig. 60 - Schiacciamento localizzato in un muro

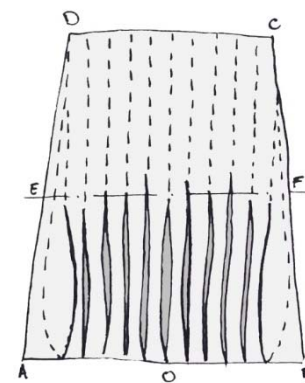
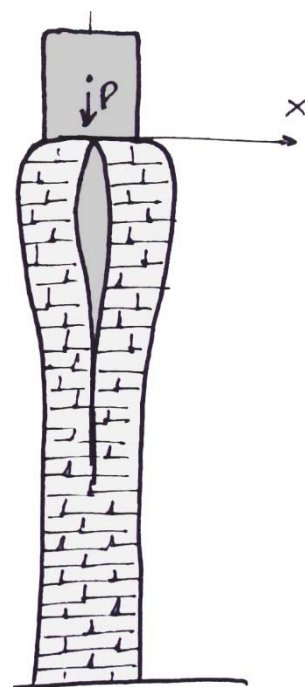


Fig. 61 - Schiacciamento per peso proprio



si avranno quindi manifestazioni fessurative di carattere prismatico o iperboloidico diretto. Solo nelle fasi più progredite di schiacciamento, tali lesioni si unificano sotto linee uniche, preannunciando fasi di instabilità. Nelle fasi più pericolose, si osserveranno espulsioni di materia, mentre solitamente si noteranno dei corrugamenti dell'intonaco e/o degli incurvamenti di inferriate se presenti sulle finestre.

Nello schiacciamento dei pilastri e delle colonne, i dissesti assumono una gravità maggiore in quanto viene a mancare l'eventuale collaborazione di zone murarie contigue ancora inalterate. Nei pilastri monolitici (costituiti da un solo pezzo di pietra da taglio o di calcestruzzo), le fratture dovute allo schiacciamento seguono le superfici interne di minor resistenza, quali i piani di clivaggio (sfaldatura) o le regioni che presentano maggiori discontinuità della massa. Nei pilastri in muratura senza rivestimento in pietra, le lesioni sono verticali e discontinue, e solo in fasi avanzate tendono a raccogliersi intorno a forme prismatiche o iperboloidiche, con la minaccia di espulsione di materiale. Nei pilastri in muratura con rivestimento in pietra, le rotture (sempre accompagnate da fenomeni di presso - flessione) interessano inizialmente le sole regioni del paramento, per coinvolgere anche le murature interne col progredire della perturbazione.

*Lesioni dovute a presso - flessione e carichi di punta*

Un solido murario snello, sollecitato da un'azione assiale di compressione, può subire un dissesto per schiacciamento. Può accadere che prima di raggiungere lo schiacciamento, il solido si instabilizzi per effetto del carico di punta. Questo accade quando in un solido l'altezza supera di quindici volte la sua minima dimensione trasversale ed il carico è maggiore del valore massimo ammissibile. Eulero che ci fornisce la formula per determinare il carico critico, che conduce all'instabilità:

$$P_{critico} = \frac{\pi^2 EJ}{l_0^2}$$

dove con E si intende in modulo di Young, J è il momento di inerzia minimo della sezione e  $l_0$  è la lunghezza libera di inflessione. Si può definire la *snellezza* come

$$\lambda = \frac{l_0}{\rho}$$

$$\rho = \sqrt{\frac{J}{A}}$$

$$P_{critico} = \frac{\pi^2 EJ}{\lambda^2}$$

Se  $\lambda$  è minore della snellezza limite, il solido murario si rompe prima per compressione, quando si supera la  $\sigma_{amm}$  se la snellezza supera il valore limite, l'elemento strutturale si rompe per valori inferiori alla  $\sigma_{amm}$  di compressione, perché va in bando. Può esistere una predisposizione all'instabilità dovuta al carico di punta per murature in cui i carichi agenti non coincidono col piano verticale medio del muro o quando tale piano verticale medio non coincide col piano meccanico del muro (ovvero per le murature come quelle a sacco, costituite da un paramento a vista più resistente dell'interno del muro). Si può presentare presso - flessione e/o instabilità per carico di punta anche quando la tessitura muraria non è omogenea o è mal eseguita, mal connessa: in questo caso il muro infatti può separarsi in due o più muri con i piani quasi paralleli alle fronti e lo spessore da rapportare a un quindicesimo dell'altezza non sarà più lo spessore totale ma la somma degli spessori più sottili dei diversi muri paralleli (il cui momento di inerzia, somma di tanti, è minore di quello calcolato sullo spessore unico originario).

L'insorgere della pressoflessione (ovvero la sollecitazione contemporanea di un'azione assiale di compressione e di un momento flettente) nelle strutture murarie dipende molto dalla posizione in cui si trova il carico di compressione applicato rispetto al baricentro della sezione (dipende quindi dall'eccentricità e del carico). Consideriamo per esempio un pilastro soggetto ad un carico assiale di compressione

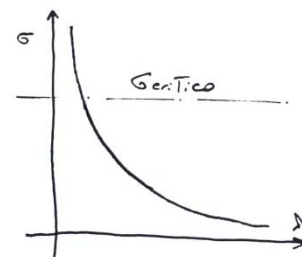
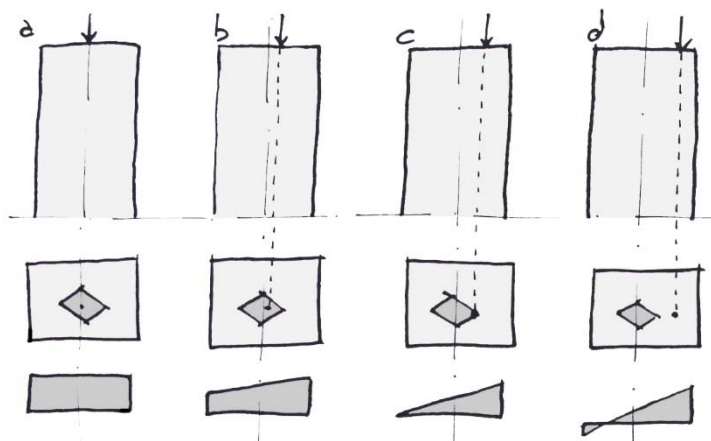


Fig. 62 - Diagramma sforzi / snellezza

Fig. 63 - Sollecitazioni di un pilastro soggetto a compressione, in funzione della posizione del carico rispetto al nocciolo d'inerzia



Se il carico di compressione passa per il baricentro della sezione, questa risulta interamente compressa da una sollecitazione costante (a). Se il carico non passa per il baricentro ma è interno al nocciolo centrale d'inerzia della sezione, questa risulta ancora compressa anche se in modo lineare, in quanto alla sollecitazione assiale si è aggiunto un lieve momento flettente pari a  $Ne$  (b). Se il carico passa per un estremo del nocciolo centrale d'inerzia (nel caso di una sezione rettangolare è posto a un terzo dello spessore della sezione), la risulta è ancora linearmente compressa sebbene si trovi in una situazione limite (c). Se il carico è esterno al nocciolo d'inerzia, allora insorgono all'interno della sezione delle sollecitazioni di trazione.

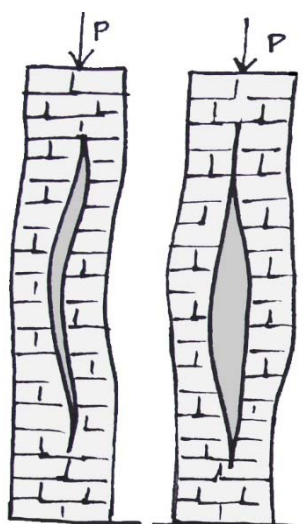


Fig. 64 - Possibili lesioni da presso - flessione in un paramento murario

Nel caso di un pilastro in muratura, non resistente a trazione, la sezione reagente si parzializza, escludendo quella parte soggetta alle trazioni, che si fessura. In questo modo diminuisce la sezione reagente, e cambia il nocciolo centrale d'inerzia, che arriva a contenere di nuovo la risultante delle forze, assicurando così l'equilibrio della struttura (d). Dal punto di vista fessurativo, la presso - flessione è caratterizzata dallo smembramento della struttura in più tronchi verticali, con andamento medio pressoché parallelo ai paramenti esterni. Tali tronchi possono inflettersi tutti nello stesso verso (inflessione concorde) oppure in versi discordi, presentando sempre un rigonfiamento dei paramenti esterni.

Tali lesioni prediligono le regioni inferiori mediane, dalle quali risalgono verso l'alto fino al centro d'inflessione e poco oltre. I dissesti da presso - flessione sono maggiormente verificabili nei campanili e nelle torri, quindi in strutture verticali molto alte, quasi prive di

contenimenti orizzontali. Comunque sono più evidenti sulle strutture fatiscenti, ove ormai le malte non resistono più alle dilatazioni trasversali.

### *Lesioni negli archi*

Com'è ben noto, gli archi si reggono per effetto della pressione che i conci si scambiano tra loro, e della reazione che trasmettono ai piedritti su cui si scaricano. I dissesti delle strutture in questione possono derivare da diversi fattori. La prima di queste è la variazione di forma o di assetto dell'ossatura voltata o dei piedritti: sono prodotte generalmente o da una spinta eccessiva sui piedritti, che determina una divaricazione di questi ultimi, e un abbassamento in chiave dell'arco o della volta. Oppure da un cedimento dei piedritti, causato da un dissesto nel piano fondale.

Un secondo fattore è rappresentato da una diminuita capacità di resistere agli sforzi di compressione, causata dalla fatiscenza del materiale murario, soprattutto della malta, responsabile dei cosiddetti dissesti o cedimenti spontanei. In questi casi, per la maggior parte delle volte, le strutture rispondono positivamente alle diverse verifiche previste sebbene siano sottoposti comunque a dissesto. I dissesti possono essere causati anche da una variazione dei carichi originari, generalmente provocata da eccessivi sovraccarichi accidentali per variazioni di destinazione dei locali. I fattori precedenti alterano l'equilibrio delle strutture voltate che, per essere stabili, devono necessariamente essere soggette esclusivamente a sforzi interni di compressione, e che le spinte che ne derivano sui piedritti d'imposta, combinate coi carichi verticali, non imprimano sforzi di trazione sui piedritti stessi.

Affinché tali strutture siano solo compresse è fondamentale che la loro curva delle pressioni, definita come il luogo geometrico dei centri di pressione, sia contenuta entro i limiti del nocciolo centrale d'inerzia di ogni sezione. Ci si trova entro lo stato limite di fessurazione quando il centro di pressione è localizzato all'estremo del nocciolo d'inerzia, mentre nello stato al limite di ribaltamento, il centro di pressione è proprio al bordo della sezione stessa. Deve essere inoltre verificata l'eventualità di non avere uno scorrimento tra i conci dell'arco, ma geometricamente avviene quasi sempre che

la risultante delle pressioni formi, con la normale al piano della sezione, un angolo inferiore all'angolo di attrito dei materiali impiegati, non causando scorrimento. La risultante delle pressioni che l'arco esercita sarà inclinata rispetto alla verticale passante per il piedritto e risulterà scomponibile in una forza verticale ed una orizzontale, detta *spinta*, le quali tendono sia a comprimere che a far scorrere che a ruotare le sezioni.

Per quanto riguarda la verifica alla  $\sigma$  massima di compressione, questa raramente supera la  $\sigma$  ammissibile; invece l'equilibrio allo scorrimento della sezione d'imposta sul piedritto sarà assicurato quando il coefficiente di attrito della muratura (circa 0.5 - 1.00), moltiplicato per il carico gravante sulla sezione, sarà superiore alla componente orizzontale della risultante degli sforzi nell'arco. Per la stabilità del piedritto al ribaltamento, minacciato dalla spinta, basterebbe che le risultanti di tutte le forze che lo sollecitano, alla base e al piano di fondazione, non escano fuori dai lembi esterni della sezione. In realtà però è necessario, affinché tutte le sezioni non siano soggette a trazione, che dette risultanti ricadano entro il nocciolo centrale d'inerzia delle sezioni.

Negli archi soggetti a dissesto, le fratture si localizzano generalmente nella sezione di chiave e alle reni (individuate, dall'angolo di  $30^\circ$  formato da una sezione normale all'arco rispetto all'orizzontale), anche se la frattura in chiave non si verifica se le rotture ai fianchi non sono gravi. I due casi di deformazione più diffusi sono la depressione della chiave con l'innalzamento delle reni, si ha quando l'arco tende a cadere verso l'interno ed il piedritto verso l'esterno. Le fratture in tale caso si presentano in chiave divaricate verso l'intradosso e alle reni verso l'estradosso. Tale condizione si verifica quando il carico verticale è maggiore della spinta, ed è maggiormente probabile quando l'arco o la volta sono ribassati (o a tutto sesto), mentre gli archi e le volte in cui lo spessore aumenta dalla chiave all'imposta, presentano una spinta minore rispetto alle strutture il cui spessore è sempre costante.

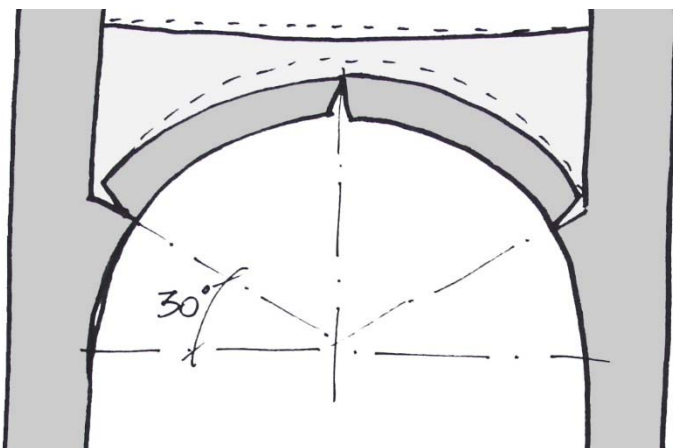


Fig. 65 – Fessure in un arco a tutto sesto

L'impennamento della chiave con la depressione delle reni, si ha quando è l'arco a cadere verso l'esterno ed il piedritto verso l'interno; le fratture in chiave e alle reni presentano un'apertura opposta alle precedenti: in chiave sono divaricate verso l'estradosso e alle reni verso l'intradosso. Tale condizione si verifica quando la spinta risulta essere maggiore del carico verticale: nelle volte o archi a sesto acuto, soprattutto se costruiti con intradosso leggero, è la massa di riempimento sulle reni (che spesso esiste per formare un calpestio superiore) che provoca la depressione delle reni. Comunque tale dissesto può derivare da eccessive spinte orizzontali prodotte da archi rampanti limitrofi o da catene che stringono troppo. La fessurazione delle strutture voltate verrà abbondantemente trattata nei prossimi capitoli.

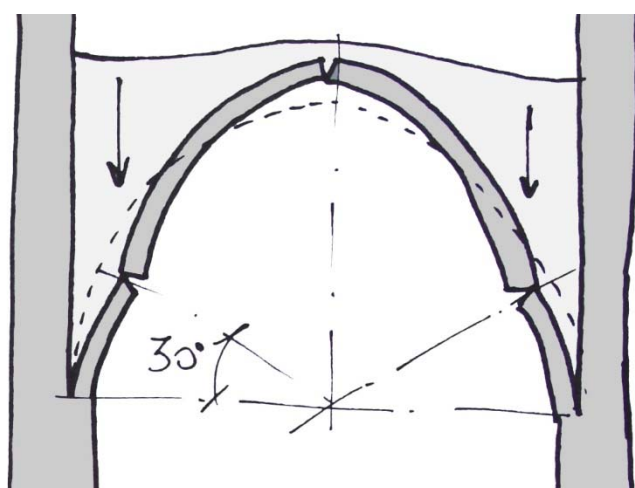


Fig. 66 – Fessure in un arco a sesto acuto

Riguardo la cupola possono essere anticipati alcuni concetti di base: la cupola è una superficie di rivoluzione, generata dalla rotazione di  $360^\circ$  di una linea piana, detta meridiano, attorno ad un asse giacente nello stesso piano. Le circonferenze descritte da ciascun punto del meridiano

sono detti paralleli. Il funzionamento statico delle cupole non è più riferibile a quello di un arco, e si parla invece di un loro comportamento a membrana: esse infatti presentano uno spessore talmente sottile, pari ad  $1/30$  o  $1/20$  del raggio di curvatura, che non ha senso parlare di variazioni dello sforzo all'interno dello spessore (il suo comportamento è simile a quello di un palloncino). Tale struttura, sebbene incapace di resistenza flessionale, è in grado di equilibrare i carichi grazie alla combinazione spaziale degli sforzi agenti uniformemente nel suo spessore. Gli sforzi maggiori di una cupola sono localizzati lungo i meridiani, che tendono ad aprirsi e ad allontanarsi tra loro (questo non in sommità della cupola, dove tali sforzi sono nulli). I paralleli in questo senso svolgono un'azione cerchiate: essi infatti provvedono a chiudere il poligono delle forze dei meridiani che da soli non riescono ad equilibrare il carico. Possono però insorgere dei problemi al di sotto del parallelo critico (che corrisponde, per una cupola sferica di spessore costante, ad una semi - apertura rispetto all'asse di circa  $51^\circ$ ) dove i paralleli non risultano più compressi ma sono in tensione e quindi incapaci di fornire ai meridiani l'azione cerchiate richiesta. Per questo motivo, tipiche fessurazioni della cupola sono quelle che si sviluppano nella sua parte bassa, lungo i meridiani, le quali testimoniano che essa sta lavorando secondo il suo schema statico ma che, per mantenere l'equilibrio, ha dovuto fessurarsi.

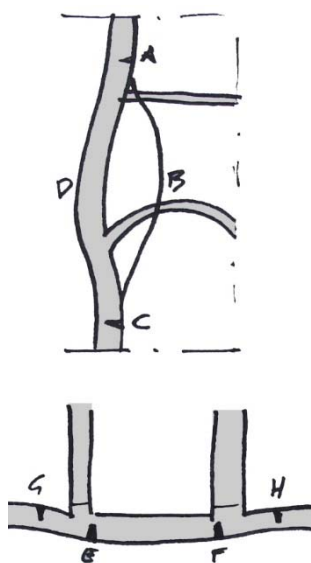


Fig. 67 - Lesioni dovute alla spinta di strutture voltate

Quando le volte sono impostate sui muri longitudinali degli edifici (specie quelli di facciata che non usufruiscono di contrasti), la deformazione dei muri, provocata dalla spinta della volta e dalla pressoflessione, li rende instabili al carico di punta. L'eccessiva spinta genera infatti delle inflessioni nei muri di piedritto, che si manifestano in orizzontale con rigonfiamenti estesi alla linea d'imposta della volta o dell'arco e a zone limitrofe tanto più estese quanto meno è forte l'ossatura muraria. In verticale, si ha una deformazione sinusoidale delle murature, non simmetrica rispetto al centro di spinta ma con la parte superiore tanto più estesa rispetto a quella inferiore quanto più i piani sono alti. A livello fessurativo, nei punti D di massima freccia si avranno delle fratture in senso orizzontale, causate dalle trazioni, così come nei punti A e B. Nelle sezioni orizzontali, le fratture saranno localizzate nei punti di massima curvatura, E e F sul

paramento esterno e G e H su quello interno. Il tipo di collegamento coi muri trasversali, in questo caso è di fondamentale importanza: all'inizio tende a limitare l'ampiezza della deformazione, ma col superamento della resistenza a trazione dei muri trasversali questi si rompono e, se le ammorsature tra muri trasversali e longitudinali sono buone, la fessura si propaga secondo la curva ABC, altrimenti segue la verticale AB.

#### *Dissesti derivanti da depressione di strutture orizzontali*

Tra tutte le strutture di fabbrica, quelle orizzontali sono quelle più suscettibili di dissesto, in quanto oltre ad essere soggette a turbamenti propri, risentono anche dei cedimenti delle strutture murarie verticali su cui appoggiano. I dissesti dei solai sono tutti collegati alle sollecitazioni di flessione e taglio (molto raramente alla torsione). Si avranno cioè deformazioni dovute alla flessione, con una certa freccia di inflessione, fessurazioni in mezzeria all'intradosso e all'estradosso ed inoltre fessure verso gli appoggi e fessurazioni inclinate a  $45^\circ$ . Nei solai in legno l'inflessione generalmente deriva dalla degradazione della fibra legnosa: il legno infatti è un materiale soggetto a viscosità, ovvero si deforma nel tempo sotto carico costante.

Comunque, le spaccature longitudinali lontane dai fianchi e quelle orizzontali discontinue lontane dagli appoggi e dai profili superiore ed inferiore, non comportano la sostituzione della trave. Sospette invece sono le fratture orizzontali vicino all'asse neutro presso le regioni d'appoggio, dove serve una buona continuità della massa per far fronte agli sforzi di taglio elevati. Pericolose sono le fratture trasversali intradossali, anche negli stadi iniziali, poiché preludono al crollo. Nei solai con travi in ferro e laterizi, indizi di un'insufficiente sezione delle parti metalliche sono l'eccessiva deformazione elastica sotto carico e le sensibili oscillazioni provocate da carichi mobili. In questo caso, il quadro fessurativo ricorrente è localizzato sia nelle regioni intradossali mediane tra trave e trave, con fessure nella direzione delle travi stesse, sia nella direzione normale. Nei solai in cemento armato si hanno dissesti dovuti alla flessione, che si manifestano con fessure intradossali in mezzeria ed estradossali sugli appoggi, e al taglio, fessure a  $45^\circ$  nel gambo presso gli appoggi. Fratture differenti da quelle elencate, stabilite



secondo direttrici capricciose non sono causate da deficienze strutturali ma da cause diverse, come ritiro, contrazioni termiche, varietà dei cementi e diverso grado di umidità degli impasti.

*Lesioni dovute ad azione dinamiche*

Le costruzioni in muratura, soprattutto quelle più datate, sono poco adatte a resistere alle sollecitazioni dinamiche. Ciò è dovuto al fatto che la notevole massa di cui sono composte si risolve in forze d'inerzia di entità anche notevole all'atto del moto, le quali forze vanno a sollecitare un insieme di strutture spesso precariamente collegate tra loro e quindi soggette a distaccarsi l'una dall'altra, offrendo una resistenza sempre minore. I turbamenti di origine vibratoria si manifestano quando le strutture subiscono vibrazioni sotto l'azione del vento, del transito veicolare e pesante, del moto di macchinari, etc... Le vibrazioni partono dal centro di eccitazione e investono tutto il fabbricato attraverso onde (che si smorzano con la distanza e col tempo) che si propagano con ampiezza e periodo variabile al variare delle caratteristiche fisiche dei fabbricati: l'altezza del fabbricato, gli spessori dei muri, le loro caratteristiche strutturali, il numero e l'entità delle aperture, e altre variabili. Nelle buone strutture, ben connesse, la coesione unifica, in tutti gli elementi, le onde vibratorie, che mantengono la stessa ampiezza e lo stesso periodo di vibrazione quando l'edificio è vetusto, nelle particelle elementari i moti vibratorii non sono unificati ma risultano differenti per ogni elemento della struttura, da cui deriva lo scompaginamento delle membrature stesse. Inoltre i fenomeni vibratorii danneggiano maggiormente le strutture deformate, poiché tendono ad accentuarne la deformazione, e le strutture già fessurate, in quanto causano particolari stati di sollecitazione che vanno ad addensarsi agli apici delle fessure, facendole progredire.

Un altro elemento generatore di dissesti è il movimento sismico. I terremoti si propagano attraverso onde sismiche che possiedono *moto sussultorio* all'epicentro, dove le onde sono più rapide e provocano i danni maggiori, e *moto ondulatorio* nelle zone concentriche all'epicentro. Le scosse avvengono nella stessa zona sempre nello stesso modo, cosicché una regione oscilla sempre nella stessa direzione. I principali

fattori che caratterizzano un terremoto sono due: l'energia liberata e la banda di frequenze.

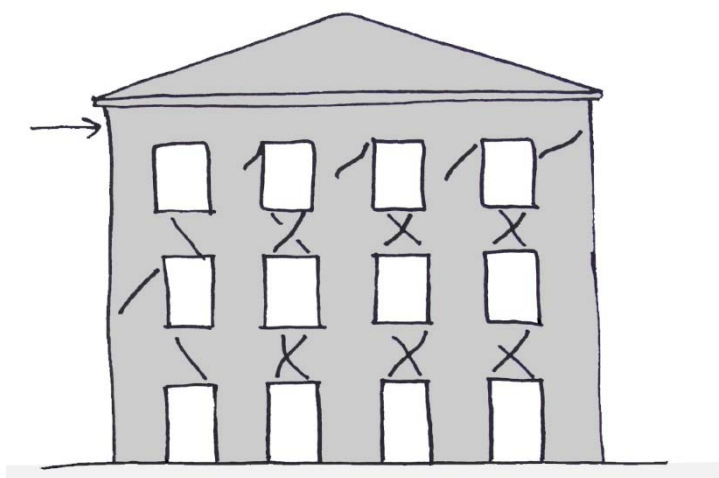


Fig. 68 - Le tipiche lesioni a croce di 5 Andrea

Le forze che vanno a sollecitare gli edifici sono tanto maggiori quanto maggiore è l'energia liberata e quanto più le frequenze si avvicinano alle frequenze principali caratteristiche delle costruzioni, cioè alla loro risonanza. Anche la durata del sisma, a questo proposito, è molto importante al fine dei dissesti, in quanto affinché una struttura entri in *risonanza* è necessario un breve intervallo di tempo. Grande influenza, nei riguardi dei dissesti, viene esercitata dall'insieme terreno - fabbricato. Infatti, a parità di condizioni strutturali degli edifici, variando la qualità e la consistenza del terreno si producono degli incrementi o decrementi delle accelerazioni e quindi delle forze d'inerzia che sollecitano le strutture. In effetti ogni terreno incrementa le accelerazioni in un campo comprendente le proprie frequenze, mentre riduce quelle che si allontanano dalla frequenza propria.

Le costruzioni in muratura hanno una frequenza propria di oscillazione simile a quella dei terreni rocciosi o molto compatti, con periodo intorno al mezzo secondo, che induce i maggiori incrementi di energia alla fabbrica. Se si hanno terreni poco compatti o sciolti con periodi di oscillazione intorno ai due secondi, questi assorbono le oscillazioni, trasmettendo all'edificio impulsi più smorzati, anche se, di contro, facilitano i cedimenti differenziali delle fondazioni sotto le azioni dinamiche, provocando dissesti più gravi rispetto ai precedenti. Ai fini della resistenza alle azioni sismiche sono importanti diversi fattori, quale la forma planivolumetrica

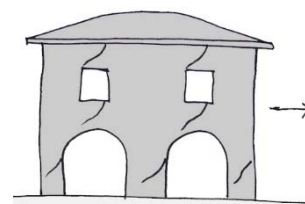


Fig. 69 - Dissesti in un edificio con portico al piano terra

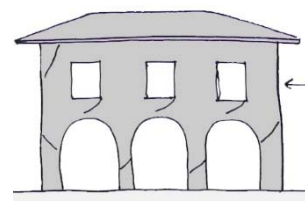
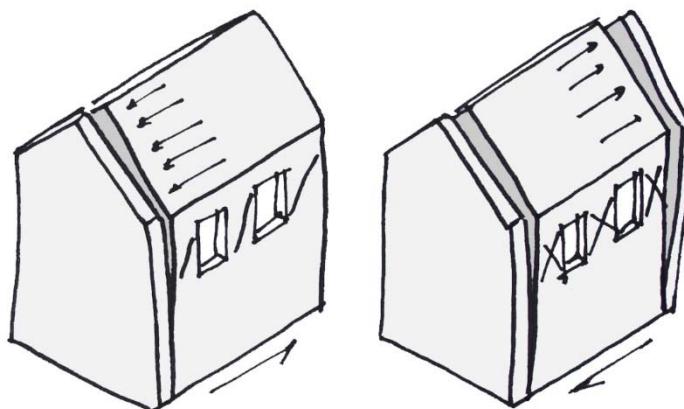


Fig. 70 - Estensione del dissesto in edifici più grandi

dell'edificio: infatti il baricentro delle rigidità non dovrebbe infatti discostarsi di molto da quello geometrico, cosa che succede invece per le costruzioni poco simmetriche, al fine di evitare di creare ulteriori sollecitazioni torsionali. Ma soprattutto è fondamentale la capacità della struttura stessa di dissipare la maggiore quantità di energia possibile. In effetti le costruzioni sollecitate da azioni sismiche non seguono più la legge di proporzionalità tra tensioni e deformazioni in campo elastico, ma subiscono deformazioni elasto-plastiche alterne. La probabilità di non collassare, quindi, è tanto maggiore quanto più alta è la quantità di energia che la struttura riesce a dissipare, cioè quanto è maggiore la possibilità di deformarsi plasticamente, ovvero quanto più la struttura è duttile, o se si vuole meno resiliente (essendo la duttilità espressa dal rapporto tra la deformazione ultima alla rottura e la massima deformazione elastica). Ma le costruzioni murarie possiedono una scarsissima elasticità e duttilità e la dissipazione di energia, che non può avvenire in seguito a deformazioni plastiche diffuse, si manifesta soltanto man mano che si formano le fratture e l'edificio si scinde in varie parti, vedendo ridotta la rigidità generale.

Fig. 71 - Lesioni a croce nei muri paralleli alla direzione del sisma e distacco di quelle normali. Sollecitazioni di andata e di ritorno del sisma



A livello fessurativo, i moti ondulatori determinano le caratteristiche lesioni a croce di S. Andrea, con uno dei rami a  $45^\circ$  sull'orizzonte e l'altro a  $-45^\circ$ , intersecantisi nella sede dei corrispettivi ventri fessurativi, che possono presentare solo uno dei rami diagonali, se la scossa non è tanto forte da ritornare indietro con intensità abbastanza elevata. Tali discontinuità si riscontrano nei muri paralleli all'onda sismica, che risultano essere i meno danneggiati dalle scosse. L'entità del dissesto, in questo caso, oltre che

dalla consistenza e dall'omogeneità dell'ossatura muraria, dipende anche dalla disposizione e dalla dimensione delle aperture: se le finestre sono piuttosto grandi con parapetti sottili e mal collegati lateralmente, le pareti si comportano come semplici mensole verticali indipendenti e possono crollare. Le murature più danneggiate sono però quelle disposte normalmente al sisma e soggette al moto sussultorio: comunque, se riescono a non crollare, presentano delle rotture a catenaria, nelle parti terminali. Lesioni paraboliche tipiche dei cedimenti sono invece prodotte da scosse sussultorie lievi: in effetti l'assessamento del sottosuolo dopo l'urto, provocando l'abbassamento del piano d'impianto, determina il cedimento.

# Catalogo

dal greco *kata-èigen*,  
“*Ordinare*”



## L'analisi e la diagnosi delle lesioni

La seguente parte di elaborato comprende due grandi argomenti: il primo tratta della catalogazione delle patologie murarie frequenti, la seconda della verifica virtuale dei cinematismi che le originano. Il lavoro di ricerca si è quindi suddiviso in due momenti fondamentali: una prima fase di ricerca bibliografica e sul campo di casi di dissesti murari, con le conseguenti lesioni e deformazioni, e una seconda fase rielaborazione e di validazione delle ipotesi attraverso l'utilizzo di un software.

Considerando la vastità dell'argomento, sia nel senso orizzontale di quantità di differenti tipologie costruttive con relativi dissesti, sia nel senso verticale dell'approfondimento a scale sempre più dettagliate di ricerca, si è deciso di porre dei limiti ben precisi a questo studio, dei paletti che possano aiutare a circoscrivere l'area di ricerca ed il grado di approfondimento. Per l'appunto è stata considerata la tecnologia costruttiva della muratura, ovvero corsi di blocchi di materiale lapideo, con interposti giunti di un materiale legante. Le tipologie di manufatti esaminati inoltre possono essere racchiusi dentro la sfera delle costruzioni tipiche della tradizione europea, in particolare quella italiana. Un certo tipo di archi e volte per esempio, possono essere ritrovate solamente in alcune aree geografiche e sono tipiche espressioni di una cultura e di un momento storico molto preciso. Il tentativo di comprendere tutte le strutture murarie, con relativi dissesti, rappresenta un'ambizione enciclopedica che richiederebbe molto più tempo e conoscenze. La vastità dell'ambito è risultata molto evidente nel momento in cui si sono esaminate le volte, accorgendosi dell'effettiva rarità di alcune tecnologie costruttive nella penisola italiana, e al contrario, dell'unicità di alcuni esempi presenti qui e non all'estero.

Alla base della seguente ricerca si può ritrovare sia un approccio statistico, sia in uno specifico *sui generis*. Infatti è stato molto semplice trovare casi di alcuni tipi di volte con riconoscibili quadri fessurativi, mentre è stato molto più difficile individuarne altri, tipicamente sottoposti a sforzi particolari e con una situazione fessurativa riconducibile ad altri casi analoghi. Si può

interpretare la seguente ricerca come una commistione di casi bibliografici, studi teorici svolti nel passato e nel presente, e una buona quantità di osservazioni dirette. La collezione di quadri fessurativi sui vari manufatti ha richiesto la consultazione dei manuali di riferimento per la tematica, ma soprattutto di tanti articoli di ricercatori o professionisti impegnati nel settore. Grazie alla loro conoscenza è stato possibile creare una base di indagine, sulla quale poi è stato pensato e redatto il *catalogo delle fessurazioni*.

### *Caratteristiche della muratura*

La prima operazione necessaria per contestualizzare esattamente il lavoro svolto è analizzare il materiale che sta alla base di tutto lo studio, al fine di proporre dei modelli affidabili e condivisi, accennando inoltre a quei parametri che ne regolano lo studio nel panorama attuale.

Il D.M. '87 suddivide le murature in base al tipo di elementi resistenti, che possono essere naturali (pietra e pietrame) o artificiali (laterizio normale o alleggerito). Per quanto riguarda la prima categoria, pietra e pietrame oggi sono poco utilizzate per le murature e sono utilizzate quasi esclusivamente come rivestimento di strutture. Il processo produttivo comunque prevede che le pietre vengano estratte in cave, a seconda del luogo e della vicinanza del cantiere, poi sbazzate per il trasporto e infine rifinite in cantiere. Per quanto riguarda invece i laterizi, questi hanno un procedimento di produzione che si è evoluto molto nel tempo. La materia prima usata per i mattoni è l'argilla, costituita da silice, allumina e acqua con quantità variabili di ferro e materiali alcalini. L'argilla, estratta da apposite cave, per sua proprietà è in grado di assorbire una grande quantità d'acqua, fino al 70%, in modo da poter essere modellata plasticamente. Durante l'indurimento il materiale diviene solido, con un ritiro di circa il 5 - 15% proporzionalmente alla quantità di acqua che conteneva. L'argilla viene estratta, trattata e omogeneizzata il più possibile, successivamente viene stagionata per ottenere caratteristiche uniformi. Si passa poi alla fase di formatura, con cui si dà forma al mattone e poi all'essiccamento che consente di eliminare gradualmente la maggior parte dell'acqua contenuta. Infine si passa alla cottura vera e propria. Per questa, in origine si utilizzavano forni a fuoco discontinuo

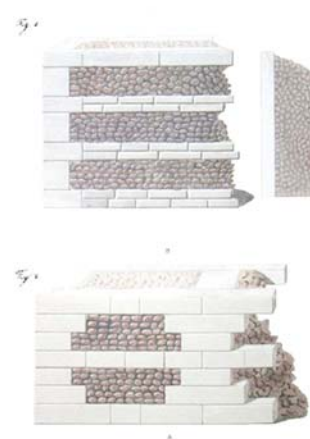


Fig. 72 - Tipi di paramenti murati secondo i manuali di tecnologie costruttive



alimentato a legna, nei quali venivano inseriti a freddo i mattoni preventivamente impastati ed essiccati.

Venne poi introdotto il forno Hoffmann per la produzione a ciclo continuo che consentì di migliorare la metodologia, la velocità e la qualità di produzione. Attualmente la cottura viene effettuata in forni a tunnel nei quali i mattoni cuociono per 30 ore a temperature di 1050°, garantendo omogeneità al mattone. L'essiccamento viene fatto attraverso essiccatoi statici in camere con umidità controllata dove il mattone rimane per 25 ore. La fase più critica comunque è sicuramente quella della cottura, dove la temperatura deve essere quanto più omogenea e l'apporto di ossigeno costante per avere un mattone con buone proprietà meccaniche finali. In passato, con i forni a legna, per scarsi apporti di ossigeno o disomogeneità nelle temperature, si aveva una grande variabilità nella qualità dei mattoni che uscivano dal ciclo produttivo. Mattoni poco cotti, chiamati *albasi*, risultano essere poco resistenti e molto porosi, quindi aperti alle intemperie e agli agenti esterni. Al contrario mattoni molto cotti, detti *ferrioli*, sono vetrificati, deformati, molto rigidi e poco porosi, ma al tempo stesso molto poco aderenti alla malta. Nelle murature storiche gli albasi e ferrioli si possono individuare facilmente dal colore. I primi infatti sono di colore giallo tendente al chiaro, mentre i ferrioli sono di colore bruno scuro.

Per quanto riguarda le proprietà chimico - fisiche il laterizio è un materiale generalmente piuttosto poroso. Tale porosità permette una buona aerazione dei muri, un migliore smaltimento dell'umidità estiva e in generale un buon comportamento termo - igrometrico, in quanto buona resistenza all'attraversamento da l'aria intrappolata garantisce una parte del flusso termico. Tuttavia dall'altra parte, la porosità alta permette all'umidità e agli agenti esterni di infiltrarsi nei laterizi, con la possibilità di creare differenti problemi, di tipo chimico e di tipo fisico. Uno di questi è sicuramente l'alternarsi di cicli di gelo/disgelo che sottopongono l'umidità presente nei pori ad elevate pressioni, con il rischio di espulsioni di materiale o degradi delle malte e dei laterizi. Con l'ingresso di umidità nei pori si possono poi avere cristallizzazioni dei sali solubili disciolti in essa, che possono portare alla formazione di efflorescenze sulla superficie, o, nei casi



Fig. 73 - Efflorescenze saline che determinano uno stato di degrado avanzato in una muratura storica

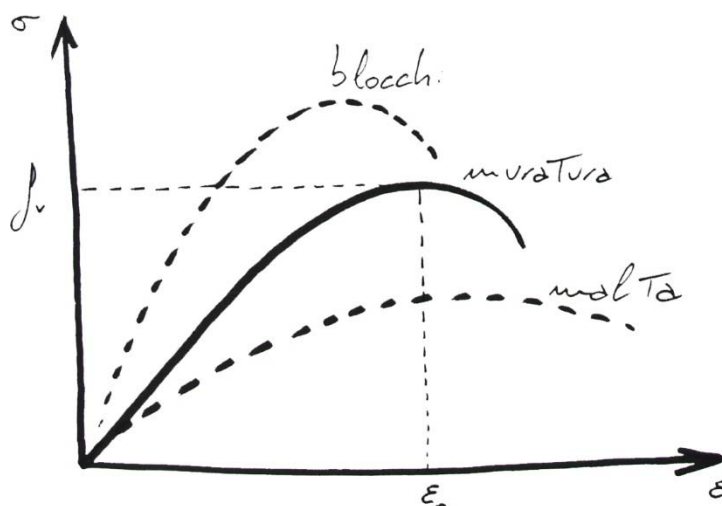
peggiori, sub - efflorescenze interne che possono creare, anche in questo caso, pressioni molto elevate.

Attraverso una elevata porosità e il conseguente assorbimento di umidità, si possono avere anche attacchi di tipo chimico che alterano la composizione dei costituenti dei materiali o determinano la formazione di nuovi composti all'interno dei pori. Attacchi solfatici o attacchi atmosferici possono infatti causare reazioni chimiche con le malte o con i laterizi che portano alla creazione di composti espandenti come gesso o ettringite, che causano disgregazione e sfarinamento del materiale. Infine si possono avere anche degradi di tipo biologico, ovvero la formazioni a causa dell'elevata umidità di alghe, funghi o licheni, sulla superficie della muratura. Detti organismi si sviluppano una patina verdastra sulla superficie del materiale che, oltre ad alterare l'aspetto estetico della muratura, possono interagire a causa delle soluzioni acide prodotte dal loro metabolismo, con le malte cementizie. Rientra in questa categoria anche il degrado prodotto dall'accrescimento di piante e di radici sulla superficie delle murature. Queste si sviluppano e crescono a causa dell'elevata umidità e causano elevate azioni meccaniche sulle murature, dovute all'espansione delle radici. La proprietà (e la causa) fondamentale per prevenire degradi delle murature è quindi la porosità. Questa viene misurata essiccando laterizi interi in stufa fino a quando il peso non diventa costante. I laterizi vengono poi immersi in acqua pura per 48 ore e al termine di questo periodo si misura la differenza di peso. In seguito si eseguono prove per verificarne le proprietà meccaniche. La prova di resistenza a compressione si effettua per il laterizio pieno tagliando a metà il mattone e sovrapponendo le due parti che devono essere fissate con pasta di cemento. Dopo sette giorni di stagionatura vengono spianate con una fresa le facce e successivamente si procede allo schiacciamento di quattro provini secchi e quattro imbevuti di acqua. Un buon mattone pieno, di moderna produzione, possiede una resistenza di circa 25 N/mm<sup>2</sup>. Su provini forati la prova viene effettuata in direzione ortogonale ai fori, si procede poi a normalizzare la resistenza moltiplicando per un coefficiente che tiene conto delle effettive dimensioni dell'elemento.

Un differente discorso vale per le malte. Infatti i mattoni nelle murature sono tenuti insieme per mezzo di

malte, composte da sabbia, legante e acqua, impastati tra loro in opportune proporzioni per ottenere un impasto fresco di consistenza adatta all'uso, che ha la capacità di indurire in un tempo più o meno lungo. Secondo il D.M. '87 le malte sono classificate in base alla resistenza (decrescente a compressione) in quattro classi, da *M1* ad *M4*. La resistenza caratteristica delle malte nuove viene determinata attraverso prova su tre provini prismatici di dimensioni 40x40x60 mm. Tuttavia risulta complesso stimare le caratteristiche di resistenza di malte storiche, di cui risulta sconosciuta l'esatta composizione. Il primo passo consiste nell'esecuzione di un'analisi chimica effettuata su campioni prelevati in sito, tramite carotaggi, che evidenzia la composizione della malta.

Fig. 74 - Grafico che mette in relazione il legame sforzi - deformazione dei materiali presi singolarmente e la risposta globale della muratura



Per quanto detto, risulta chiaro che la muratura, costituita da malta e paramenti in mattoni o pietra, è strutturalmente disomogenea. Come vedremo infatti, non è possibile conoscere le caratteristiche di resistenza della muratura stimandola a partire da quella materiali componenti presi singolarmente, in quanto un ruolo fondamentale è giocato dalla qualità della realizzazione, e il comportamento finale può essere diverso da quello dei singoli costituenti. La muratura inoltre ha una scarsissima resistenza a trazione, come del resto i suoi due elementi, e viene quindi modellata come materiale non resistente a trazione. La resistenza dipende da vari fattori, ad esempio resistenza, tipologia, rapporto altezza/spessore, porosità dei laterizi o delle pietre, della malta, dalle caratteristiche di realizzazione e di lavorazione della muratura. Da prove sperimentale effettuati su provini di muratura adeguatamente stagionati e caricati si ottiene una correlazione tra resistenza caratteristica della muratura  $f_k$

e resistenza dei suoi componenti. In particolare si evidenzia che la resistenza della muratura è influenzata principalmente dalla resistenza dei mattoni e che l'utilizzo di una malta più resistente ha poca influenza sul totale, soprattutto quando vengono usati mattoni poco resistenti. Questo deve essere tenuto in conto quando si analizzano le murature antiche nelle quali le malte possono avere scarsa resistenza, ma i mattoni sono di buona qualità.

Infatti va osservato che la resistenza di una muratura costituita con buoni mattoni e malta scadente è decisamente superiore a quella della malta stessa, che in questo caso funziona solo da elemento ripartitore degli sforzi. Si ha così che a parità di resistenza della malta, le caratteristiche di resistenza della muratura aumentano in modo poco meno che lineare con l'aumento della resistenza del laterizio. Tuttavia nel calcolo ingegneristico la muratura viene ipotizzata come un continuo omogeneo nel quale viene trascurata anche la non linearità del materiale, utilizzando i modelli dell'elasticità lineare. Quanto detto tuttavia si riferisce ancora a murature di nuova costruzione. Per poter intervenire su murature vecchie è necessario stimare la resistenza tramite prove meccaniche distruttive o non distruttive. In ogni caso è corretto stimare il comportamento a compressione di una muratura come intermedio tra quello della malta e quello dei mattoni.

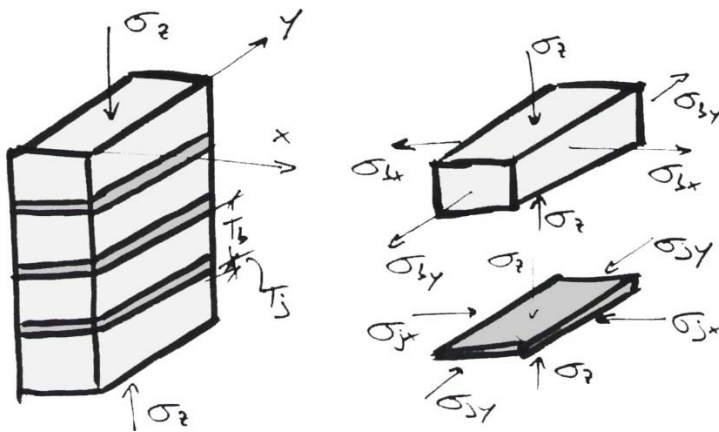


Fig. 75 - Schema delle pressioni che insistono sui vari elementi in una muratura

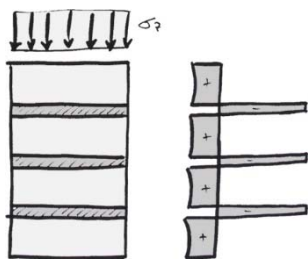


Fig. 76 - Diagrammi di sforzo in una muratura sottoposta a carico distribuito verticale

A compressione, al crescere del carico assiale, la crisi si presenta con lo sviluppo progressivo di fessurazioni verticali parallele all'asse di carico, conseguenti allo sviluppo di trazioni ortogonali a quelle di compressione. La causa della trazione è uno stato di coazione che si instaura all'interno del materiale in conseguenza del differente comportamento deformante tra malta e laterizi. Al crescere del carico assiale infatti la malta viene a trovarsi in uno stato di compressione tri - assiale per effetto del contenimento esercitato dai laterizi, che si trovano soggetti a trazioni ortogonali all'asse di carico (effetto Poisson). La malta, come dimostrato da Hilsdorf, risulta così confinata tri - assialmente e così la muratura riesce a resistere a tensioni di compressione maggiori a quelle massime consentite dalla malta presa singolarmente (di solito considerando un sistema composto da due componenti la resistenza massima è data dalla resistenza minore dei due elementi).

Per questa ragione risulta difficile la formulazione di una legge costitutiva univoca. Nel tempo molte sono state sviluppate, tuttavia le più utilizzate risultano essere quella di tipo parabolico o logaritmico. Come detto, la resistenza meccanica della muratura è molto influenzata dalla qualità realizzativa della stessa. A parità di materiali, due murature, una realizzata con le regole dell'arte e l'altra realizzata non ottimamente, possono differire nella resistenza anche del 30%. Le regole per avere una buona muratura sono, dunque: il corretto riempimento dei giunti di malta verticali e orizzontali, che se non eseguito correttamente crea discontinuità nella distribuzione delle tensioni e porta a riduzioni di resistenza fino al 35%. Il corretto spessore dei letti di malta: è molto importante infatti che lo spessore dei giunti resti costante e di dimensione pari a circa 8-10 mm, infatti se tale spessore diventa troppo elevato la malta non risulta più confinata tri - assialmente, e la resistenza della muratura diminuisce sensibilmente, avvicinandosi a quella della malta. Il corretto sfasamento dei giunti verticali, il quale deve essere il maggiore possibile al fine di utilizzare la massima area possibile per contrastare lo scorrimento orizzontale. Corretto allineamento verticale dei blocchi, e corretta posa: infatti esposizioni a climi troppo caldi dopo la posa causano una veloce evaporazione dell'acqua che blocca l'idratazione del cemento, con sensibili riduzioni di resistenza. La corretta umidità dei blocchi: infatti nel caso

questi siano molto assorbenti, si avrebbe un elevato assorbimento di acqua della malta da parte dei mattoni. Per questo prima della posa dei mattoni stessi è buona norma bagnarli o inumidirne la superficie.

Per quanto riguarda la classificazione meccanica delle murature, oltre alla classificazione tipologica effettuata in precedenza, è necessario in alcuni casi fornire una classificazione che si basi sulla resistenza delle murature. Le murature storiche sono le murature che costituiscono struttura portante degli edifici analizzati in questo lavoro. La resistenza meccanica della muratura storica è caratterizzata, per i motivi detti in precedenza, dalla sua tessitura e dalle caratteristiche dei suoi componenti. Fondamentale risulta la valutazione della qualità della muratura, la realizzazione con le regole dell'arte, la pezzatura degli elementi compositivi e gli eventuali dissesti. Nella normativa vengono classificate undici tipologie di muratura, delle quali le prime sei sono riferite a muratura storica, e ne vengono suggeriti parametri meccanici massimi e minimi e peso specifico. Se si conoscono motivazioni tali da ritenere che la muratura possa avere un migliore comportamento strutturale rispetto a quello assegnatole, come interventi di restauro o consolidamento passati, si interviene utilizzando coefficienti correttivi migliorativi della resistenza.

#### *Dall'anamnesi alla diagnosi*

In questo paragrafo si tratta l'approccio che permette di approfondire le conoscenze riguardo un determinato manufatto. Infatti la diagnosi strutturale di un organismo edilizio è da considerarsi assolutamente necessaria al fine di stabilire la sicurezza dell'organismo stesso. È la struttura, ovvero l'insieme di elementi da cui è costituita, a sostenere e ripartire i carichi da un punto all'altro dello spazio, e in ultima analisi a trasferirli dal punto di applicazione al sistema di riferimento generalmente costituito dal suolo. La verifica della sua efficienza è dunque basilare affinché l'edificio possa dirsi sicuro. Ovviamente l'interpretazione di un eventuale quadro fessurativo, e con esso degli altri possibili sintomi di dissesto quali deformazioni o fuori piombo, occupa un posto importante in questa fase di verifica: grazie ad esso

infatti si possono valutare eventuali movimenti della struttura e prevenire di conseguenza ulteriori dissesti.

Tuttavia la diagnosi non può fondarsi solo su un'interpretazione dei cinematismi in atto, ma deve comprendere una serie di altre analisi, che concorrono a definire lo stato di salute dell'edificio, contribuendo così a stabilirne il grado di sicurezza. Benché l'argomento cardine della presente tesi siano i fenomeni fessurativi, è comunque opportuno, per esigenze di completezza, fornire una visione globale delle varie fasi di analisi che caratterizzano la diagnosi strutturale. Anche in questo caso non è possibile coprire tutti gli argomenti trattati, ma piuttosto è importante focalizzare l'approccio metodologico corretto in questo tipo di diagnostica. Mutuando la terminologia dal campo medico, possiamo dividere il complesso di operazioni necessarie in più fasi: *anamnesi*, ovvero la storia dell'edificio supposto malato, *l'analisi*, quindi tutti gli esami di vario tipo sul suo stato di salute, *diagnosi e prognosi*, ovvero il giudizio sulle sue condizioni attuali e sull'ulteriore decorso ipotizzabile, con prescrizione di eventuali interventi necessari.

Fig. 77 - Incisione del Palazzo Doria di Genova, eseguita da Audot nel 1836



In medicina, con il termine *anamnesi* si indica la "storia clinica di un infermo". Trasferendo il concetto al campo della diagnostica strutturale si può dire che l'anamnesi è la ricostruzione delle vicissitudini storiche di un edificio, che portano a conoscenza del progettista interventi di recupero, modifiche, aggiunte o demolizioni eseguite nel passato, e può essere di grande aiuto nel valutare le sue condizioni attuali. Inoltre la storia del fabbricato può dare indicazioni sui materiali e le tecniche

utilizzate nella sua realizzazione, aiutando a definirne il probabile comportamento meccanico. Non ultimo, l'indicazione della risposta data dall'edificio in occasione di eventi traumatici passati, quali terremoti o bombardamenti, fornisce notizie interessanti sulle sue reali prestazioni e potenzialità future.

Contrariamente a quanto si possa pensare, la fase di anamnesi non si esaurisce nella ricerca di documentazione storica che, seppur preziosissima, è spesso altrettanto rara e limitata ad edifici monumentali. È infatti possibile reperire informazioni importanti anche *in situ*, dal momento che l'edificio, con i segni degli interventi che su di esso si sono succeduti, è un archivio di se stesso e consente la ricerca e la ricostruzione di restauri precedenti. Per fare alcuni esempi si pensi ai tamponamenti realizzati con materiali diversi, che denotano la chiusura di porte e finestre o la presenza di canne fumarie. O anche all'esistenza di catene nelle capriate o in ambienti voltati, che denuncia interventi atti a limitare la spinta orizzontale di questi elementi strutturali sulle pareti esterne. Analogamente l'osservazione di fori di intestatura delle travi di solaio, è sintomo di una probabile sostituzione dello stesso, così come la presenza di regge metalliche in pareti divisorie può indicare una successiva suddivisione interna dei locali. Tutte queste fasi, qui elencate in modo generico, verranno poi effettivamente applicate in un caso studio elencate nei prossimi capitoli.

Se la fase di anamnesi può contribuire a interpretare le cause delle attuali condizioni di salute dell'edificio non può però da sola definirne lo stato di fatto. Infatti, per stabilire se l'edificio sta bene, ovvero se è in condizioni di sicurezza, è necessario valutare se la sua struttura portante, realizzata con quei determinati materiali, è in grado di resistere alle sollecitazioni provenienti dai carichi agenti e da fattori esterni imprevedibili. A questo scopo tre sono i settori sui quali occorre indirizzare ulteriori indagini, ovvero la *geometria*, che consente di definire il modello strutturale, i *materiali* che consentono di definire il limite di tollerabilità degli sforzi indotti, fornendo anche parametri indispensabili da inserire nel modello strutturale, ed i *carichi*, che consentono di stabilire, in base al modello strutturale ipotizzato, le sollecitazioni cui è soggetta la struttura.



*L'analisi del quadro fessurativo*

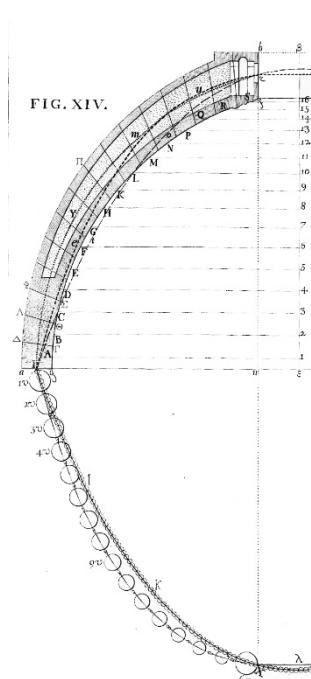


Fig. 79 - Anamnesi effettuata da Poleni sulla cupola di S. Pietro nel 1787



Fig. 78 - Ricostruzione di un edificio di culto attraverso rilievo a laser scanner

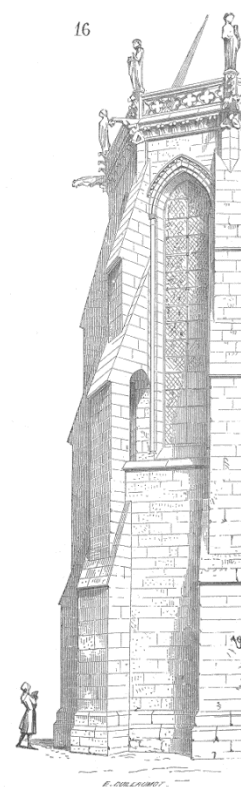
Al fine di poter eseguire correttamente le operazioni sopra accennate di anamnesi ed analisi, occorre disporre delle corrette informazioni, ricavabili attraverso un rilievo completo della struttura in osservanza. Conoscere la geometria dell'edificio analizzato è di fondamentale importanza per definirne un modello strutturale, attraverso il quale si sarà in grado di valutare le condizioni statiche dell'edificio stesso. Avere a disposizione piante a diverse quote e sezioni caratteristiche significa infatti poter osservare la situazione nella sua globalità: ciò consente di evidenziare anomalie strutturali, pareti in falso, fuori piombo e tutti quegli elementi che determinano un'irregolare distribuzione dei carichi, e possono costituire di conseguenza fattori di pericolo. Gli stessi elementi, in mancanza di una visione d'insieme, potrebbero sfuggire all'attenzione del progettista o apparirgli non significativi.

Purtroppo raramente si dispone a priori di un rilievo geometrico, soprattutto nel caso di edifici in muratura, che spesso datano diversi decenni, se non addirittura secoli. In questo caso è dunque opportuno provvedere alla realizzazione del rilievo prima di ogni altra cosa: infatti le informazioni ottenibili in questa fase sono di fondamentale importanza per stabilire ulteriori analisi e approfondimenti. Per eseguire il rilievo geometrico esistono molte tecniche, alcune classiche e consolidate, altre modernissime che utilizzano varie tecnologie e strumentazioni, come il *laser scanner* o addirittura l'utilizzo di *satelliti* e *quadcopter*. Tutti questi rappresentano dei mezzi per ottenere una completa conoscenza metrica dell'edificio o del corpo da studiare, nel suo esterno e nei suoi interni. Esistono però zone dell'edificio inaccessibili, di cui non è possibile effettuare il rilievo in questo modo se non si procede a scavi o perforazioni distruttive (è il caso, per esempio, di solai controsoffittati e canne fumarie). In queste situazioni si rivelano utili metodi o strumenti non invasivi quali *l'endoscopia*, *la termografia*, e *la spettroscopia sonica*.

Comunque venga eseguito il rilievo, risulta di fondamentale importanza la contemporanea osservazione e restituzione grafica di un eventuale quadro fessurativo presente, caso piuttosto comune nel caso di edifici realizzati in muratura che, come si è già avuto modo di spiegare nei precedenti capitoli, è un materiale che ha una scarsa resistenza a trazione. Si è visto come la fessurazione sia una manifestazione di un rilascio delle tensioni, e testimonianza dell'esistenza di uno stato di sforzo che comportava una componente principale di trazione in direzione perpendicolare a quella della fessura. Sebbene quindi la lesione sia una manifestazione di un dissesto statico, è importante sottolineare come la presenza di uno stato fessurativo non sia automaticamente indice di un imminente collasso della struttura: spesso infatti la struttura ha semplicemente raggiunto un nuovo stato di equilibrio, pur non rispettando in alcune parti la continuità originaria. Infatti gli edifici lesionati che sono stati studiati sono generalmente in muratura, e quindi strutturalmente concepiti come strutture iperstatiche. Questo significa che hanno altre risorse su cui contare, ed in caso di lesioni passano semplicemente ad una configurazione meno iperstatica o isostatica, avvalendosi della mutua collaborazione delle zone adiacenti di materiale resistente, che consentono loro di redistribuire gli sforzi.

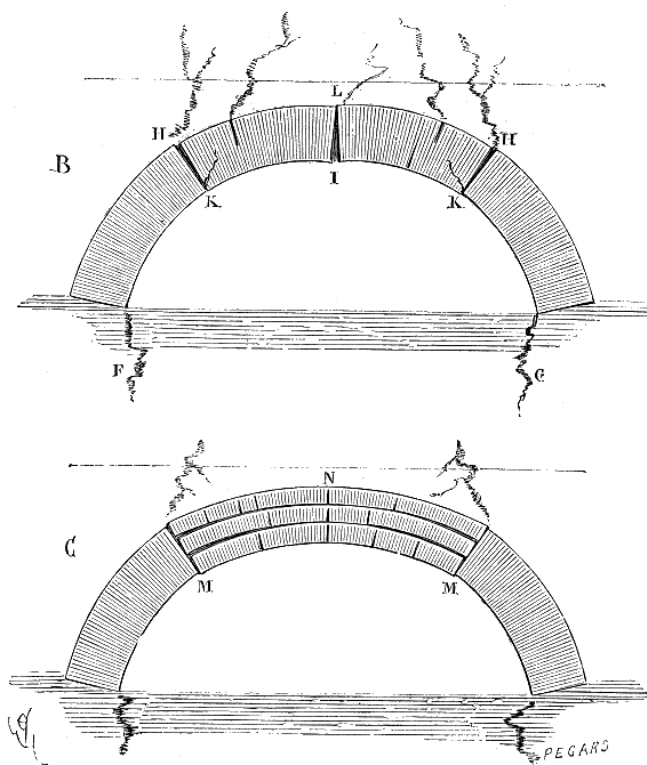
Diventa quindi fondamentale distinguere i quadri fessurativi pericolosi da quelli invece ormai consolidati e innocui. In quest'ottica è importante quindi un primo *esame visuale* della struttura, durante il quale si distingueranno le lesioni significative da quelle non significative (intuitivamente, comunque, saranno più pericolose, e degne di esame più accurato, le lesioni sulle strutture portanti, su pilastri e colonne, per esempio. Importante è comunque non fermarsi ad un'osservazione superficiale della struttura: spesso nei confronti di un edificio non si sa dove guardare, e allora si guarda dappertutto in maniera superficiale. Bisogna invece sapere cosa e dove cercare per poterlo con sicurezza vedere. Nel caso delle strutture murarie, le lesioni si concentrano in zone vicine a cambiamenti di spessore o materiale, vicine ad aperture e vani, o vicine a punti di applicazione di carichi concentrati. Una volta individuate le lesioni più significative, bisogna allora osservarle attentamente, in quanto contengono diversi parametri da

Fig. 80 – Contrafforte della cattedrale di Mans in un'incisione di E. Guillaumot



considerare, che ci parlano dello stato di salute dell'edificio. Innanzitutto è importante capire l'età di una fessura, ovvero quando si è originata: se è vecchia, infatti, potrebbe essere ormai assestata e non più nociva, in quanto il dissesto che l'ha originata può essere definitivamente esaurito. A questo proposito, sebbene non sia possibile determinare l'epoca in cui iniziò il processo fessurativo basandosi sullo stato delle superfici di frattura dei cigli, perché l'invecchiamento della frattura e dei cigli dipende oltre che dal tempo, dalle condizioni d'ambiente (stato d'umidità delle pareti, presenza di esalazioni, materie luride, prodotti della combustione, polvere, ecc.), l'osservazione dei cigli fessurativi ci fornisce qualche elemento utile, se non per datare con precisione, almeno per definire se una frattura è vecchia o recente. Nel primo caso le ciglia di frattura sono sbeccate, arrotondate, annerite e polverose, con all'interno muffa, terriccio, ragnatele, etc. Nel secondo caso, le ciglia di frattura sono a spigolo vivo, taglienti, con superfici di rottura pulite e chiare.

Fig. 81 - Studio dei dissesti statici incluso dentro l'*Enciclopedia* di Viollet le Duc



Altri parametri spia della pericolosità di una lesione sono la sua profondità e la sua ampiezza: è infatti importante capire se la lesione è d'intonaco, se è superficiale o profonda. A questo scopo, se possibile,

sarebbe bene mettere a nudo la lesione stessa, scrostando l'intonaco o eventuali rivestimenti. Per fare alcuni esempi, le fessure reticolari nell'intonaco, di larghezza compresa tra 1 e 3 mm non hanno carattere statico in quanto sono causate dalla contrazione dell'intonaco durante l'asciugamento. Analogamente le lesioni superficiali hanno larghezza variabile tra i 3 e i 5 mm, e non preoccupano la stabilità dell'edificio. Invece le lesioni profonde, di larghezza superiore agli 8 mm, vanno studiate ed analizzate in profondità, secondo l'inclinazione preponderante, per poter dedurre, in base ai principi teorici dei capitoli precedenti, il dissesto statico imputato, anche se raramente si tratta di uno soltanto. A questo proposito è comunque doveroso far notare come non sempre le fessure più ampie e profonde siano le più preoccupanti: ad esempio lesioni capillari ravvicinate (sintomo di schiacciamento) sono più pericolose di una sola lesione di ampiezza notevole. Nel caso si sia rilevata una fessura molto profonda, altro fattore importante da appurare è se si tratti di una lesione passante o meno, cioè se abbia determinato il distacco della muratura in due tronconi o no. La verifica risulta piuttosto semplice quando sia possibile accedere alla superficie retrostante il lato della parete sul quale è stata rilevata la fessura in questione: se lì si osserva la presenza di una crepa speculare alla precedente, e quindi ad essa corrispondente, si può concludere che la lesione è passante.

La semplice osservazione dei cigli fessurativi ci fornisce inoltre l'idea del possibile moto che ha interessato la struttura: se i cigli sono paralleli, allora la struttura ha subito una traslazione, uno scorrimento, se invece la fessura ha un andamento a  $v$  o a  $v$  rovesciata, allora c'è stata una rotazione. A questo proposito torna utile riconsiderare le diverse fasi fessurative: nella fase capillare progredita infatti, oltre alle forme fessurative si possono individuare i punti corrispondenti dei cigli e con essi le linee delle tensioni principali massime implicate nel dissesto. Per rendere utilizzabili tutte le informazioni derivanti da una corretta analisi del quadro fessurativo è fondamentale la sua rappresentazione grafica: il rilievo dovrebbe rendere evidenti non solo l'andamento geometrico delle lesioni nelle sezioni longitudinali, quindi in alzato, ma anche la loro profondità, il fatto che siano passanti o meno, e che siano localizzate su strutture

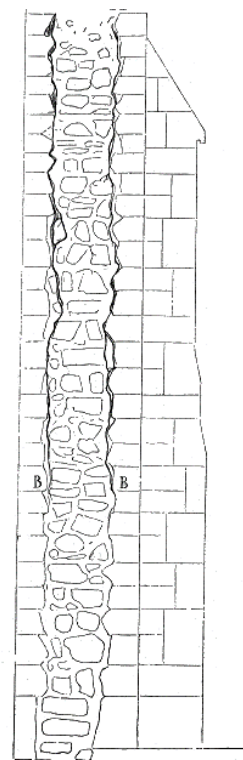


Fig. 82 - Esempio di sconnesione dei paramenti murari in una muratura "a sacco"

portanti o tramezzi. Tutte queste informazioni, fondamentali per una corretta interpretazione della situazione statica generale, andrebbero rappresentate sia sui prospetti e sezioni, dove a diverse altezze si potrà segnare a fianco della lesione la sua apertura e profondità rilevata *in situ*, sia sulle piante realizzate a diverse quote, dove si potrà indicare se si tratti di lesione passante, diffusa, isolata e così via.

Importante inoltre è appurare se le lesioni rilevate siano in movimento o meno: se continuano ad aprirsi è infatti sintomo che il dissesto è ancora in atto e sarà di conseguenza necessario valutare un qualche tipo di intervento volto a limitare danni ulteriori alla struttura. In caso contrario, cioè se le fessure sono ferme, è probabile che la causa perturbatrice sia ormai esaurita, e conseguentemente la struttura non corra ulteriori rischi di collasso. In ogni caso andrà valutata la necessità di interventi riparatori dei danni già occorsi. È doveroso sottolineare come, anche nel caso in cui la struttura non manifesti lesioni caratteristiche, sia importante prolungare il tempo di osservazione: l'apparizione delle lesioni infatti non è simultanea ma ritardata rispetto al perturbamento, in quanto il materiale murario in dissesto è restio ad adattarsi alle nuove condizioni di equilibrio e denuncia con ritardo i quadri caratteristici di faticenza (si parla di isteresi fessurativa).

#### *Le prove sui materiali*

Una volta ricostruito geometricamente il modello (virtuale o grafico) del manufatto in analisi, è necessario recepire informazioni sul tipo di materiale che lo caratterizza, in modo che la risposta fornita dal modello sia il più possibile vicina a quella reale. A questo scopo è fondamentale conoscere le caratteristiche di deformabilità e resistenza dei materiali di cui è costituito l'edificio. La *deformabilità* è necessaria per determinare il tipo di risposta della struttura in funzione dei carichi applicati. In altre parole bisogna arrivare a conoscere la *rigidezza*  $E$ , che definisce il legame costitutivo del materiale, quantificando il rapporto tra sforzi e deformazioni da essi indotte. La *resistenza* consente al progettista di valutare il margine di sicurezza locale della struttura: infatti essa fornisce un valore di rottura (da cui si può risalire al valore di sforzo ammissibile) da

confrontare con lo stato di sforzo cui la struttura risulta essere soggetta in base alla simulazione fornita dal modello strutturale. La definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti la struttura in analisi è un'altra fase molto delicata del processo diagnostico. È quindi opportuno fornire una panoramica delle analisi più diffuse a questo scopo.

Le prove non distruttive forniscono risultati qualitativi piuttosto che quantitativi, e per questo motivo vanno tarate mediante prove di tipo distruttivo. Tra i più significativi metodi di questo tipo si ricordano il *metodo sclerometrico*, che consiste nel misurare l'altezza di rimbalzo di una massa proiettata con adeguata energia contro la superficie da saggiare, risalendo alla resistenza del materiale, il *metodo di penetrazione*, che consiste nel misurare la penetrazione nel materiale di una sonda sparata da una pistola che utilizza cariche di potenza nota (anche in questo caso è possibile risalire alla resistenza del materiale). Un altro è il *metodo di estrazione*, che consiste nell'estrarre un bullone ad espansione dal materiale da saggiare, ottenendo così informazioni sulla resistenza meccanica, ed infine il *metodo degli ultrasuoni*, che consiste nella ricezione di un impulso ad alta frequenza a cui viene fatto attraversare il materiale in esame, ottenendo così informazioni sulla sua rigidità.

Le prove distruttive invece sono prove di laboratorio eseguite su campioni di materiale prelevati *in situ*. Il prelievo va fatto con accuratezza affinché i campioni risultino indisturbati e non falsino i risultati delle analisi. Va da sé che la scelta del luogo dove effettuare le estrazioni di materiale vada fatta in punti rappresentativi di zone di materiale omogeneo, precedentemente identificate con l'ausilio delle prove non distruttive. Senza dilungarsi sulle modalità di esecuzione, ci si limita a citare le prove generalmente effettuate: *prove di compressione*, *prove di trazione diretta e indiretta (prova brasiliana)*, *prove per determinare il peso per unità di volume (comprende la porosità) e il peso specifico assoluto (peso del materiale in assenza di cavità)*. Una prova che consente di determinare lo stato di sforzo *in situ*, e che essendo solo parzialmente distruttiva non rientra in nessuna delle categorie succitate, ma semmai si situa a cavallo di esse, è la *prova*

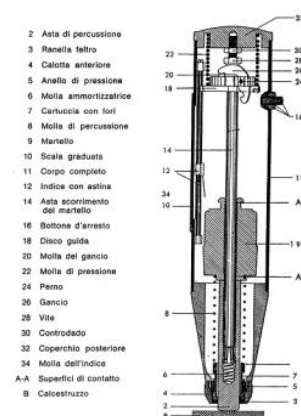


Fig. 83 - Dettaglio di uno sclerometro

con *martinetti piatti*, che è stata utilizzata nel caso studio di progetto.



Fig. 84 - Prova di compressione su un paramento murario

Un discorso a parte meriterebbero le prove da effettuarsi sul terreno di fondazione dell'edificio, parte tutt'altro che irrilevante per una corretta determinazione del modello strutturale. Spesso è proprio nella zona interrata della struttura che si devono ricercare le cause perturbatrici di dissesti statici che hanno causato problemi alla parte fuori terra. Vengono quindi elencate di seguito le pratiche più comuni di saggio del terreno: *prove penetrometriche*, sono prove *in situ* che consistono nel misurare la profondità di penetrazione di uno strumento, infisso nel terreno con determinati criteri noti e controllati; *vane test*: consiste nel misurare la coppia di torsione data dalla rotazione di uno strumento con alette, infisso nel terreno a una determinata profondità; *prova edometrica*, trattasi di una prova di compressione realizzata in laboratorio su un campione cilindrico cui viene impedita la dilatazione trasversale; *prova triassiale*, è sempre una prova di compressione realizzata in laboratorio, ma questa volta il campione è racchiuso in una guaina di gomma, ed è immerso in una cella d'acqua portata ad una determinata pressione di confinamento. Questo metodo consente di simulare con maggior precisione una prova di consolidazione, ottenendo le caratteristiche meccaniche più salienti del terreno oggetto di studio.

Una volta definito il modello strutturale e determinate le sollecitazioni indotte sulla struttura è necessario confrontarle con i valori delle tensioni ammissibili, calcolate per il materiale in questione durante la fase di analisi. Da questo confronto, che consente di quantificare il margine di sicurezza residuo dell'edificio oggetto di studio, scaturisce la *diagnosi*: in alcuni casi l'edificio viene giudicato sano mentre più spesso gli viene diagnosticata una certa "malattia" (ovvero un certo degrado) della quale si ipotizzano le più probabili cause. Parallelamente si cerca di prevedere quale sarà l'evoluzione nel tempo del degrado riscontrato, quindi si tenta di fare una *prognosi* che è spesso una delle fasi più difficili, dato il numero di fattori e incertezze in gioco. Analogamente, in base a quanto pronosticato determinerà la necessità di intervenire più avanti nel tempo, di svolgere ulteriori analisi in futuro, o di tenere

costantemente sotto controllo la struttura per un ulteriore periodo, posticipando ogni decisione riguardo la necessità di intervenire.

### *Lo studio tipologico*

Finite le premesse di tipo teorico si può passare allo studio delle tipologie di strutture analizzate nel presente lavoro. Come già anticipato nell'introduzione al capitolo, il bacino di osservazione entro il quale sono state selezionati i manufatti compresi nel catalogo, può esser bene o male ascrivibile alla penisola italiana. Nulla vieta in futuro di estendere la filosofia di questo lavoro anche ad altre tipologie di strutture, in altre parti del mondo, con le relative crepe.

Per quanto riguarda i paramenti murari e le strutture ad elevazione verticale, ovvero i primi casi del seguente catalogo, sono stati per lo più attinti dalla normativa e dall'abbondante manualistica di riferimento sull'argomento. In effetti si tratta della struttura elementare, già ampiamente trattata nel primo capitolo, che trova quindi un suo luogo nella catalogazione in quanto elemento primario costituente delle strutture più complesse. I dati offerti dalla normativa e dalla bibliografia a riguardo è stata quindi integrata con studi particolari eseguiti su manufatti più singolari quali le torri campanarie o i cinematismi di rottura delle lanterne, anche in seguito alle due grandi catastrofi sismiche dell'Abruzzo e dell'Emilia avvenute di recente.



Fig. 85 - Foto della cupola della chiesa di Santa Maria del suffragio a L'Aquila dopo il sisma del 2009

Molto più elaborato è stato lo studio delle strutture voltate in quanto, nonostante questo tipo di manufatti abbia sempre suscitato l'interesse di molti centri di ricerca e formazione, manca attualmente un campionario



unificatore quale il catalogo qui presentato. È stata quindi effettuata un'indagine caso per caso, dovendo confrontare lavori e ricerche fatte in diversi sedi e con diversi metodi, utilizzando come comun denominatore la lesione ed il relativo dissesto. Da qui l'esigenza di creare dei parametri che rendessero effettivamente confrontabili le volte tra loro. Chiaramente per quanto riguarda la volta a botte ci sono stati pochi problemi, essendo un argomento molto inflazionato a livello trattatistico, e molto usato come tecnologia costruttiva.

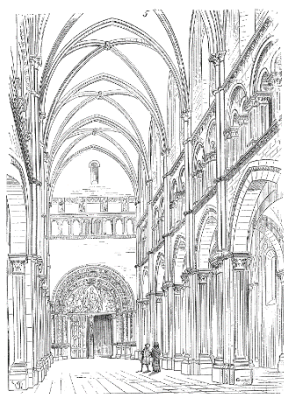


Fig. 86 - Illustrazione della navata voltata nell'abbazia di Cluny

I problemi sono iniziati con lo studio delle volte a crociera dove, seguendo le indicazioni poste all'inizio, si è preferito concentrarsi solo sulla tipologia *a tutto sesto*, evitando di approfondire le varie declinazioni di archi ribassati o acuti. Difatti la tipologia a crociera a tutto sesto è molto presente nella cultura italiana, soprattutto nella costruzione dei luoghi di culto, ed è stato possibile reperire molto materiale su questo caso. Diversamente sarebbe stato nel considerare le volte a crociera a sesto ribassato o rialzato, sicuramente meno comuni, e comunque variazioni sul medesimo tema. Questo tipo di coperture è infatti molto più comune nella tradizione nord europea, essendo legata particolarmente al movimento gotico, del quale l'Italia non è stato il primo esponente. Le volte a crociera considerate sono quindi descrivibili come l'incrocio tra due volte a botte semplici, generate da semicirconferenze regolari, e spesso associate a supporti di tipo puntuali, quali possono essere quattro colonne o altrettanti spigoli murari generati dall'incrocio ortogonale di otto paramenti.

Successivamente si è passati allo studio delle cupole, ed anche in questo caso è necessaria una precisazione sulla nomenclatura: come si può notare dal catalogo di

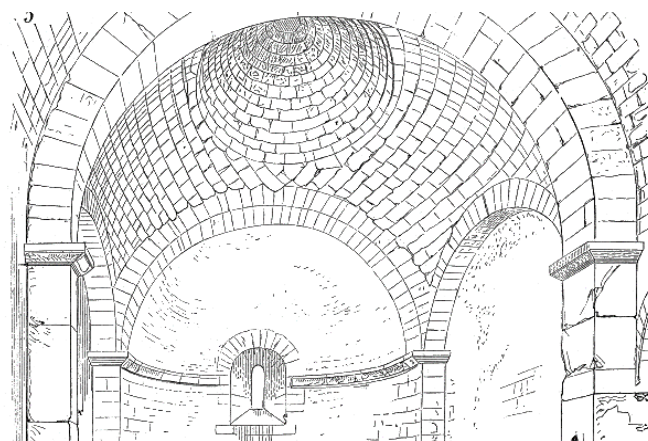


Fig. 87 - Cupola della cappella di Saint Ferrol

seguito, dentro la sezione delle cupole viene inclusa la volta a cupola poligonale. Noto il fatto che in verità si dovrebbe definire volta a padiglione a base poligonale, è stata comunque inclusa nella tipologia delle cupole non solo per le sue affinità dal punto di

vista del quadro fessurativo, ma soprattutto per le affinità nel loro uso: infatti è molto più facile associare queste forme complesse a coprire grandi luci, (e quindi più simili alle cupole emisferiche) piuttosto che voltare dei locali più contenuti, come nel caso delle volte a padiglione più classiche.

Inoltre anche le *volte a schifo* rientrano sotto la stessa famiglia di quelle a padiglione, e infatti vengono denominate correttamente ma poste subito dopo la trattazione delle prime, in quanto molti comportamenti sono simili, se non identici. In ultimo è doveroso esplicitare la grande difficoltà nel reperire materiale riguardante le *volte a vela*, che rappresentano un gioiello dal punto di vista formale e compositivo, e che sono state tanto poco studiate dal punto di vista dei dissesti strutturali.

Nel presente catalogo è quindi possibile leggere, attraverso una serie di schede, una sintesi dei dissesti murari che possono caratterizzare dei manufatti comuni. Come si può notare in seguito, per ogni caso è stato indicato il quadro fessurativo tipico e l'indicazione scritta o grafica della causa perturbatrice. Soprattutto per la sezione dedicata alle volte si è cercato di includere nelle immagini e nelle didascalie, tutte le informazioni relative ad una determinata lesione come l'andamento, lo spessore, l'ubicazione. Tutte queste informazioni sono utili per identificare e differenziare i diversi effetti di cause specifiche, costringendo il lettore o l'osservatore a focalizzarsi su vari aspetti che compongono una fessura. In questo modo si potrà fornire un'attenta analisi della lesione che permette una migliore comprensione dei dissesti.

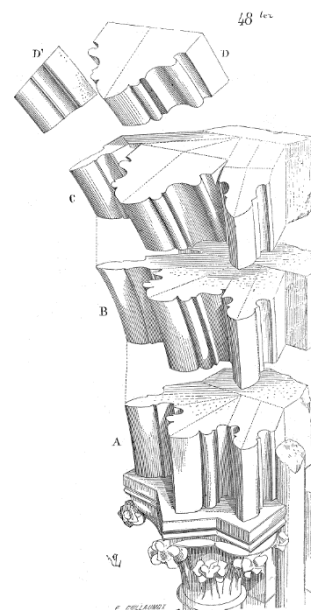
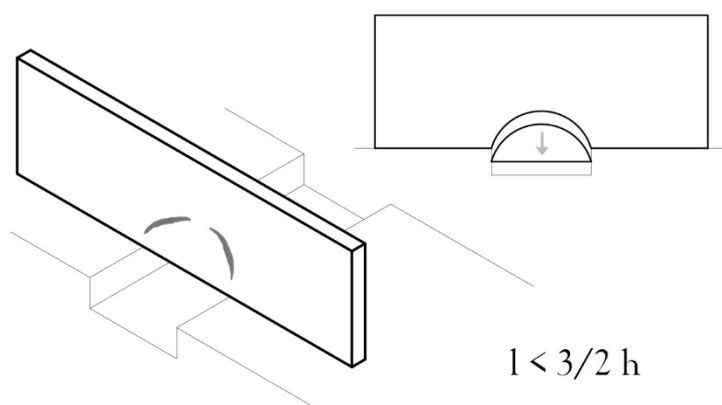
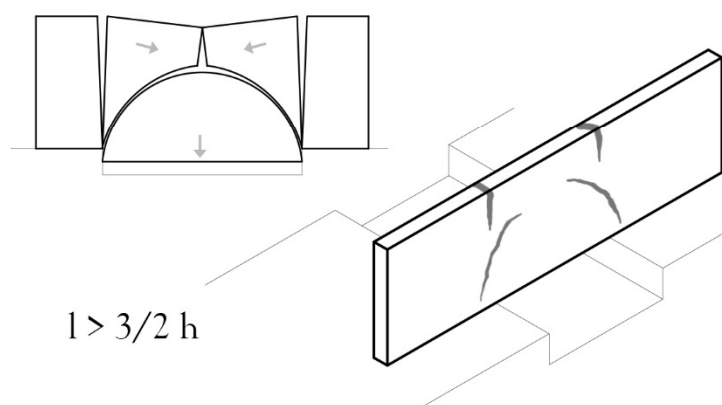
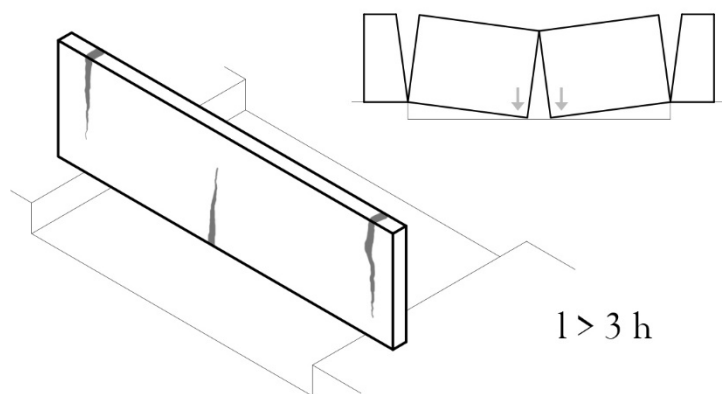


Fig. 88 - Esploso assometrico dell'imposta di una volta a crociera

Pareti con sbalzo centrale

SC1

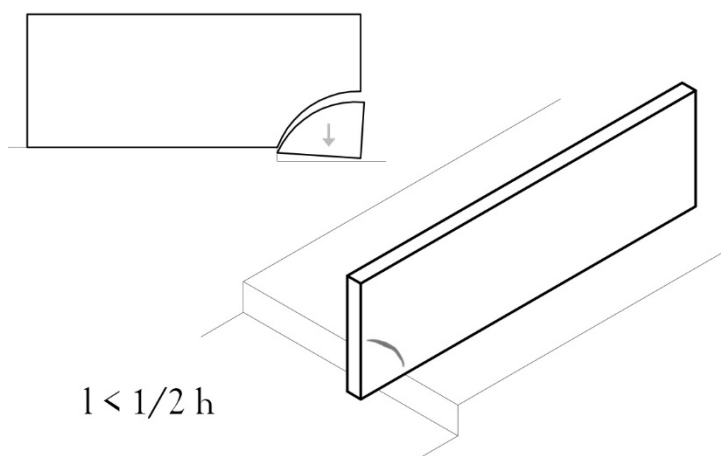
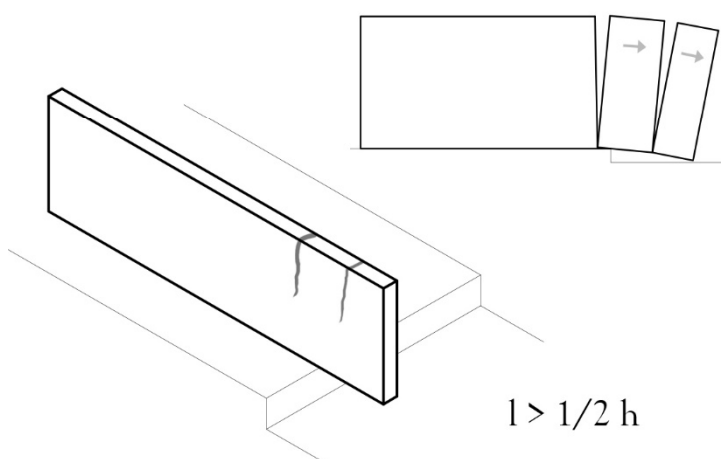
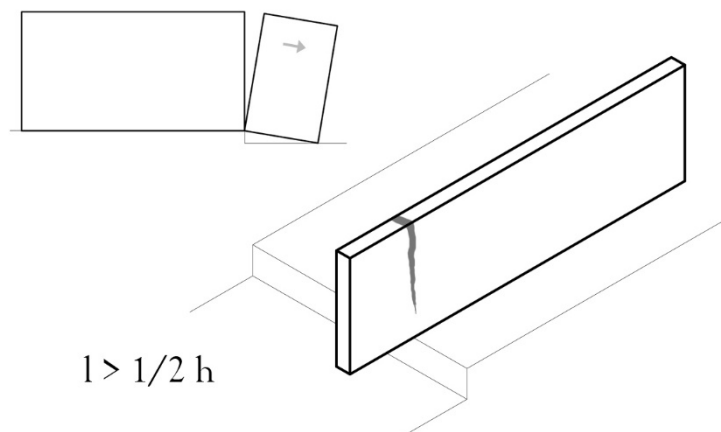
Paramento murario sostenuto da due appoggi, con una distanza intermedia di sbalzo pari a  $l$ . In rapporto con l'altezza  $h$  della parete di generano le seguenti lesioni.



## Pareti con sbalzo terminale

SC2

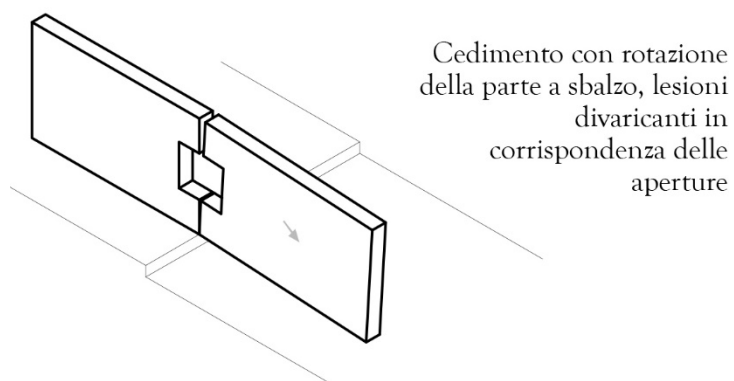
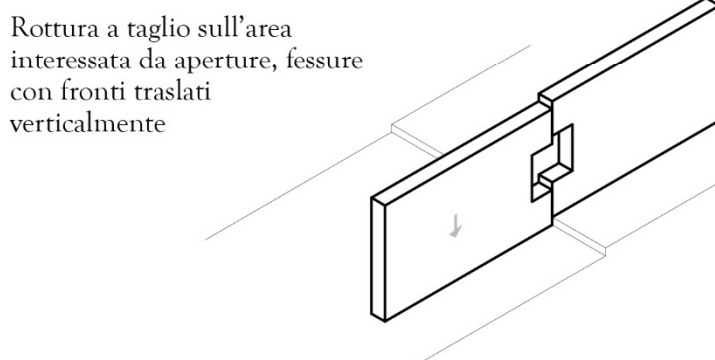
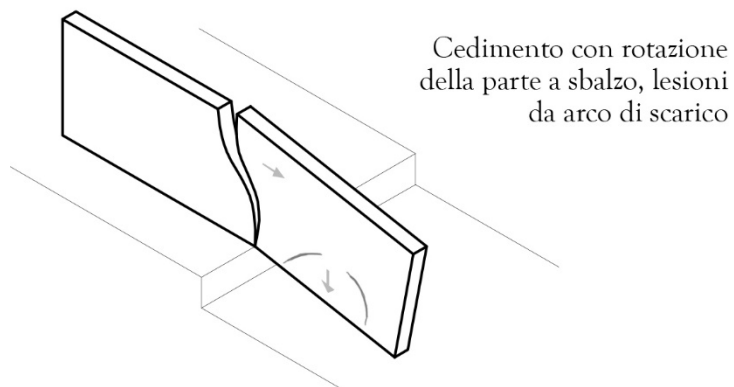
Paramento murario con una parte terminale non appoggiata, dimensione dello sbalzo pari a  $l$ . In rapporto con l'altezza  $h$  della parete di generano le seguenti lesioni (i casi 1 e 2 rappresentano effetti diversi con la medesima causa).



Pareti su piani cedevoli

SC3

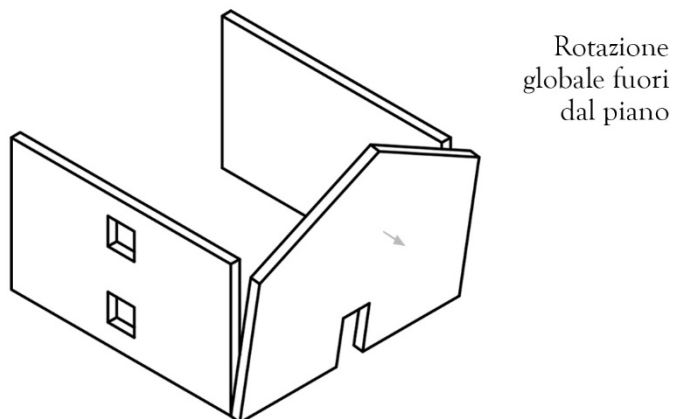
Paramento murario con una parte considerevole in assenza di appoggi o poggiate su un piano cedevole. La risposta della parete dipende dalla composizione materica, dalla sua geometria e dal tipo di carichi imposti.



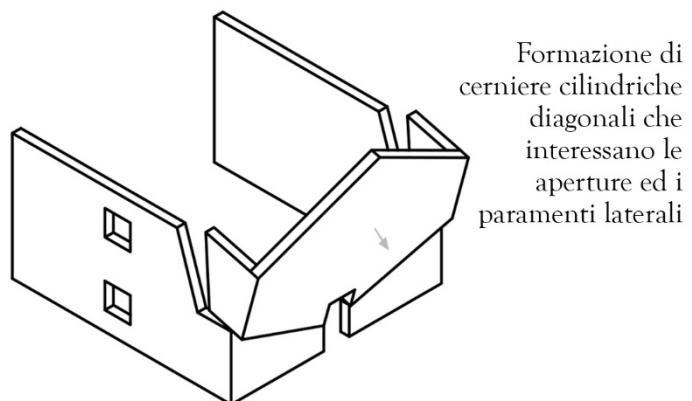
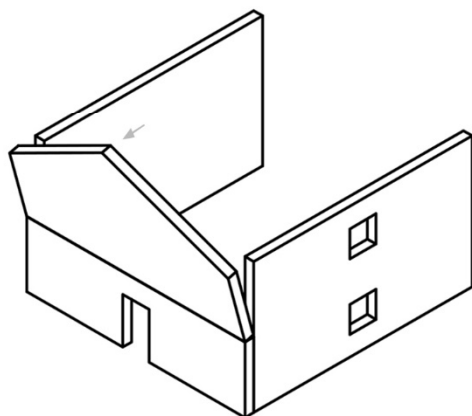
## Ribaltamento del fronte

SC4

I seguenti cinematismi schematizzano i metodi di rottura classici delle pareti frontali degli edifici. L'inizio di questi meccanismi è intuibile leggendo le lesioni sul prospetto e sui lati, e sono generati da grandi sforzi ortogonali al fronte.



Rotazione parziale fuori dal piano

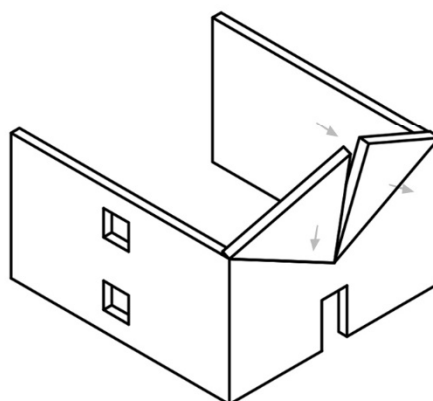
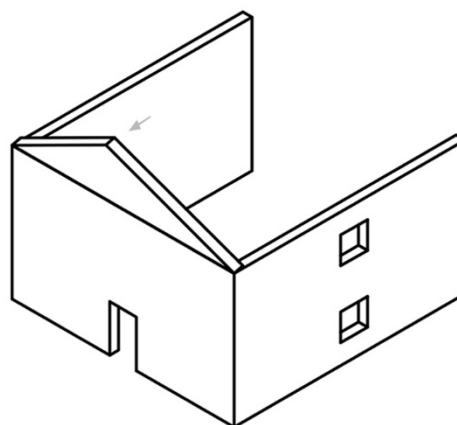


Rottura parziale del fronte

SC5

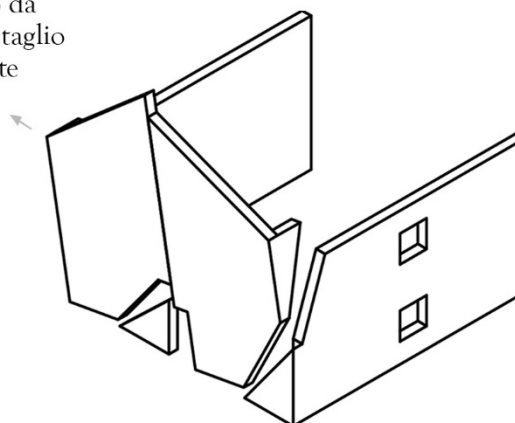
Meccanismi di rottura di porzioni del fronte, con movimenti dentro e fuori dal piano della facciata. Le fessure possono essere visibili sia all'interno, sia all'esterno dei locali.

Rotazione del timpano  
attorno la sua base



Fessurazione  
verticale del  
timpano con  
cerniere  
diagonali sul  
fronte

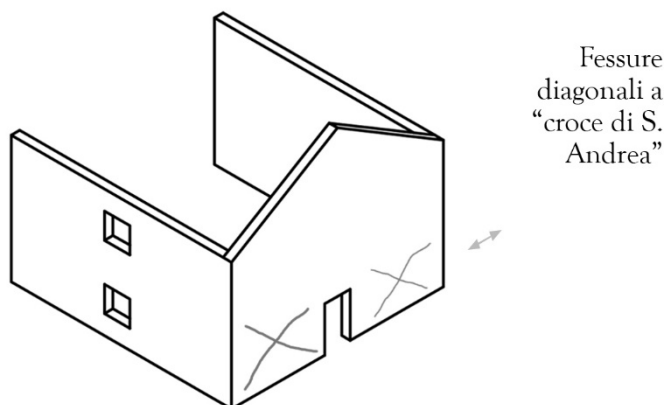
Rottura e rotazione nel  
piano, generato da  
grandi sforzi di taglio  
paralleli al fronte



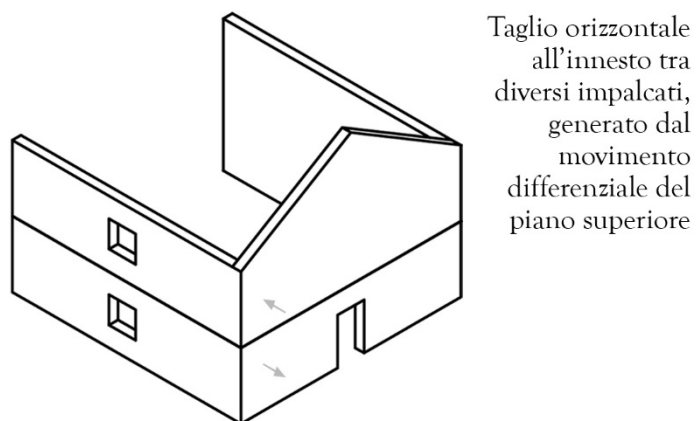
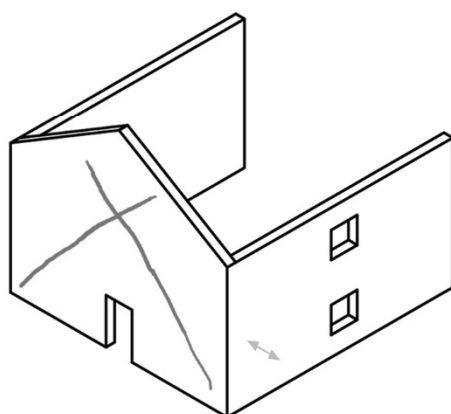
## Lesioni nel piano

SC6

Il quadro fessurativo qui riportato è tipico di edifici sottoposti a grandi tensioni di taglio come le azioni sismiche.



Lesioni diagonali che interessano tutto il fronte



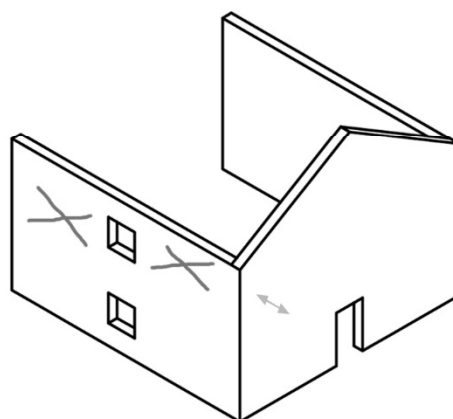
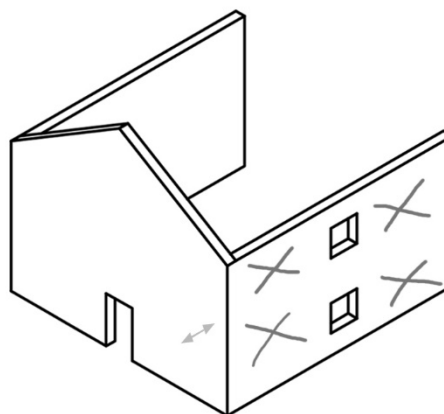


Lesioni nel piano

SC7

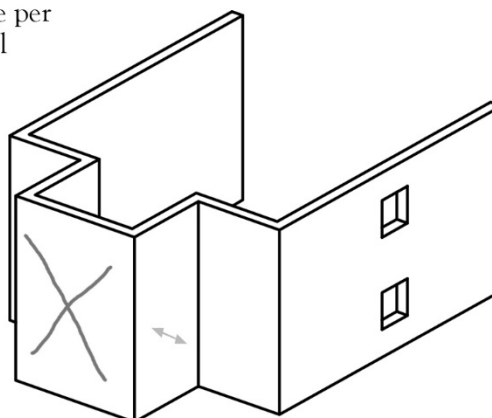
Ulteriori esempi di quadri fessurativi su paramenti murari generati da azioni taglianti comprese nel piano delle facciate. L'ultimo caso introduce la tipologia costruttiva di corpi addossati quali locali o nicchie

Tagli diagonali nelle parti opache, diffuse su tutta la superficie, di origine sismica.



Fessure incrociate generate dalla spinta orizzontale della copertura

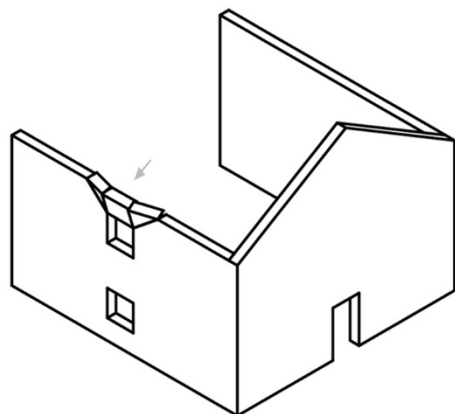
Lesioni incrociate per sforzi di taglio nel piano del corpo addossato



## Espulsione parziale di pareti

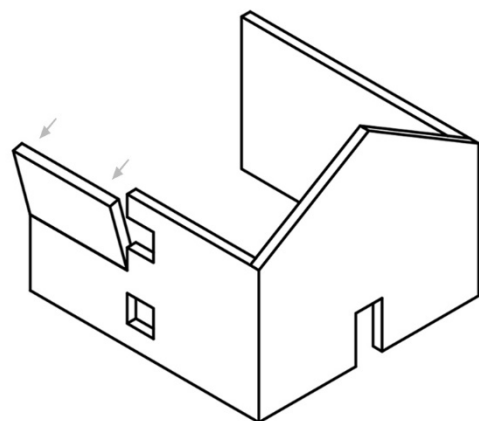
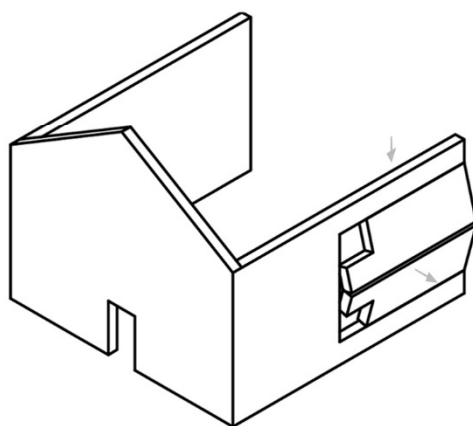
SC8

Serie di lesioni che si sviluppano nel piano della facciata, tipicamente per azioni che insistono in modo ortogonale allo sviluppo della muratura. Queste possono essere generate dalla copertura, dal solaio interpiano o da azioni interne la struttura.



Espulsione  
dell'architrave  
dei serramenti

Rottura ed  
espulsione di una  
grossa porzione  
per instabilità  
verticale della  
parete, dovuta a  
sforzi di  
compressione  
verticale



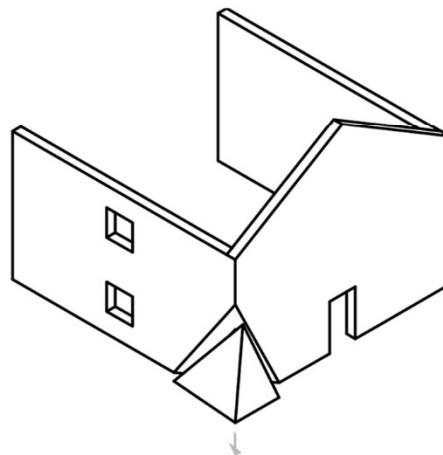
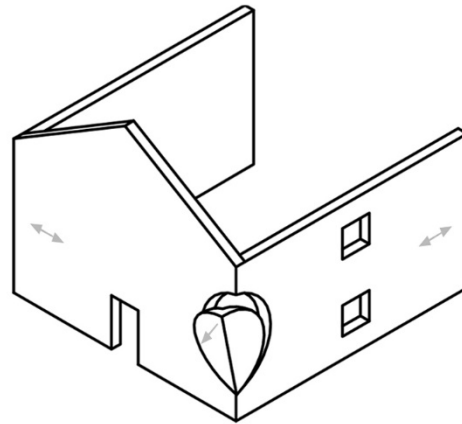
Ribaltamento  
fuori dal piano  
con creazione di  
una cerniera  
cilindrica  
orizzontale in  
corrispondenza  
del cambio di  
impalcato

Espulsione angolare

SC9

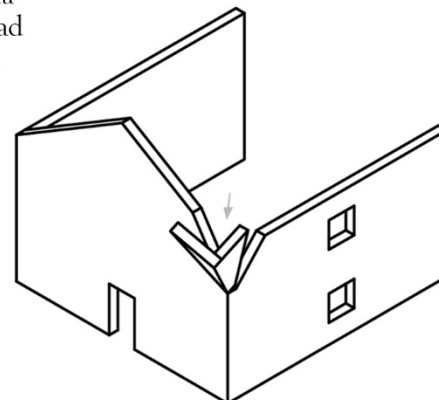
Esempi di cinematismi che interessano la giunzione tra due pareti. Nel caso l'ammorsamento tra i due paramenti non sia stato eseguito a regola d'arte, si può verificare uno sgretolamento dello spigolo.

Lesioni ad arco generate da sforzi contenuti nel piano delle pareti, tipicamente in seguito a sforzi sismici



Distacco del piede angolare per un cedimento localizzato delle fondazioni

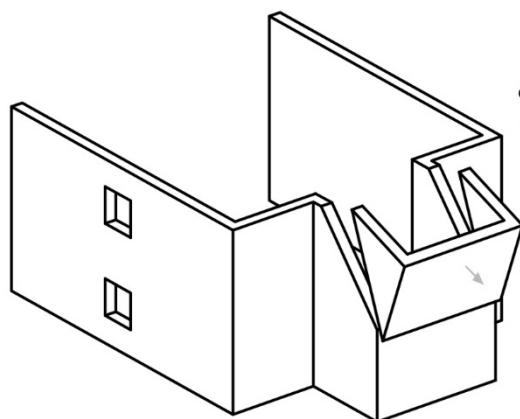
Rottura della sommità dello spigolo dovuta ad azioni spingenti della struttura della copertura



## Espulsione parziale corpi annessi

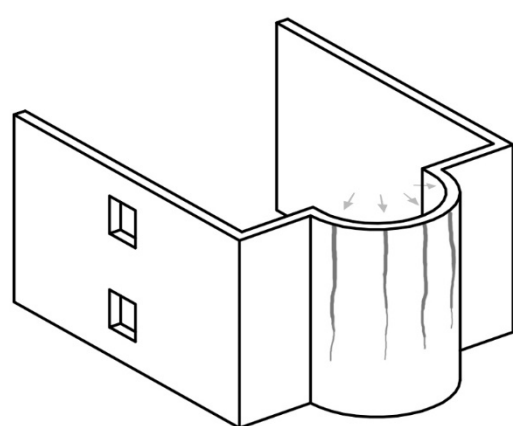
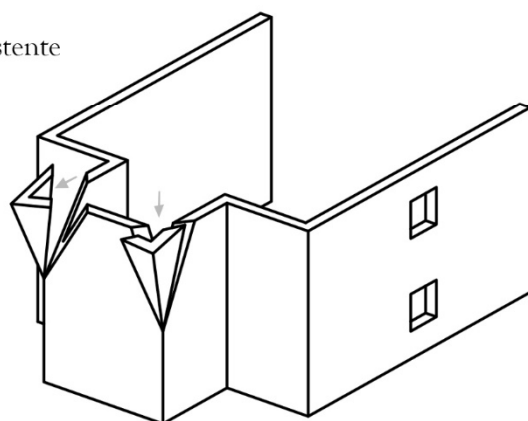
SC10

Casistica che racchiude i meccanismi di rottura riguardanti geometrie non piane, locali annessi, absidi o nicchie. Nei casi di giunzioni ed ammorsamenti non eseguiti ad opera d'arte si possono verificare lesioni in corrispondenza degli spigoli



Ribaltamento fuori dal piano con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale

Espulsione degli angoli dovuta alla struttura della copertura insistente sugli spigoli



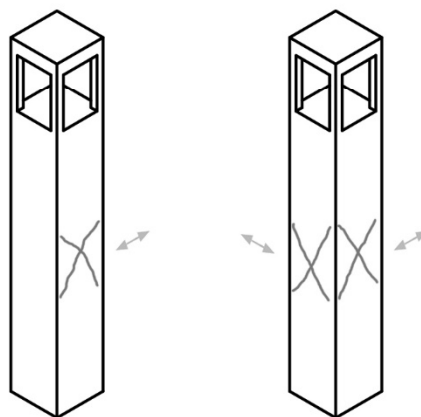
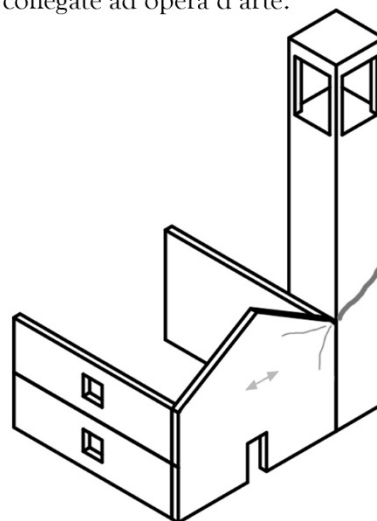
Fessurazione di absidi e nicchie semicircolari dovuta all'azione della copertura

Torri e campanili

SC11

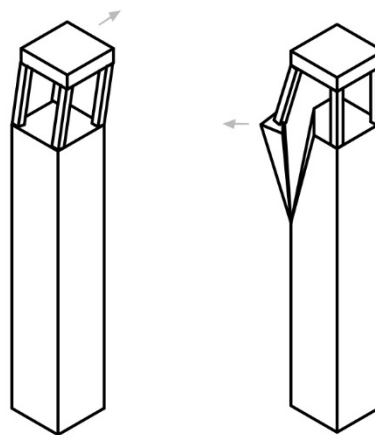
Lesioni tipiche delle strutture a forte elevazione come le torri campanarie. Le lesioni si possono generare all'interfaccia tra edificio e torre, se le due strutture sono state edificate in tempi diversi, e comunque non collegate ad opera d'arte.

Fessure derivate dal martellamento della torre contro l'edificio affiancato



Serie di lesioni diagonali derivate dall'azione di taglio agente sulla muratura

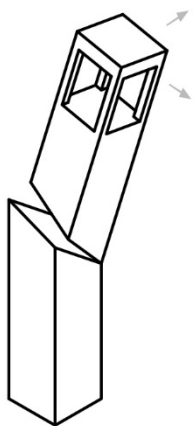
Cinematismi che interessano la sommità della torre, come la traslazione della parte superiore o l'espulsione angolare della colonna di sostegno e conseguente fessurazione della parete



## Torri e campanili

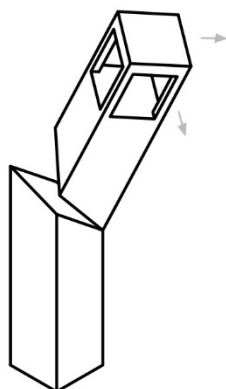
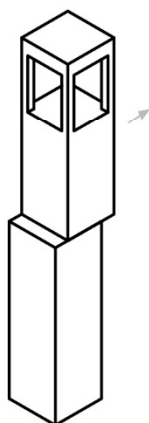
SC12

I dissesti strutturali che provocano i seguenti quadri fessurativi devono essere di notevole entità e possono condurre al collasso totale della struttura.



Rotazione del tronco superiore della torre attorno una cerniera cilindrica orizzontale o una cerniera puntuale

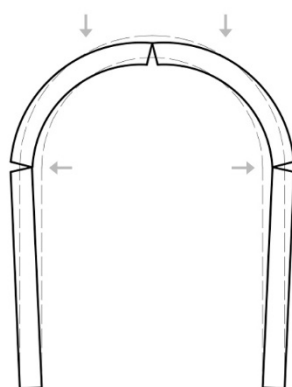
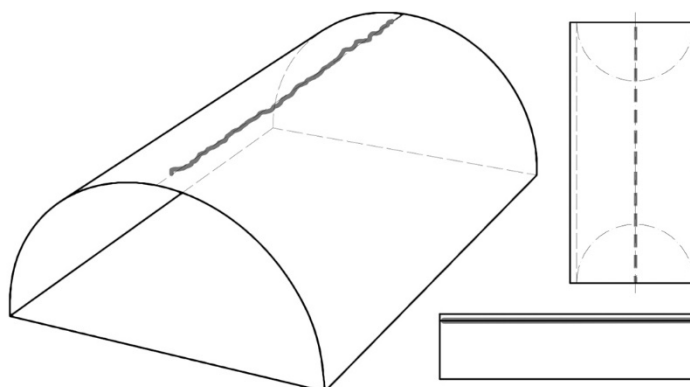
Traslazione del tronco superiore della torre, evidente in un punto di discontinuità del paramento murario



Rotazione del tronco superiore della torre attorno ad una cerniera puntuale e lungo di tre assi di riferimento

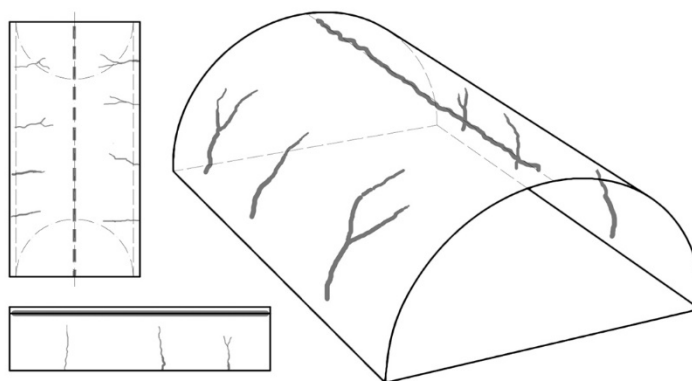
Volta a botte

SC13



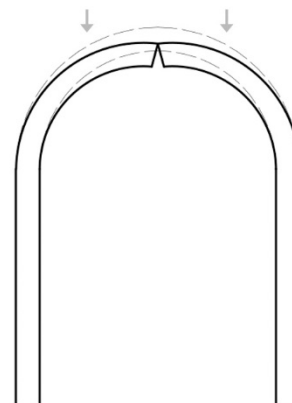
Fessura in chiave di volta, andamento rettilineo e spessore costante. Apertura verso l'intradosso, eventualmente con due fessure estradossali all'altezza delle imposte.

Generata dal rilassamento della volta e dall'allontanamento dei supporti murari.



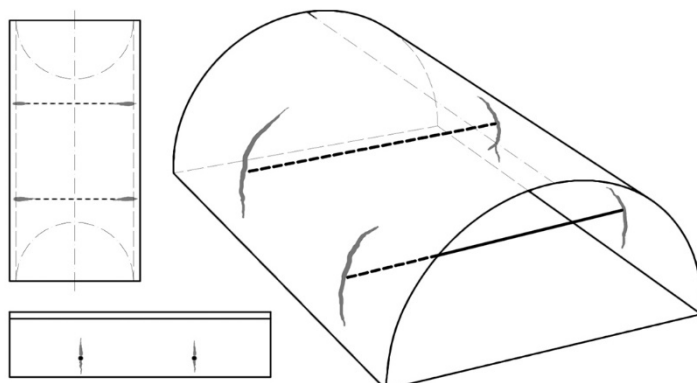
Lesione in chiave con serie di fessure minori perpendicolari, andamenti sub-verticali che identificano spicchi di volta.

La causa che sta all'origine di questo quadro fessurativo è il sovraccarico che grava sulla copertura voltata. Le crepe verticali si formano per trazione in seguito alla pressione verticale imposta dai carichi superiori.



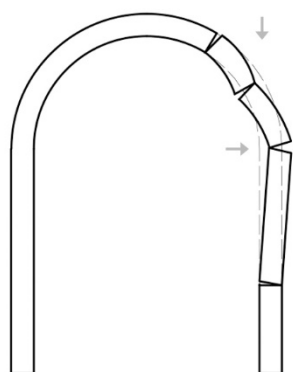
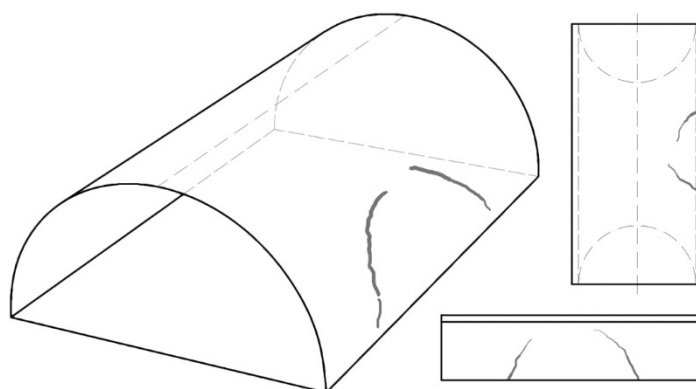
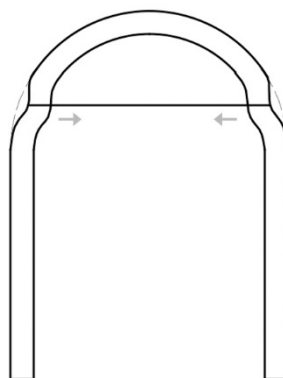
## Volta a botte

SC14



Fessurazioni nella zona di interfaccia tra catene e muratura. La volta appare lesionata e deformata, con una rotazione verso l'interno dell'area interessata.

La catena esercita un'azione che contrasta il rilassamento della volta. Quando queste trazioni eccedono la resistenza del materiale si formano le lesioni.



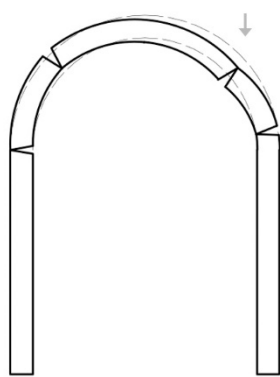
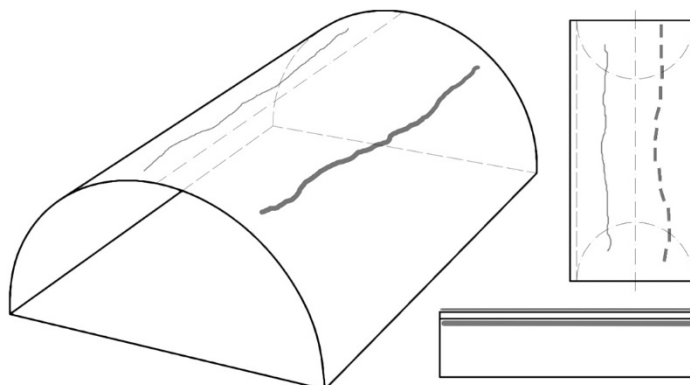
Apertura di una fessura, o una serie di fessure, che disegnano un arco sulla superficie della volta. Lo spessore massimo si trova alle imposte e la lesione può interessare tutto lo sviluppo orizzontale della copertura.

Si è generato un arco di scarico in quanto la porzione sottesa dalle fessure non collabora più con la statica della volta.



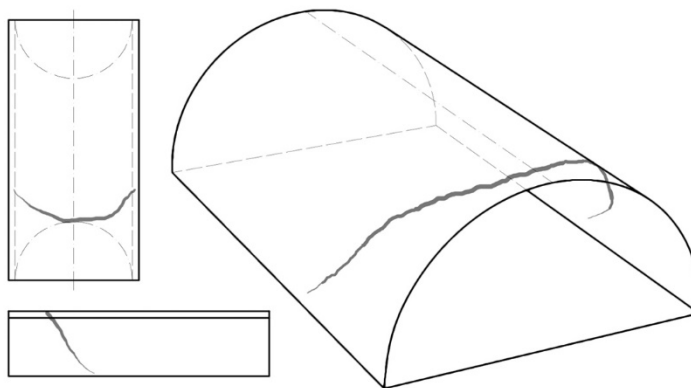
Volta a botte

SC15

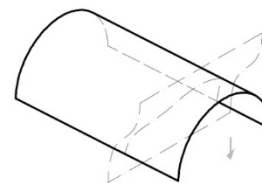


Alternanza di lesioni intradossali ed estradossali, con possibile deformazione della geometria ad arco. La creazione di macro-conci può interessare anche i piedritti con rotazione alla base.

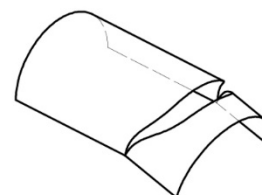
Cinematismo di collasso a quattro cerniere, generato o da carichi eccentrici imposti al di sopra della volta, oppure da forti sollecitazioni orizzontali.



Lesione che interessa la volta in tutta la larghezza, raggiungendo lo spessore massimo in chiave. Può essere una fessura passante con distacco di materiale.

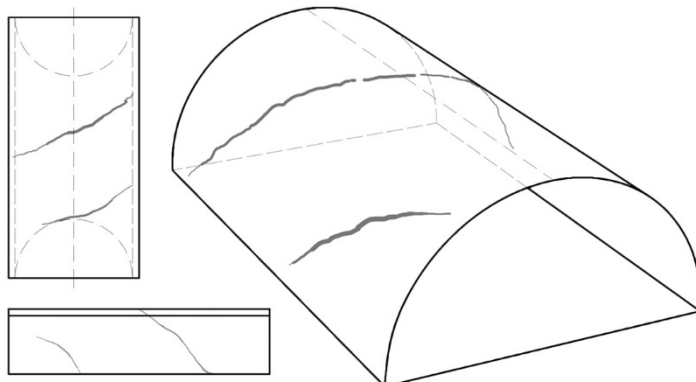


In seguito al cedimento di tutta la parte terminale della volta, la redistribuzione delle forze all'interno della copertura genera questa netta divisione tra parte resistente e parte cedevole.



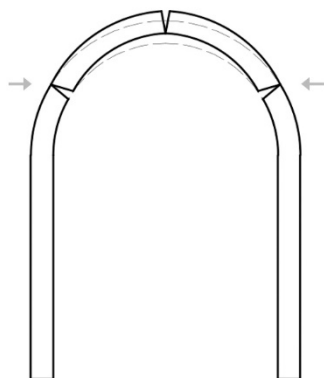
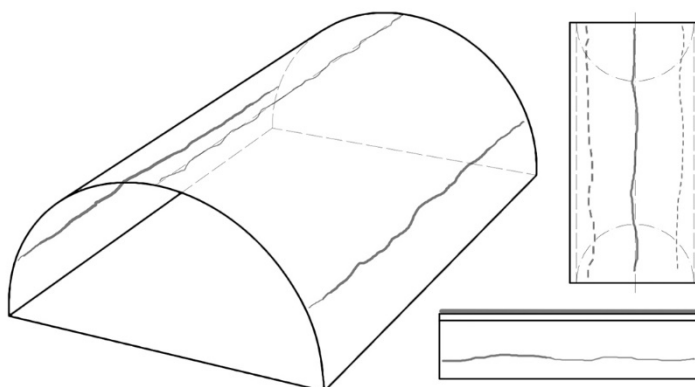
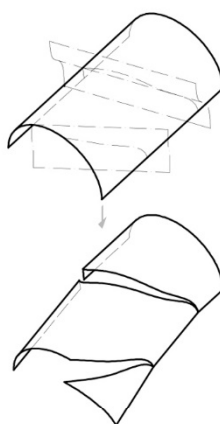
## Volta a botte

SC16



Serie di fessure, inclinate rispetto l'asse centrale, che interessano tutta la larghezza della volta. Possono essere lesioni passanti e si intensificano avvicinandosi alla zona dissestata.

Generate da un cedimento localizzato di una porzione di volta, come la traslazione verticale di un pilastro o di una parte di fondazioni.

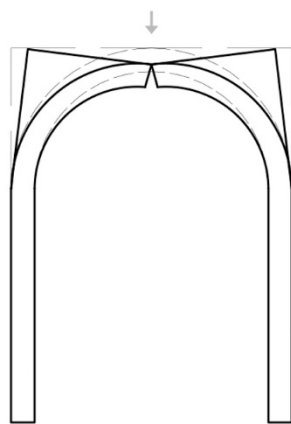
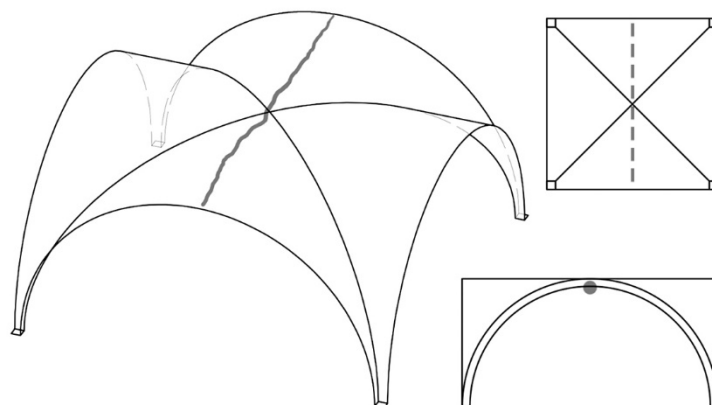


Apertura di una lesione in chiave rivolta verso l'estradosso, accompagnata da una serie di lesioni intradossali nella fascia delle reni della volta.

Dissesto causato da spinte a compressione orizzontali, come ad esempio un locale analogamente voltato a lato che esercita una pressione maggiore delle azioni interne della volta.

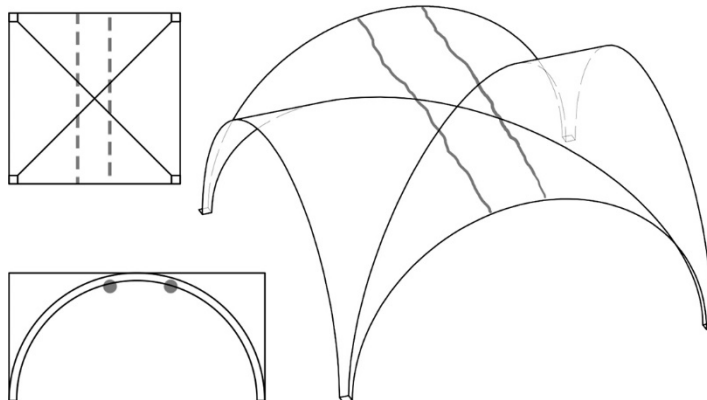
Volta a crociera

SC17



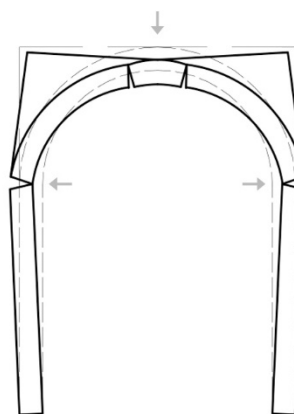
Fessura in chiave di volta, con apertura maggiore verso l'intradosso e con una visibile deformazione della geometria. In una serie di volte allineate la crepa può interessare più campate.

Effetto del rilassamento della copertura, causato dai carichi sovrapposti e dal movimento dei supporti della volta.



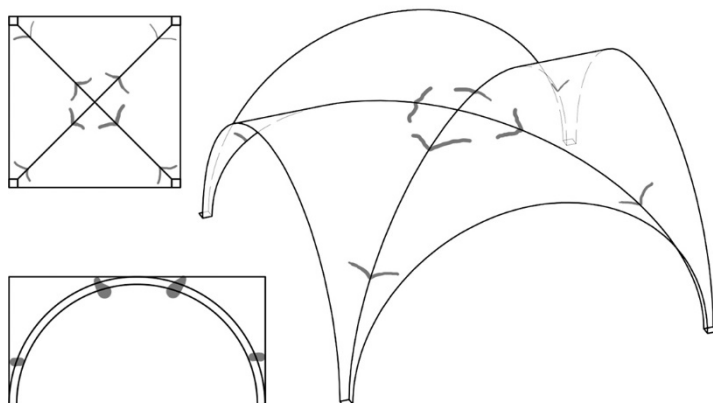
Quadro fessurativo alternativo in cui si creano due lesioni e si forma un concio in chiave di volta, con relative crepe all'estradosso e rotazione dei piedritti di supporto.

Cinematismo di collasso a quattro cerniere, causato dalle pressioni verticali che insistono sulla volta. Si generano degli sforzi orizzontali alle imposte che eccedono i valori di resistenza.



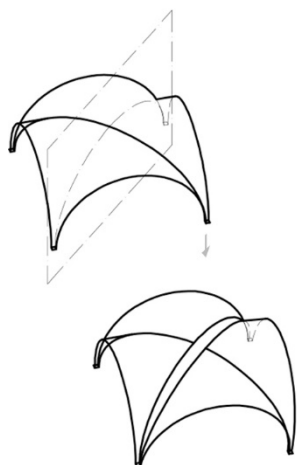
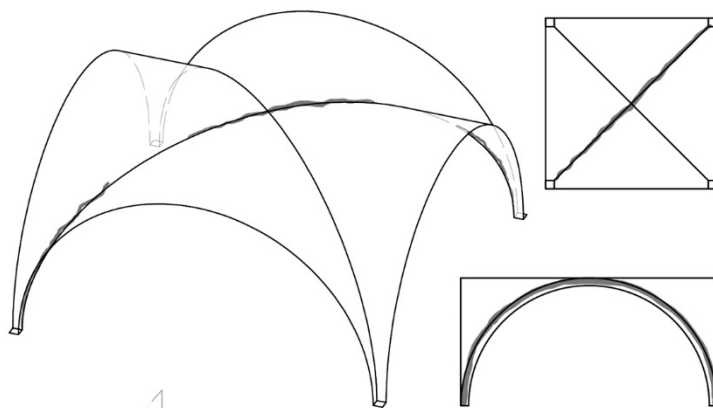
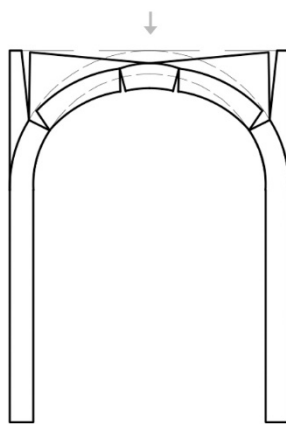
## Volta a crociera

SC18



Lesioni che interessano sia l'interno sia l'esterno della volta, con l'identificazione di un macro concio in chiave e con la formazione di fessure sui peducci all'altezza delle reni.

Cinematismo tridimensionale con formazione di cerniere puntuali e circolari, generato da un grande carico localizzato in chiave di volta.

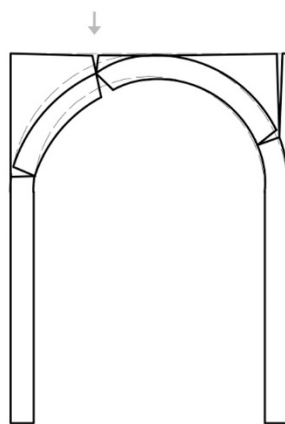
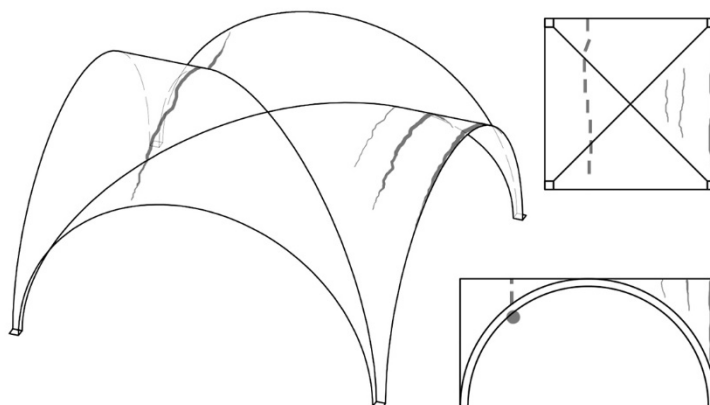


Lesione diagonale che può interessare tutta la volta. Raggiunge spessore massimo in chiave e va rastremandosi verso le imposte.

Causato da un cedimento localizzato di un supporto, in particolare da una rotazione sulla verticale del piedritto, probabilmente per dissesti a livello fondale.

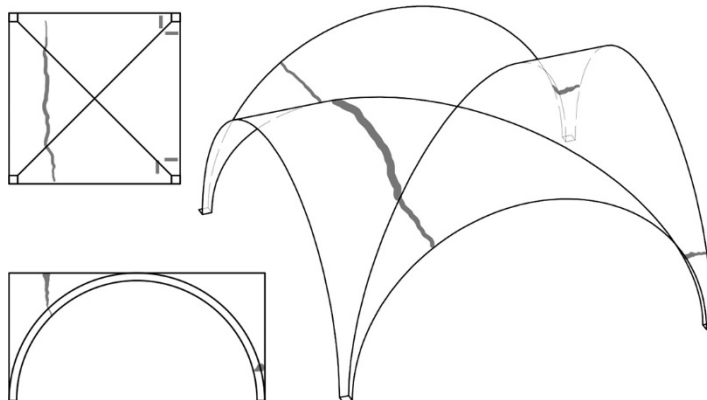
Volta a crociera

SC19



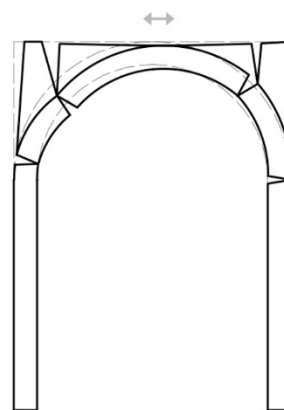
Serie di fessure parallele, situate all'interfaccia esterna al quarto di volta ed al livello delle reni opposte della copertura.

Lesioni "di Sabouret", possono arrivare ad essere anche passanti, che identificano degli archi di muratura che lavorano in modo indipendente gli uni dagli altri. Generate per carichi eccentrici insistenti sulla volta.



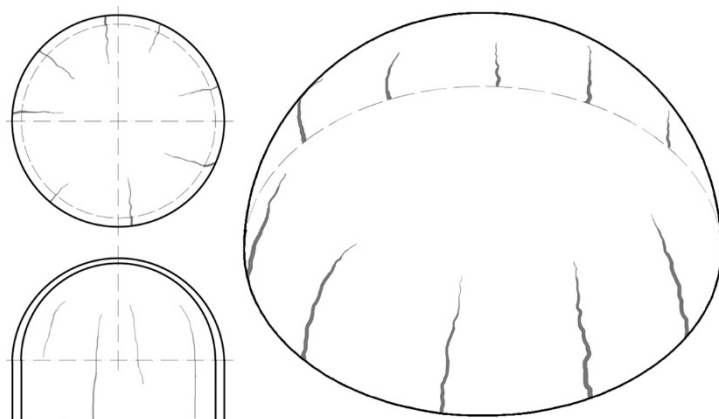
Profonda lesione situata all'intradosso a livello del quarto di volta, con fessurazioni minori all'estradosso o alle imposte.

Solitamente in seguito ad un impulso sismico, ovvero una accelerazione orizzontale che colpisce il manufatto, si genera questo quadro fessurativo. Con la formazione di quattro cerniere il sistema giunge a collasso.



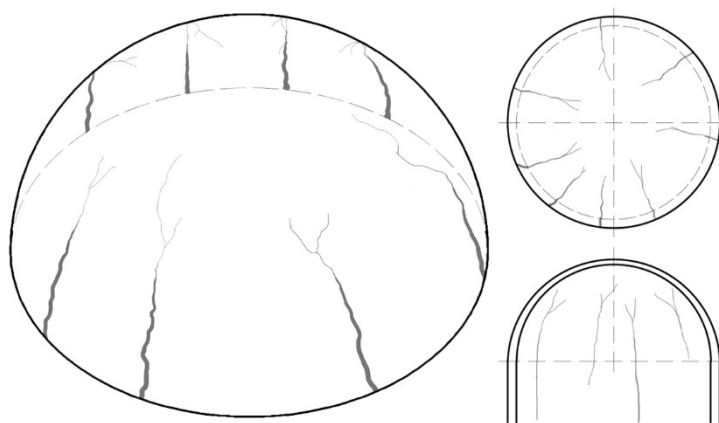
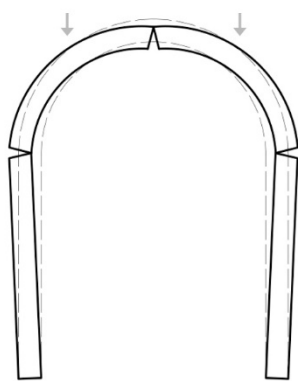
## Volta a cupola

SC20

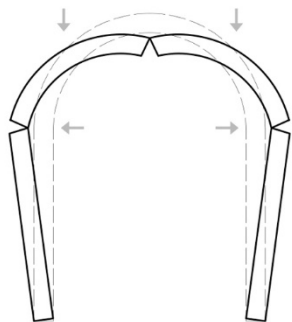


Lesioni disposte in modo radiale su tutto lo sviluppo della cupola. Hanno spessore massimo all'imposta e decrescono avvicinandosi alla chiave di volta.

Dovute a ragioni geometriche, si tratta della patologia classica delle cupole. Gli sforzi orizzontali all'interfaccia con il tamburo non trovano una opposizione sufficiente.



Stadio fessurativo più avanzato rispetto a quello precedente. Le lesioni aumentano di spessore e lunghezza, eventualmente con delle divisioni che dividono a spicchi la cupola.



Il meccanismo resistente interno della copertura è compromesso. La struttura lavora per sezioni indipendenti individuate dalle lesioni.

Volta a cupola

SC21

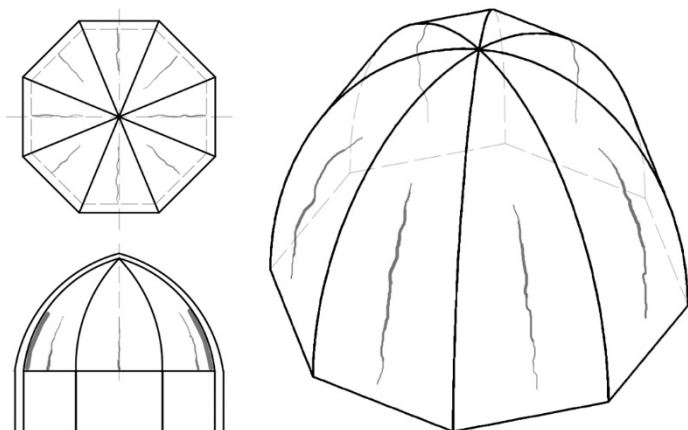


Fessure circolari all'intradosso o estradosso della copertura. Lo spessore non è costante lungo tutto lo sviluppo, e si possono apprezzare significative deformazioni della geometria.

Quadro derivante da uno sforzo di taglio agente sulla volta, tipicamente un sisma. Si creano movimenti differenziali tra i settori circolari che possono lavorare come conci singoli.

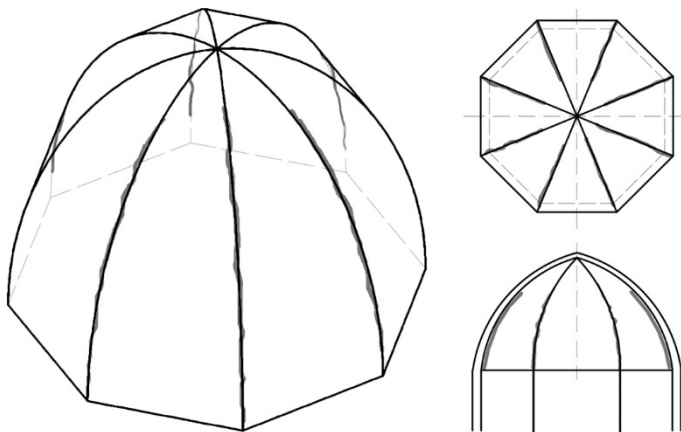
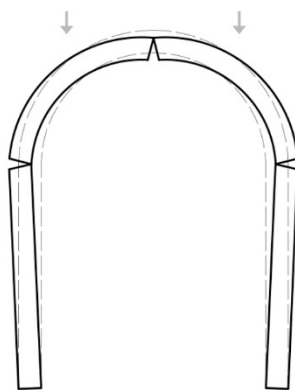
## Volta a cupola poligonale

SC22

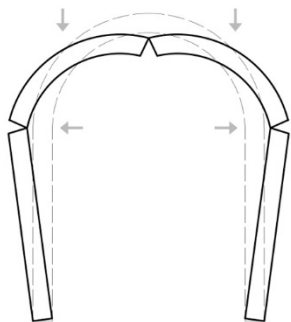


Fessure situate al centro dei fusi, con uno sviluppo sub-verticale seguendo l'asse di mezzeria. Possono raggiungere spessori notevoli ed essere anche passanti, soprattutto vicino l'imposta.

Il quadro fessurativo è originato dallo sforzo di compressione trasmesso attraverso le superfici, non essendo stato assorbito completamente dai costoloni.



Situazione comune di fessurazione nella giunzione dei fusi e, ove presenti, dietro i costoloni di irrigidimento.

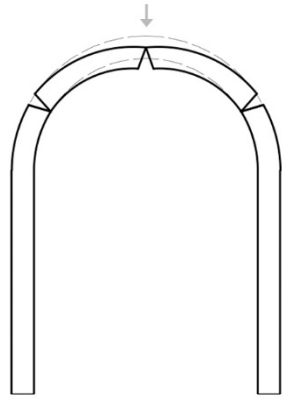
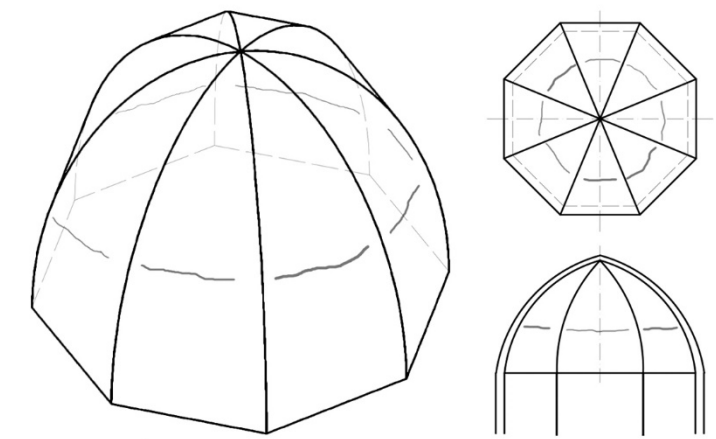


La cupola si lesiona in questo modo per effetto del naturale rilassamento del materiale. Nei punti angolosi si concentrano le tensioni e si arriva alla divaricazione dei settori di copertura.



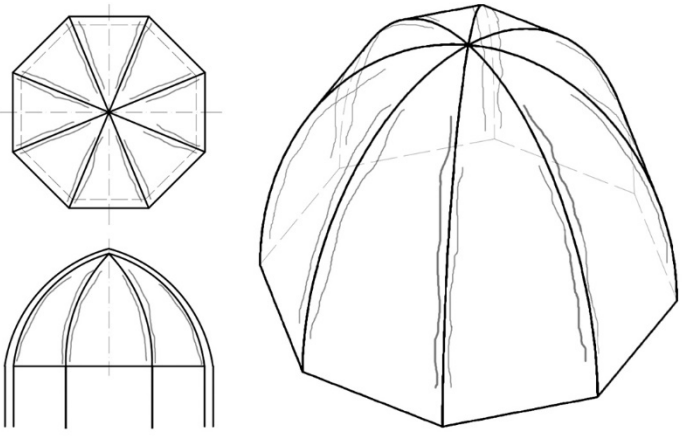
Volta a cupola poligonale

SC23



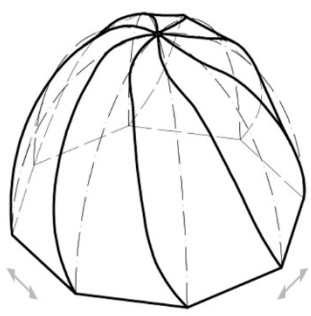
Formazione di cerniere cilindriche situate all'estradosso, a formare un disegno cilindrico tutto attorno alla volta. Si può generare una seconda corona di lesioni intradossali che individua un macro-concilio in chiave.

Sotto grandi sforzi puntuali, ad esempio una lanterna, si attiva un cinematisimo di collasso di questo genere.



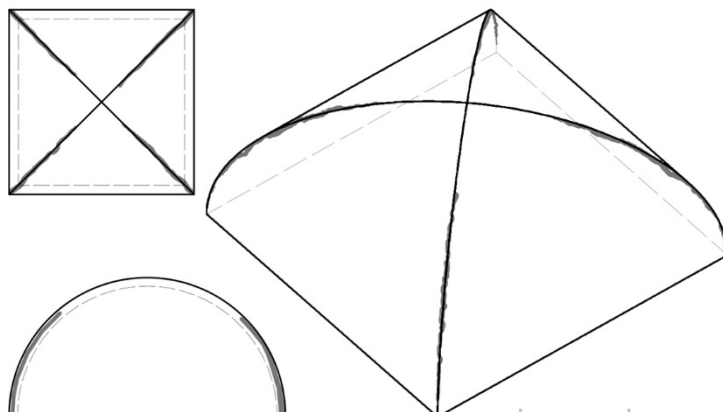
Quadro fessurativo abbastanza raro, caratterizzato da fessure parallele disposte ai lati delle parti resistenti, che siano costoloni o le giunzioni dei fusi.

Si origina in seguito a sisma, quando alla volta viene impressa una forte torsione, contrastata da elementi rigidi quali le costole di irrigidimento.



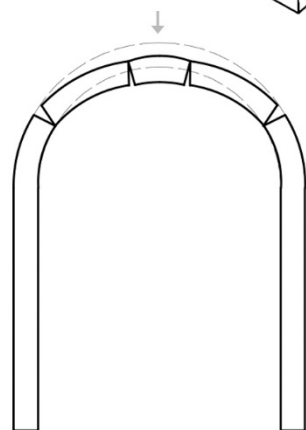
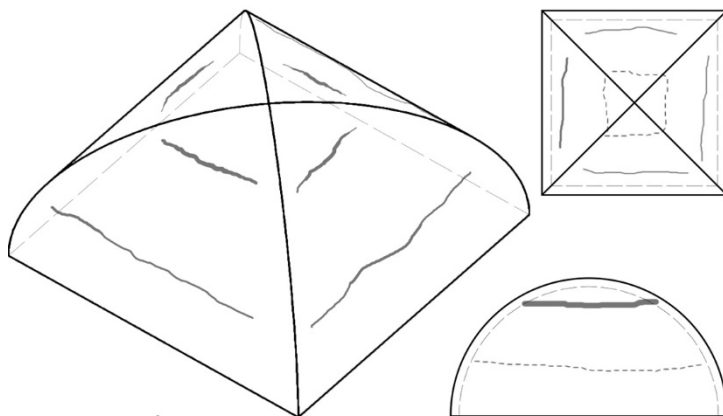
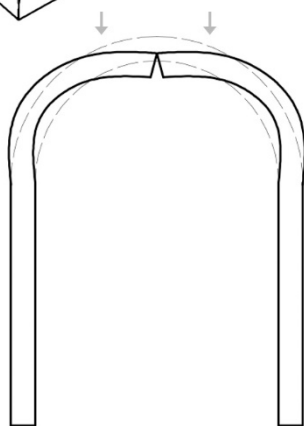
## Volta a padiglione

SC24



Lesioni strutturali lungo le diagonali della volta, con conseguente separazione dei fusi e deformazione della geometria curva. Apertura maggiore in corrispondenza del quarto di volta.

Fenomeno ricorrente in questa tipologia di copertura dovuta alla forma angolata della stessa.

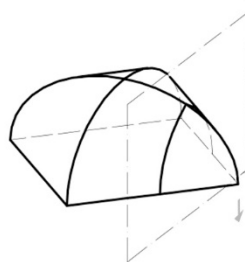
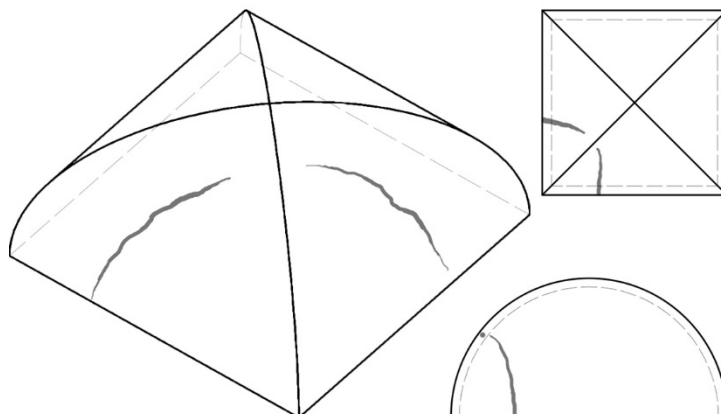


Serie di fessure intradossali ed estradossali, con individuazione di un concio in chiave e apertura di cerniere cilindriche all'altezza delle reni della volta. Si possono anche formare tante micro cerniere in corrispondenza dei giunti di malta tra i blocchi.

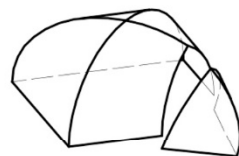
La divisione in settori è da imputarsi ad forte carico centrale puntuale.

Volta a padiglione

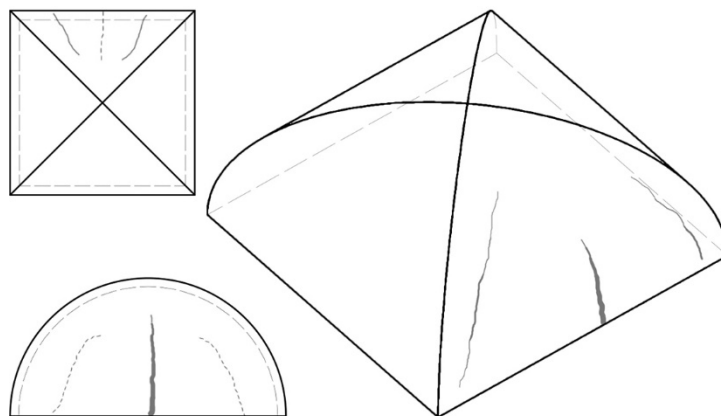
SC25



Fessura a forma di arco, eventualmente divisa in due segmenti separati, che isola una porzione angolare della volta. Apertura estradossale con larghezza massima alla giunzione dei fusi.

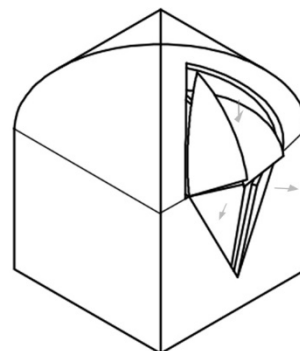


Sintomo di un cedimento localizzato, il dissesto può essere generato da una traslazione verticale a livello fondale.



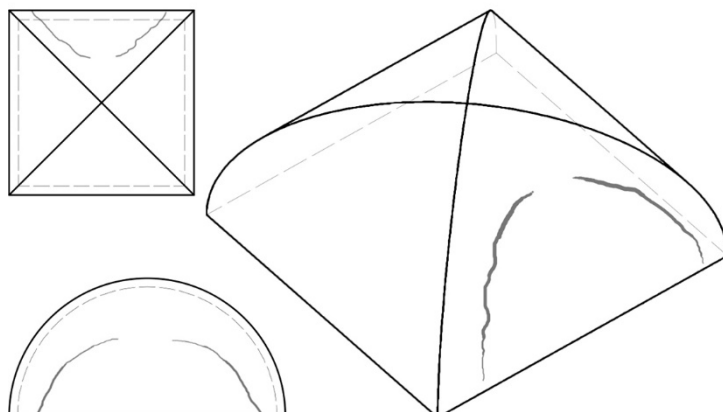
Fessura situata nella mezzeria di uno dei fusi, accompagnata da lesioni minori a lati con andamento diagonale, ad essa simmetriche. Possono interessare anche la muratura di sostegno.

Questo quadro fessurativo è originato dall'azione spingente orizzontale dovuta alla geometria curva della volta, che non è contrastata dal supporto.



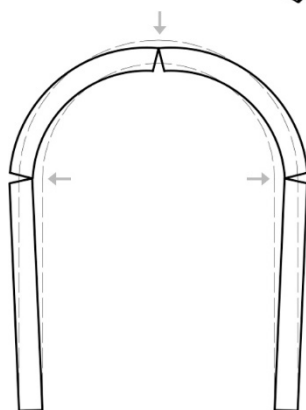
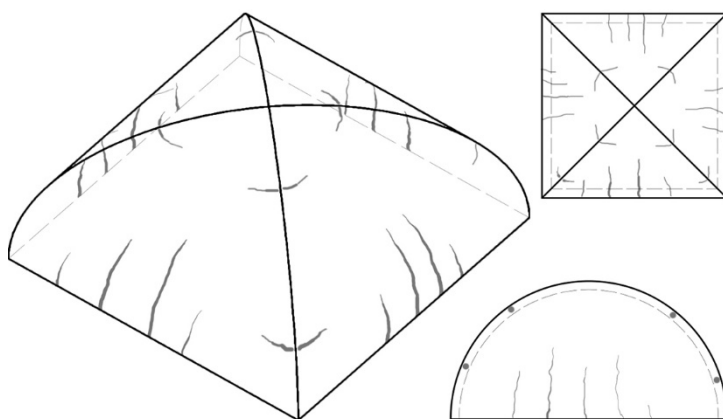
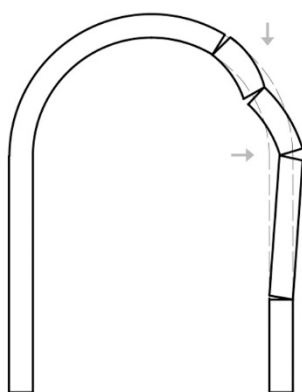
## Volta a padiglione

SC26



Fessure sub-diagonali o singola lesione che disegna un arco. Spessore variabile che desce avvicinandosi all'imposta.

La traiettoria individua un arco di scarico, ovvero si svela il meccanismo interno di ripartizione dei carichi. La porzione sottesa dall'arco non è collaborante alla statica della volta e tende a cedere.

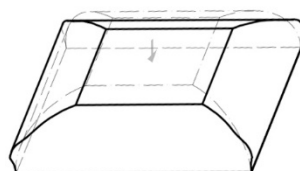
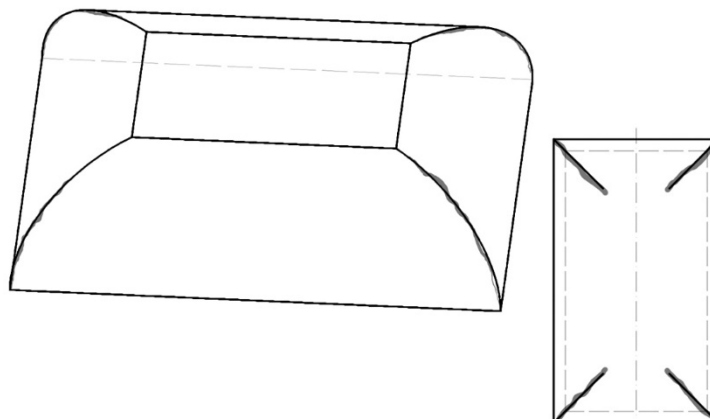


Serie di fessure verticali di entità variabile, presentandosi massime al centro dei fusi. Lo spessore decresce all'avvicinarsi alla chiave di volta.

La causa di questo degrado è l'allontanamento delle imposte lungo le due direzioni nel piano, costringendo la volta a separarsi in archi rampanti che lavorano singolarmente.

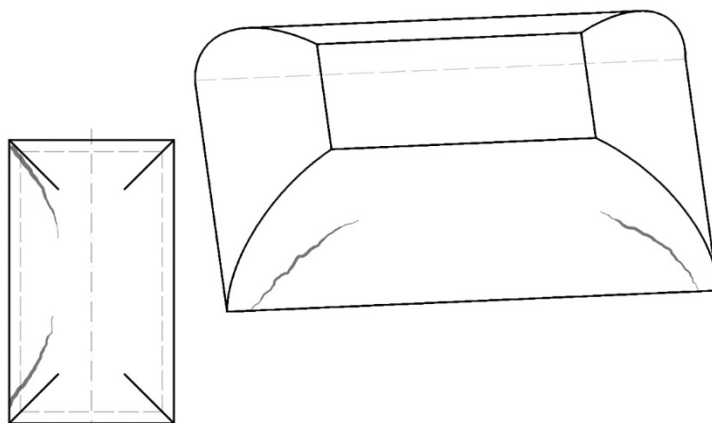
Volta a schifo

SC27



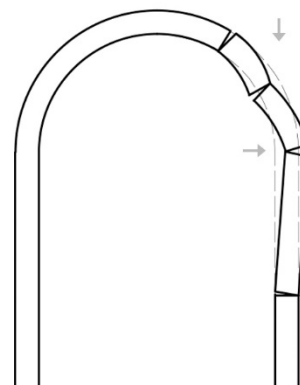
Separazione dei fusi della volta con fessure in corrispondenza della giunzione. Lo spessore è massimo alle reni della volta e può trattarsi di lesioni passanti.

Analogamente alle volte a padiglione, gli sforzi verticali generano un accumulo di tensioni negli angoli, portando all'apertura delle lesioni.



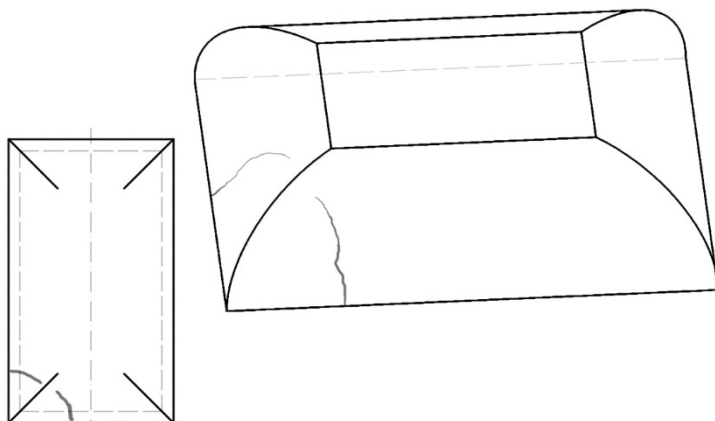
Coppia di crepe diagonali poste agli estremi del fuso, originatesi nell'angolo della volta, con una traiettoria che descrive un arco molto allungato.

Si tratta di un arco di scarico dove viene individuata la porzione di copertura che non resiste più agli sforzi imposti. Può essere causato dalla rotazione verso l'esterno del supporto o da un cedimento fondale.



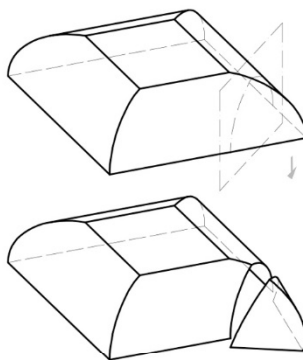
## Volta a schifo

SC28



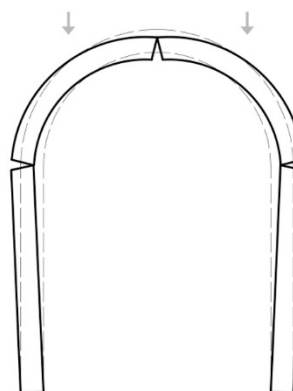
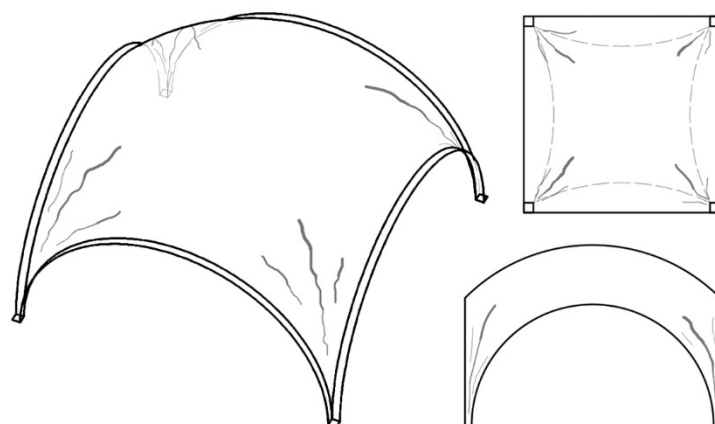
Lesione localizzata in un angolo della volta, con un andamento ad arco che delimita una porzione ben definita della superficie della copertura.

In seguito ad un cedimento localizzato del supporto, per traslazione verticale o roto-traslazione verso l'esterno, si genera il cedimento di una parte della volta.



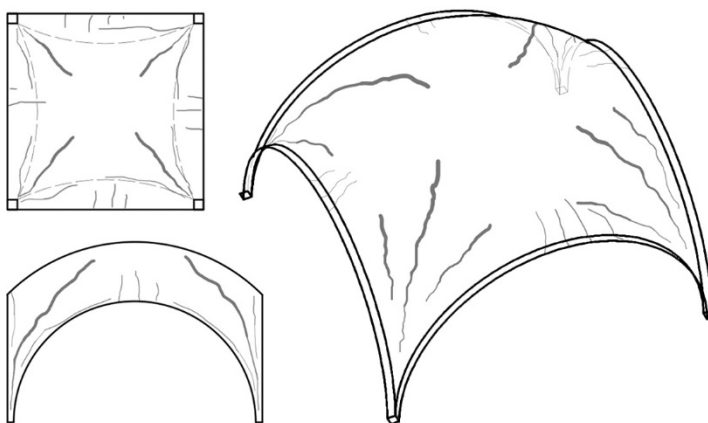
Volta a vela

SC29



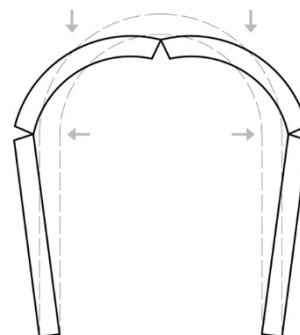
Fessure originatesi all'imposta della volta, dirette verso la chiave con lesioni minori ai lati. Spessori in aumento all'avvicinarsi alla sommità, senza mai raggiungere valori considerevoli.

Si tratta della reazione naturale generata dalla forma di questa volta che tende a separarsi in spicchi tra loro indipendenti.



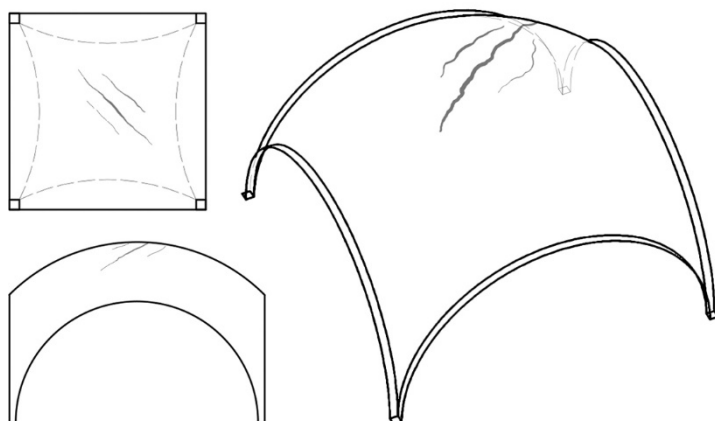
Stadio avanzato del quadro fessurativo precedente, con intensificazione dell'entità delle lesioni di partenza e apparizione di un corollario di fessure minori sulla mezzera degli archi di costruzione.

L'allontanamento delle imposte impone una maggiorazione della luce che la volta deve coprire, e quindi una deformazione degli archi di sostegno.



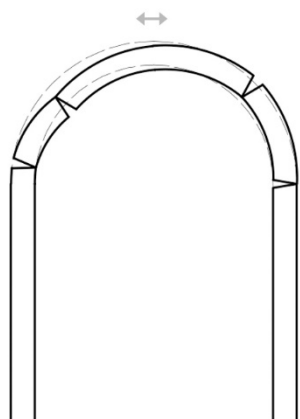
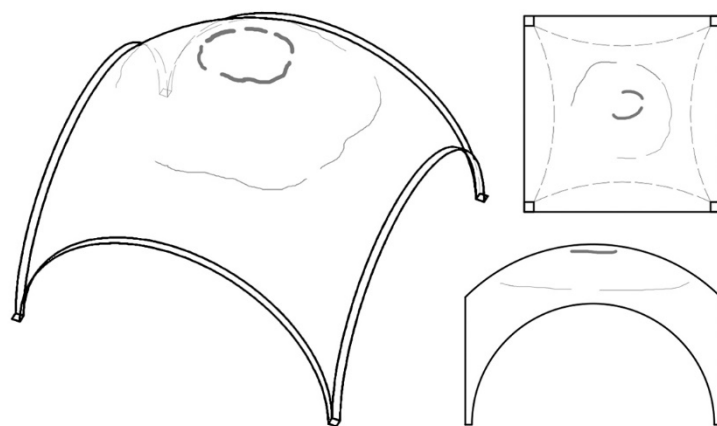
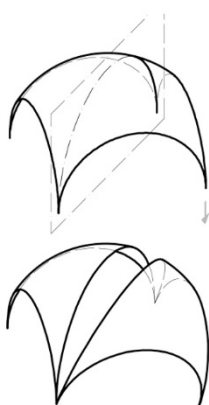
## Volta a vela

SC30



Fessurazioni in chiave di volta con andamento rettilineo e dirette lungo la diagonale. La lesione maggiore può avere spessori considerevoli ed essere anche passante.

Il cedimento localizzato di un supporto può causare la rottura della volta in due parti indipendenti identificate dalla fessura.



Serie di cerniere cilindriche concentriche, formalizzate come lesioni alternate tra intradosso ed estradosso di spessore variabile.

Quanto la volta viene sottoposta a grandi sforzi di taglio, si possono generare dei movimenti differenziali tra i settori circolari, che danno origine a questo cinematismo di collasso.



## La verifica software

Al fine di validare la ricerca fatta a livello di quadro fessurativo, è stato necessario trovare un altro riscontro alle affermazioni fatte. È stato quindi scelto di utilizzare un programma di calcolo virtuale che potesse, una volta immesse delle ipotesi il più generiche possibile, offrire una risposta qualitativa dei meccanismi di fessurazione prima esposti. Attraverso queste analisi si è voluto esplicitare il collegamento biunivoco tra cause ed effetti che creano le patologie delle murature, specialmente nei manufatti a volta.

In modo particolare il presente lavoro vuole dimostrare come l'approccio di studio ai dissesti negli elementi murari possa essere affrontato attraverso un processo di analisi a posteriori: in questo caso infatti, il percorso intrapreso ha visto in primo luogo la formulazione di ipotesi (giustificate dal catalogo, e quindi da una serie di casistiche esistenti o studi sull'argomento), successivamente validate attraverso un mezzo "comune" quale un software ad elementi finiti. La differenza rispetto un approccio standard sta nell'affermare la veridicità delle ipotesi di partenza attraverso un confronto tra il modello virtuale ed il caso reale. Per fare ciò si ipotizzano dei dissesti, si impongono dei cedimenti vincolari o forze fittizie, e si registra l'entità delle lesioni per poi metterla in relazione con il manufatto fessurato. In questo modo è possibile verificare sia l'attendibilità del modello virtuale, sia la correttezza delle assunzioni di partenza. Per fare ciò è necessario quindi introdurre il tipo di software utilizzato e la metodologia di calcolo applicata.

### *Introduzione ai modelli di calcolo*

L'uso del computer ha permesso enormi passi avanti nell'evoluzione dell'analisi strutturale, che sostanzialmente è passata dall'elaborazione di soluzioni strutturali esatte, ma limitate a casi specifici, all'introduzione di nuove soluzioni numeriche approssimate ma generali, applicabili a strutture di qualsiasi tipo e forma. Negli anni si sono sviluppati a questo riguardo parecchi metodi di analisi numerica, e uno di questi, detto *metodo delle differenze finite*, permette di trattare problemi piuttosto complessi. Il suo limite è quello di diventare ingestibile quando si

incontrano geometrie irregolari o insolite condizioni al contorno. A superare il metodo delle differenze finite è stato trovato un metodo numerico generale e più soddisfacente, basato su discretizzazioni ad elementi finiti, conosciuto come *metodo degli elementi finiti*.

L'idea di suddividere il mezzo continuo sembra essere stata avanzata per la prima volta da Edward Study nel 1903, e successivamente riproposta da altri autori in epoche in cui i mezzi di calcolo automatico non erano ancora diffusi. Il metodo degli elementi finiti ha origini abbastanza recenti. Le prime formulazioni e trattazioni riguardano problemi relativi all'industria aeronautica e risalgono al 1960. In esse compare anche, per la prima volta, il termine "elemento finito". Da allora il metodo si è esteso, divenendo una tecnica generale per la soluzione di sistemi di equazioni differenziali parziali con condizioni al contorno ed iniziali note. La data di nascita del metodo degli elementi finiti viene convenzionalmente fissata al 1956, anno in cui viene pubblicato un lavoro di Tumer, Clough, Martin e Topp, reso possibile da un evento accaduto solo due anni prima, ovvero l'invenzione del primo linguaggio simbolico, battezzato col nome di *fortran*. Ciò ha segnato una svolta nell'utilizzo pratico dei mezzi di calcolo poiché, attraverso un simbolismo matematico standard, si è permesso ad un gran numero di utenti di interagire col calcolatore. Il metodo degli elementi finiti ed il suo straordinario successo sono quindi legati alla disponibilità di potenti mezzi di calcolo. Ne è risultato un procedimento potente e versatile, che in linea di principio consente la soluzione di qualunque problema, non solo strutturale, facendo ricadere sulla macchina l'onere di calcolo.

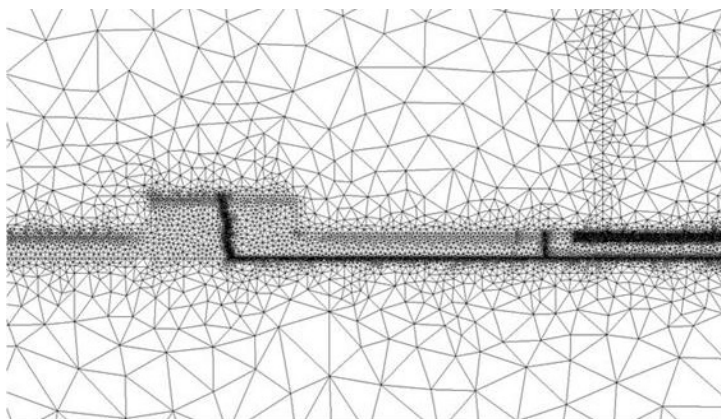


Fig. 89 - Discretizzazione triangolare di una superficie in corrispondenza di un punto critico

Oggi qualsiasi intervento sugli edifici richiede, da parte di professionisti preparati, una preventiva verifica numerica che dia conto degli stati tensionali presenti. L'analisi strutturale di edifici murari, nonché il calcolo d'interventi atti a migliorarne la statica, sono però condotti con metodologie che ancora necessitano tanta ricerca e hanno un enorme potenziale sviluppo. Questo si deve alla complessità del problema, che presenta due distinti ordini di complessità: in primo luogo le caratteristiche tipologiche e morfologiche delle strutture, che non possono essere ricondotte a schemi statici semplificati quali quelli mono-dimensionali. A seguire sono le caratteristiche meccaniche del materiale muratura, che presenta un comportamento imprevedibile e di difficile schematizzazione. Questo poiché la trattazione classica della scienza delle costruzioni si affida ad ipotesi molto limitanti per la muratura, considerandola omogenea, isotropa e lineare. Le costruzioni murarie sono strutture massicce, quindi solo in caso di spessore ridotto è consentita la schematizzazione "a lastra" altrimenti occorre studiarle come un continuo tridimensionale, con tutte le difficoltà conseguenti.

Infatti le pareti di edifici con presenza di aperture, circostanza di certo niente affatto rara, devono essere considerate come solidi pluri - connessi, e come tali presentano delle complicazioni per imporre le condizioni di congruenza interna. Le aperture, con le loro dimensioni ed il loro numero, col ritmo delle loro successioni, possono essere considerate le vere protagoniste della schematizzazione strutturale, e sono le zone degli edifici dove si concentrano la maggior parte dei problemi, tenendo ancora vivo l'interesse per la materia. Si fa talvolta ricorso a schematizzazioni mono-dimensionali a "lastra forata", cercando di leggere, entro le masse murarie dell'ossatura, elementi lineari ai quali affidare l'intera funzione portante, e di applicare quindi i risultati ben noti della teoria delle travi. Questa schematizzazione talvolta è corretta, ma non sempre convincente. Oggi, grazie agli elaboratori elettronici, si può ricorrere ad un valido metodo d'indagine numerica capace di superare le difficoltà connesse alla forma del solido, alla configurazione dei suoi contorni, alla eterogeneità dei suoi elementi costituenti: il metodo degli elementi finiti.

Questo metodo si basa su alcune semplificazioni: qualsiasi corpo si può sempre suddividere in un numero finito di elementi tipici ai quali finisce per ridursi lo studio del comportamento del continuo, quindi forma e caratteristiche di ciascuna regione sono classificabili in pochi esemplari. Il contorno di ogni elemento può considerarsi a contatto con le frontiere delle regioni adiacenti, solo in corrispondenza di punti singolari (i nodi). Naturalmente le condizioni ai limiti del volume intero sussistono e vanno imposte. Quando si vuole interpretare una struttura reale con un modello discretizzato, il problema elasto - statico suppone sia la definizione del comportamento, sotto l'azione dei carichi, di solidi di forma particolare e predefinita ai quali verrà affidato il ruolo di elementi nello studio di strutture, sia la scrittura di equazioni risoltrici, che consentano la determinazione degli spostamenti dei nodi degli elementi. Per studiare il comportamento di questi solidi si ricerca la soluzione del problema dell'equilibrio elastico come definizione di relazioni tra le forze agenti sui nodi e gli spostamenti degli stessi. Queste relazioni, come sempre lineari, sono definite dalla matrice dei coefficienti, che si dice matrice di rigidità dell'elemento.

Col metodo degli elementi finiti l'area da analizzare è vista come un insieme di tante piccole sotto aree interconnesse o elementi. Questi elementi possono essere uniti in vari modi, quindi sono utilizzabili per rappresentare forme geometriche anche estremamente complesse. Si suddivide la struttura in un certo numero di porzioni, dette appunto elementi finiti e, per ognuno di essi, si stabiliscono vincoli e carichi. Su questa base viene definito il comportamento di ogni singolo elemento e quindi quello dell'intera struttura, assemblando gli elementi di cui è composta. Tali elementi si considerano connessi tra di loro e con il supporto esterno solo in determinati punti, detti nodi. È quindi sufficiente determinare le proprietà di alcuni elementi fondamentali che si ripetono più volte, per definire il comportamento di tutta la struttura.

È questa, a grandi linee, l'idea alla base dell'approccio agli spostamenti del metodo degli elementi finiti. Mediante il procedimento di discretizzazione ad elementi finiti è possibile dunque dividere la regione considerata in elementi e rappresentare le variabili

incognite del problema, quali la pressione, la temperatura, lo spostamento o la tensione, in termini di funzioni approssimanti assunte all'interno di ciascun elemento. Le funzioni approssimanti, o funzioni di interpolazione, vengono definite tramite i loro valori nei nodi del reticolo, che diventano le nuove incognite del problema. Una volta determinate queste incognite, le funzioni di interpolazione definiscono la funzione variabile cercata in ogni punto dell'insieme degli elementi. Queste strutture si presentano come discrete, definite da un numero finito di parametri, cioè gli spostamenti dei nodi liberi. Tali quantità rappresentano gli spostamenti generalizzati della struttura, cui corrispondono, come forze generalizzate, le componenti  $P_j$  dei carichi applicati.

Nel metodo degli elementi finiti coesistono sia il *metodo delle forze* che quello delle *deformazioni*. Questo perché si adotta una approssimazione per la quale vengono soddisfatte in maniera esatta soltanto le condizioni di equilibrio o quelle di congruenza, soddisfacendo le altre solo globalmente. Il primo è scelto quando si vuole che la congruenza sia verificata esattamente punto per punto, mentre l'equilibrio sia rispettato solo globalmente. Il secondo invece, viene prediletto quando la distribuzione delle tensioni è scelta in modo da garantire punto per punto l'equilibrio, ma in modo da soddisfare solo globalmente la congruenza. Il metodo degli elementi finiti nasce da una semplificazione del calcolo di una travatura reticolare, cioè una struttura non tutta connessa costituita da più elementi non solidali tra loro: nei punti di parziale connessione, nodi, concorrono due o più elementi prismatici, aste, che vedono ivi consentita la rotazione relativa. La struttura viene poi divisa in "campi" e si definiscono le funzioni di spostamento per ciascun elemento strutturale, cioè per ciascuna asta, ferme restando le ipotesi di uniformità e continuità. Detto  $s$  lo spostamento di un punto generico di un continuo senza sconessioni e  $u, v, w$  le componenti dello spostamento stesso, queste devono essere tali da non modificare l'integrità del continuo. Occorre quindi definire più campi vettoriali degli spostamenti uno per ogni elemento strutturale, ciascuno con un proprio riferimento cartesiano locale, distinto da quello globale relativo all'intera struttura assemblata. Quest'ultima assumerà una configurazione deformata fornita

dall'insieme di tre funzioni  $u, v, w$ , ciascuna definita in una delle subregioni in cui si è suddiviso il dominio. Particolare rilevanza acquistano allora le condizioni ai limiti degli spostamenti di ciascun campo. E' qui che interviene la teoria col noto metodo degli spostamenti, cosiddetto dal nome delle incognite assunte quali variabili indipendenti. Data la generica asta, che collega due nodi A e B della travatura reticolare, lo sforzo normale N è legato agli spostamenti UA e UB degli stessi dalla relazione

$$N = \frac{EA\Delta L}{L}$$

dove  $\Delta L$  rappresenta la variazione elastica di lunghezza dell'asta UB-UA, e N sarà la forza che l'asta esercita sui nodi di controllo. Le equazioni di equilibrio dei nodi, in termini di U, risolveranno il problema. Per un sistema piano, il numero di incognite ( $2n$  se è  $n$  il numero dei nodi interni) eguaglia il numero di equazioni. Ogni nodo ha infatti 2 incognite e 2 equazioni alla traslazione. Il procedimento può essere applicato in forma sistematica e con formulazione matriciale. Di qui la fortuna incontrata dal metodo. Nel metodo delle forze, invece, le incognite sono gli sforzi nelle aste, in funzione dei quali si scrivono gli spostamenti degli estremi

$$UB - UA = \frac{NL}{EA}$$

da legare poi con le risoltrici equazioni di congruenza. Nel metodo delle forze si considera una struttura costituita da un insieme di aste deformabili, ciascuna soggetta ad uno sforzo N che ne aumenta o ne riduce la lunghezza. Le aste sono collegate le une alle altre dagli estremi in comune, i nodi, di conseguenza ogni variazione di lunghezza ed ogni spostamento U degli estremi verificatisi sul singolo elemento, si ripercuotono sulle aste concorrenti. Le equazioni risoltrici sono le condizioni di congruenza. La costante  $L/EA$  si chiama *deformabilità* dell'asta. Il metodo degli spostamenti considera invece la struttura ridotta ad un insieme di nodi, in equilibrio sotto gli sforzi ad essi trasmessi dalle aste. Le equazioni risoltrici sono quelle di equilibrio dei nodi, le incognite sono gli spostamenti di queste. La costante EM si chiama *rigidezza* dell'asta. Quindi un telaio può essere rappresentato da un insieme di funzioni distinte che

mostrano la configurazione deformata di ogni trave, e da una serie discreta di valori che forniscono gli spostamenti generalizzati dei nodi. La scelta che occorre effettuare è quale elemento utilizzare per studiare con risultati soddisfacenti lo schema propostoci.

Ad esempio un corpo bidimensionale a spessore sottile può essere considerato come una lastra o piastra, mentre un continuo tridimensionale può essere studiato come un insieme di elementi tetraedrici o cubici, a contatto solo nei vertici. Le equazioni risoltrici sono ancora quelle di equilibrio dei nodi, che subiscono le azioni elastiche degli elementi di connessione. L'insieme acquisterà un nuovo assetto geometrico deformato, definito dagli spostamenti dei nodi, dai quali verranno ricavate le soluzioni di assetto deformato di ciascun elemento. Il metodo degli elementi finiti è considerato rivoluzionario poiché introduce la possibilità di considerare la struttura indipendentemente dalla sua forma complessiva e dalle forze o dai vincoli. Tale possibilità si presta particolarmente bene ad una trattazione automatica. Infatti il programma di calcolo può operare secondo una procedura ben definita senza dover attuare delle scelte in base alla tipologia della struttura.

Quando si imposta l'analisi agli elementi finiti di una struttura occorre effettuare due tipi di scelta, una relativa alla schematizzazione della struttura, l'altra relativa alla selezione del tipo di elemento da usare. Nella prima scelta si deve decidere se utilizzare uno schema a struttura reticolare piuttosto che a lastra o a solido in stato di sollecitazione tridimensionale. E questa è una fase importantissima, in cui principalmente si esplica l'attività di impostazione del progettista, e dove si decide il diverso approccio alla struttura a seconda di ciò che si desidera indagare. La seconda scelta riguarda il particolare tipo di elemento da adottare. Qui la scelta verte su due aspetti fondamentali: la forma, che può essere triangolare, rettangolare, trapezoidale in funzione del tipo di contorno, della disposizione dei cariche e del dettaglio richiesto nella suddivisione. Nell'analisi di una struttura il primo passo è la creazione del modello della struttura, cioè la sua schematizzazione dal continuo al discreto. Il modello può essere generato in tre modi diversi, ovvero per via manuale, parzialmente automatica o per via grafica

interattiva. La prima si compone di una lista di operazioni quali la numerazione di tutti i nodi, la definizione delle coordinate dei nodi, la definizione dei gradi di vincolo esterno, la definizione dei gradi di vincolo di simmetria, la numerazione di tutti gli elementi e l'associazione nodi-elemento per ognuno di questi. In seguito si procede alla definizione dei carichi concentrati per ogni nodo caricato, si passa alla definizione dei carichi distribuiti per ogni elemento caricato ed infine si definiscono le caratteristiche geometriche e fisiche di ogni elemento. E' intuibile quanto pesante e suscettibile di errori possa essere questo tipo di generazione totalmente manuale del modello, per questo raramente utilizzata.

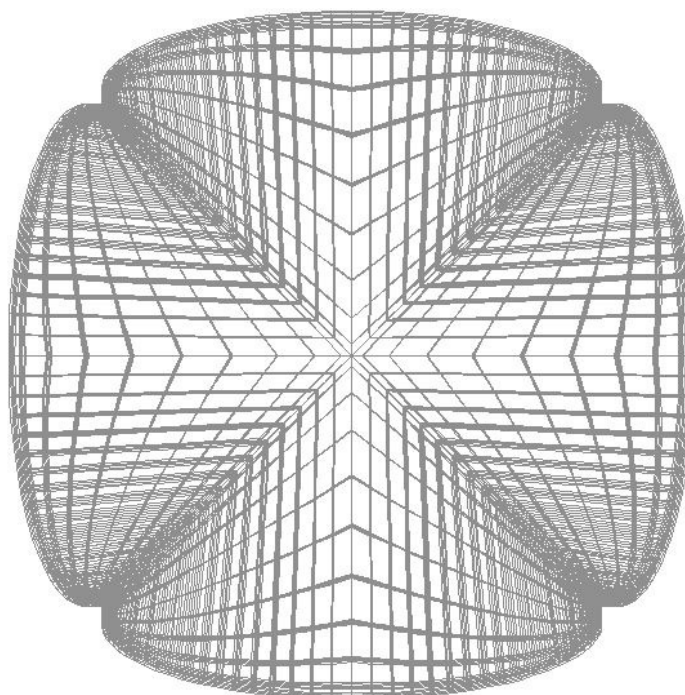
La generazione parzialmente automatica del modello agli elementi finiti di una struttura, parte ancora da un disegno schematico della struttura, ma richiede solo il minimo di informazione necessaria ad un preprocessore che pensa a completare automaticamente la numerazione di nodi ed elementi e la definizione di proprietà, vincoli o carichi appartenenti a serie lineari o a zone di superfici o volumi generabili per via automatica. Questo tipo di generazione costituisce un notevolissimo aiuto al progettista nella definizione manuale del modello. La possibilità più completa per creare il modello agli elementi finiti di una struttura è la generazione mediante un preprocessore grafico interattivo. In questo caso basta partire da disegni in scala, piante o sezioni, delle strutture o di parti di esse. I nodi e gli elementi possono essere definiti mediante localmente, anche senza numerare e senza segnare coordinate, eventualmente utilizzando dispositivi di immissione di *input* direttamente da modelli tridimensionali esistenti o virtuali. Le numerazioni avvengono progressivamente per via automatica. Per questa via è possibile generare nello spazio in breve tempo strutture anche complesse tenendole costantemente sotto controllo. L'ultima parte del software di questo tipo di sistemi di modellazione è adibita alla creazione automatica di tutto l'input del programma di calcolo, secondo i formati dei principali programmi di analisi agli elementi finiti.

Il programma di calcolo comprende essenzialmente quattro fasi: *input*, libreria degli elementi, soluzione, *output*. Nella fase di *input* si inseriscono le informazioni sui materiali, la descrizione geometrica del modello, le



condizioni di vincolo e le condizioni di carico. La fase successiva comprende la *libreria degli elementi finiti*, cioè tutti quegli elementi che permettono di modellare una qualsiasi struttura con generiche condizioni al contorno. Può essere aperta e capace di accogliere nuovi elementi di ogni grado di complessità. In questa fase si devono svolgere anche tutte quelle operazioni necessarie per collegare fra loro i diversi elementi, definendo le equazioni algebriche del modello. La fase di *soluzione* opera sulle equazioni formate nella fase precedente ricercando la soluzione del sistema in relazione ad assegnati carichi esterni. La fase di *output* fornisce allo strutturista l'insieme delle soluzioni sulla base delle quali prendere decisioni riguardanti il dimensionamento. Generalmente il calcolatore stampa una lista dove sono presenti spostamenti, tensioni e sollecitazioni nei punti richiesti. Esistono poi post - processor che rappresentano graficamente i risultati ottenuti.

Fig. 90 - Modello virtuale della volta a crociera



I problemi risolti dal metodo degli elementi finiti possono essere divisi in categorie secondo la natura del problema da risolvere. L'Analisi statica comprende tutti i problemi conosciuti come problemi di equilibrio o problemi indipendenti dal tempo (meccanica dei solidi e meccanica dei fluidi). Le analisi delle vibrazioni comprendono i problemi stazionari, la cui soluzione richiede la determinazione delle frequenze naturali e dei

modi di vibrazione (ingegneria civile quando considera l'interazione di laghi e dighe). L'analisi dell'instabilità comprende l'analisi della instabilità delle strutture, ed infine l'analisi dinamica include un elevato numero di problemi dipendenti dal tempo o problemi di propagazione della meccanica del continuo.

### *La creazione dei modelli*

Nel processo di trasposizione degli elementi osservati durante la stilatura del catalogo, ovvero la creazione virtuale di manufatti che potessero emulare il comportamento reale delle volte in muratura, sono state imposte delle ipotesi necessarie dal punto di vista del calcolo. Nel dettaglio sono state affermate delle proprietà ai materiali e alle forme che possono essere soggetto di contestazione: in primo luogo l'omogeneità del materiale, proprietà che certamente non si addice alla muratura reale, ma che è stata utilizzata nella creazione dei modelli. Inoltre, avendo discretizzato le superfici in una maglia di sotto - elementi regolari tra loro interagenti, si deve prevedere che la connessione reale di due blocchi di pietra è molto distante da quella fittizia di due conci trapezoidali dentro il software. Nonostante vi siano alcuni programmi di calcolo moderni che permettano l'effettiva parametrizzazione di tutti (o quasi) i valori che concorrono alla statica reale di un manufatto, è stato preferito l'utilizzo di una piattaforma consolidata a livello accademico, sulla quale esercitarsi nella taratura dei coefficienti in modo tale da acquisire la conoscenza necessaria a regolare i fattori che influenzano le analisi di questo tipo.

I modelli costruiti rimandano al concetto di *creazione macroscopica*, ovvero si è creata una maglia di elementi che non ha nessun riscontro con le dimensioni reali dei materiali lapidei ma ne considera porzioni più estese, a formare un continuo. L'unico parametro geometrico rispettato è stato lo spessore totale delle volte che è stato pari a 12 cm, valore trovato molte volte nello studio di questi manufatti e confrontato con altri casi di modellazione virtuale di coperture curve. L'*iter* costruttivo ha visto la creazione in un software CAD delle geometrie in questione, attraverso strumenti di gestione di volumetrie molto più dettagliati e facili da usare rispetto ai codici di comando all'interno dei software ad

elementi finiti. Una volta creata la geometria desiderata, elaborata sotto forma di *mesh* regolare, è stata importata dentro il programma SAP2000, utilizzato appunto per il calcolo agli elementi finiti. In questa sede è stato possibile introdurre le caratteristiche del materiale al fine di ottenere una *mesh* estrusa, in modo da analizzare effettivamente un solido, provvisto di tre dimensioni effettive, piuttosto che verificare solamente le tensioni all'interno del piano, qui sotto elencate

Tabella 1 - Caratteristiche del materiale utilizzato per la modellazione nel software ad elementi finiti

Nome materiale	Muratura
Peso specifico	1850 kg/cm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità	3500 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.2
Coef. di espansione termica	6x10 <sup>-6</sup> °C <sup>-1</sup>
Modulo di taglio G	1458.3 N/mm <sup>2</sup>

Come si può vedere dalla tabella sopra si tratta di una muratura che presenta buone capacità resistenti, con valori più vicini ad una costruzione recente piuttosto che a manufatti storici. Come si evince dai risultati ottenuti, non era nell'intento della presente ricerca trovare dei valori numerici in qualche modo confrontabili con casi reali, ma la descrizione qualitativa del modo di generarsi delle fratture. Infatti si può pensare che i valori immessi nei seguenti modelli di calcolo virtuali possano essere unitari, e declinabili caso per caso con eventuali coefficienti di riduzione di tali valori.

Una volta impostati i parametri dei materiali, come spiegato sempre rifacenti alla muratura di cui sopra, e della geometria, ovvero con l'importazione delle *mesh* da CAD e la loro estrusione a solidi, si è passati alla verifica del loro funzionamento statico in situazioni di quiete. Questo ha permesso il controllo delle connessioni tra i vari nodi della struttura, al fine di scovare quei problemi legati alla modellazione tridimensionale che può portare alla creazione di errori per discontinuità del materiale. In non pochi casi si sono dovute ripetere le analisi per problemi legati esclusivamente alla forma e alla difficoltà

per il software di integrare i risultati su tutte le superfici dei solidi elementari. La discretizzazione delle volte non è stata uniforme su tutte le casistiche analizzate proprio per questa ragione: in alcuni casi è stato possibile arrivare ad isolare solidi elementari con dimensioni contenute nell'ordine di qualche centimetro, mentre in altri casi è stato necessario un livello di discretizzazione minore della struttura per effettivamente ottenere dei risultati. Inoltre l'elevatissimo numero di solidi, e quindi di nodi da analizzare, ha creato non pochi problemi alla fase di analisi che si è rivelato particolarmente oneroso dal punto di vista del tempo investito. È chiaro che in questa sede è stato possibile impiegare lunghi periodi di tempo per ottenere le corrette analisi, ma in altri contesti potrebbe rivelarsi un sistema di calcolo troppo lento per essere competitivo con altri metodi di modellazione.

A modello ottenuto, verificata la sua stabilità in una situazione  $t_0$  associabile ad un momento di quiete, si è passati all'imposizione dei vincoli a terra, ovvero la contestualizzazione di ogni singolo caso. In ogni scheda di verifica presentata dopo verrà descritta la situazione singolare dei vincoli a terra per ogni manufatto e ogni situazione particolare. Generalmente le volte sono state modellate cercando di simulare una situazione reale di vincolo. Si può quindi pensare che, nel caso una muratura sia stata eseguita a regola d'arte, i vincoli a terra non permettano traslazioni nel piano orizzontale o in quello verticale, e che al massimo permettano piccole rotazioni. La scelta quindi è ricaduta o su incastri o cerniere a terra. Si è quindi ipotizzata una situazione costruttiva ottimale, di volte in buono stato e composte di ottimi materiali, correttamente predisposte e disegnate secondo una geometria ideale. Chiaramente tutte queste ipotesi sono estremamente restrittive, ma rispecchiano la volontà di porsi in una situazione generica dalla quale coniugare i diversi tipi di dissesti e lesioni.

Tutte le informazioni immesse nel software sono il frutto di una sintesi di casistiche comunemente osservabili, le quali presentano singolarmente dei difetti, dei pregi, o semplicemente delle caratteristiche uniche, raramente ritrovabili. Difatti, nonostante due manufatti siano stati eseguiti dalla stessa manodopera, nello stesso contesto e con gli stessi materiali, c'è sempre il fattore aleatorio della manodopera che porta alla

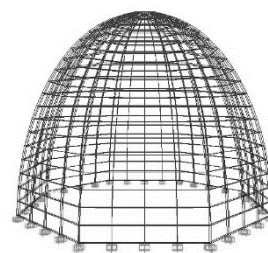
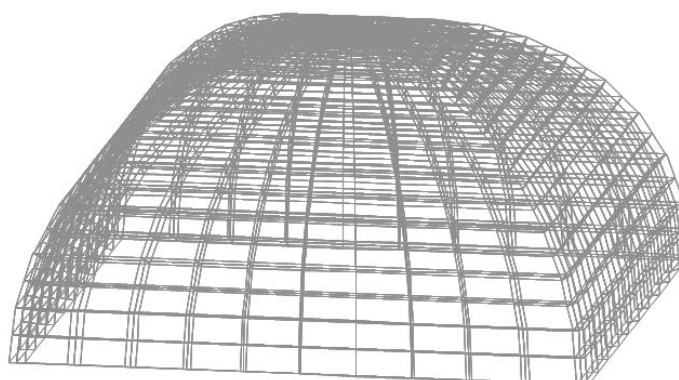


Fig. 91 - Esempio di volta a padiglione ottagonale o cupola poligonale creata con il software

diversificazione dei casi. Allo stesso modo però si può pensare che tutti questi casi diversi siano accomunati da pochi fattori che possono essere messi a sistema, ovvero *geometria, materiali e carichi*.

Il primo, come è stato prima spiegato, viene assolto dal disegno di volte ideali geometricamente perfette, che però rappresentano il comun denominatore di tutti i progetti delle volte reali che sempre hanno teso al raggiungimento di queste conformazioni. Si può pensare che i modelli presentati siano l'*idea* delle volte, poi tramutata in materia con i vari difetti contestuali nella realtà. I materiali sono stati pensati analoghi a tutti, come anticipato rifacendosi ad altre trattazioni sul tema o a diretti riscontri sul campo. Per quanto invece riguarda i carichi ci si scontra con un altro ostacolo concettuale, ovvero quello di quantificare e qualificare gli sforzi agenti sulla muratura. Un grande problema in questo tipo di analisi riguarda appunto la comprensione degli sforzi agenti sui manufatti, molte volte ignoti e non conoscibili, se non attraverso indagini distruttive e non reversibili. Anche in questo caso sono state simulate delle situazioni a passaggi successivi, in modo da generare varie situazioni di carico (singolarmente espresse in seguito), e conseguenti stadi tensionali. Non sono stati riportati i valori delle tensioni che hanno portato a rottura proprio perché non si è ricercato il confronto diretto con un limitato campione di casi reali, ma piuttosto il confronto a larga scala con più manufatti possibili, e quindi con il conseguente corollario di situazioni di carico e di conformazione delle volte.

Fig. 92 - Vista *wireframe* del modello virtuale di una volta a padiglione utilizzata per le verifiche



Generalmente alle strutture sono stati imposti solamente il peso proprio, mantenuto punto fisso ed inalterato durante le analisi, e in molti casi una pressione

superficiale normale alla superficie dei solidi direzionata verso il centro della volta. Questo sforzo rappresenta sommariamente l'azione che i rinfianchi svolgono sulla volta, rinfianchi che possono essere o si materiali inerti non legati e non leganti, oppure dei caratteristici frenelli in muratura. È chiaro che non è stata studiata nel dettaglio la variazione tra i vari tipi di sostegno laterale, e per questo si rimanda ad altre opere specializzate sul tema. Piuttosto è necessario rendersi conto dell'importanza di questi rinfianchi e del loro ruolo benefico alla statica della volta. Si è infatti registrato uno stato tensionale più favorevole alla stabilità una volta aggiunta tale pressione superficiale, rispetto allo stato iniziale di volta soggetta solamente a peso proprio. Questo ha dimostrato sia la validità del modello virtuale, sia ha comprovato ulteriormente il beneficio che le strutture voltate traggono da sforzi che si tramutano in pura compressione interna ai conci.

#### *Le schede di verifica del catalogo*

Qui di seguito si possono vedere gli elaborati che sintetizzano il lavoro fatto attraverso l'utilizzo del software ad elementi finiti. Sono state predisposte una serie di analisi sulle volte che vogliono giustificare le affermazioni fatte precedentemente in base ad una ricerca sul campo. Per ragioni legate al tipo di calcolo effettuato dal software non è stato possibile verificare la totalità dei casi prima esposti, coprendone però più della metà e comunque lasciando gli strumenti necessari per continuare a studiare tali dissesti con altri mezzi. Il grande limite del calcolo ad elementi finiti è infatti l'impossibilità di prevedere il punto di rottura elementare per alcuni tipi di sollecitazione, e necessita di un attenta interpretazione per capire dove e come le fessure si originano e si propagano.

Per ogni caso effettuato è stata seguita una procedura fissa, in modo da avere una cronologia facilmente ricontrrollabile e modificabile a seconda dei risultati delle analisi. In seguito alla modellazione base della volta in questione si è proceduto alla verifica in caso di sollecitazione al solo peso proprio. Verificato lo stato tensionale sono stati applicati i carichi dei rinfianchi e, dove necessario, un ulteriore carico gravitazionale per meglio simulare il comportamento di un impalcato

superiore o di una copertura spingente. Questi carichi imposti in un secondo momento non hanno comunque generato variazioni pericolose dello stato tensionale del manufatto, dimostrandone l'effettiva realizzabilità.

A questo punto si è proceduti all'imposizione di una situazione deformante, quale possa essere un carico particolare o un cedimento vincolare, o entrambe le situazioni. Pescando le informazioni direttamente dall'interpretazione dei cinematismi del catalogo, si sono tramutate in azioni quelle ipotesi. Per esempio il cedimento di un supporto si è tradotto in uno spostamento lungo l'asse verticale di un grappolo di nodi a terra (infatti ogni solido discretizzato ha una serie di nodi che si interfacciano con il contesto, come nella realtà le imposte della volta hanno uno spessore e non sono mai puntuali), oppure un carico eccentrico come un pilastro in falso è stato rappresentato con una forza puntuale insistente su un'area ristretta di volta, e via dicendo. In seguito all'imposizione del carico deformante è stata eseguita una seconda analisi che restituisce dei valori indicativi di sforzo nella muratura. A questo livello è iniziata la fase di taratura di tali sforzi, in modo tale da ottenere degli stati tensionali sufficienti da generare rotture elementari all'interno della volta. Sono state mantenuti costanti in tutti i casi i valori di risposta grafica: è stato infatti supposto un minimo di  $0.25 \text{ N/mm}^2$  come limite inferiore a trazione, oltre il quale la muratura comincia a soffrire per le tensioni. Il massimo considerato è stato  $2 \text{ N/mm}^2$ , che per la muratura rappresenta un valore molto elevato per sforzi di trazione, e che infatti dimostra una situazione altamente degradata. Sono da intendersi quindi le colorazioni delle immagini, come comprese tra questo intervallo di valori. Tutte le zone grigie sono sottoposte a sforzi infinitesimali di trazione oppure a sola compressione, mentre le zone colorate di un blu elettrico acceso hanno ecceduto la soglia superiore imposta dalle analisi.

Nelle schede di verifica è possibile infatti confrontare gli stadi tensionali a due livelli differenti. Innanzitutto in alto è stato lasciato il riferimento al catalogo con il quadro fessurativo rilevato. Immediatamente sotto è stata "fotografata" la situazione di creazione delle rotture elementari e conseguente stato tensionale nell'intera volta. Qui si è voluta mostrare la

relazione tra geometria indeformata (in grigio chiaro sullo sfondo), la deformata della struttura con gli stati tensionali interni, l'applicazione del carico e il tipo di vincoli a terra (dove necessario per intendere il cinematicismo). Eventualmente, in un secondo momento, sono stati aumentati o modificati i valori dei carichi secondari deformanti per controllare l'avanzamento dello stato tensionale al progredire del dissesto.

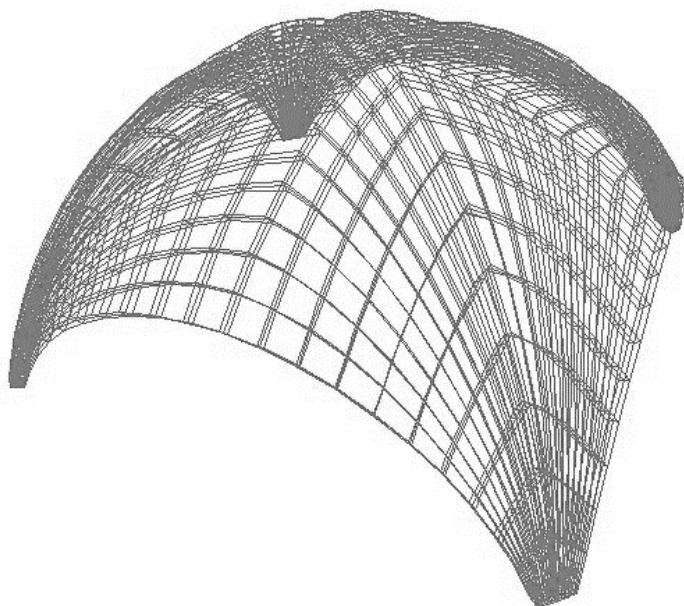


Fig. 93 - Vista *wireframe* del modello virtuale di una volta a vela

In questa seconda fase, dove svolta, sono state fisicamente introdotte due proprietà ai materiali atte a simulare la creazione delle fessure. Una prima ipotesi di modellazione prevedeva l'effettiva rimozione dei solidi elementari nella zona interessata dall'origine della frattura. Questo metodo si è rivelato falsante per le analisi successive in quanto la muratura si deforma in un modo assolutamente non reale. Si è quindi proceduto ad una ulteriore discretizzazione delle zone degradate e ad assegnare ai solidi interessati una proprietà che simuli una fessura vera e propria, ovvero un "materiale" con modulo di elasticità così basso da essere considerato nullo. Ecco quindi che sono stati assegnati questi valori ai solidi lesionati e si sono reiterate le analisi in modo da verificare come le tensioni si ridistribuiscono nella volta in seguito a fessurazione. Per meglio emulare una situazione reale è stato predisposto un terzo materiale, con modulo  $E$  pari a circa la metà del modulo di elasticità iniziale, che simuli tutte quelle zone limitrofe l'apertura delle fessure che sono sicuramente state coinvolte dal dissesto, perdendo

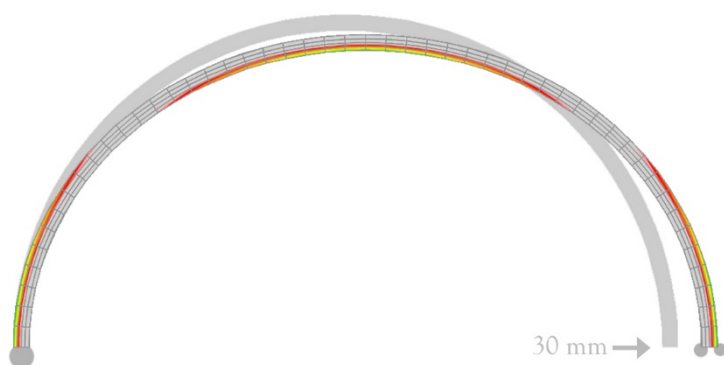
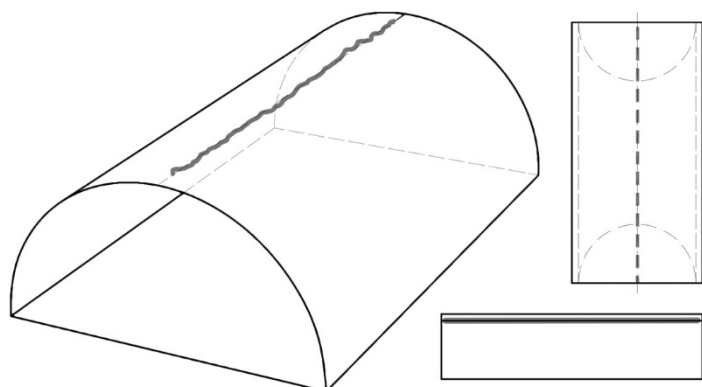


quindi una parte della propria resistenza, ma che comunque continuano a collaborare alla statica della volta. In questo modo le lesioni sono state circondate da solidi con queste proprietà in modo da dettagliare ulteriormente le analisi.

I carichi imposti superiormente sono stati quindi portati ancora a valori più elevati fino ad ottenere delle situazioni di collasso totale della struttura, avendo quindi valori di trazione così elevati da comprometterne totalmente la stabilità. Generalmente nelle schede sono infatti riportate più immagini che mostrano le ipotesi di catalogo, lo stadio di prima fessurazione e dissesto, e eventualmente in basso sono riportate istantanee di uno stato di degrado molto avanzato, dove sono state fisicamente individuate le lesioni e aumentati i carichi. Come già detto prima, rappresentano delle immagini dedicate alla comprensione del fenomeno fessurativo più che alla effettiva rappresentazione dell'apertura delle lesioni.

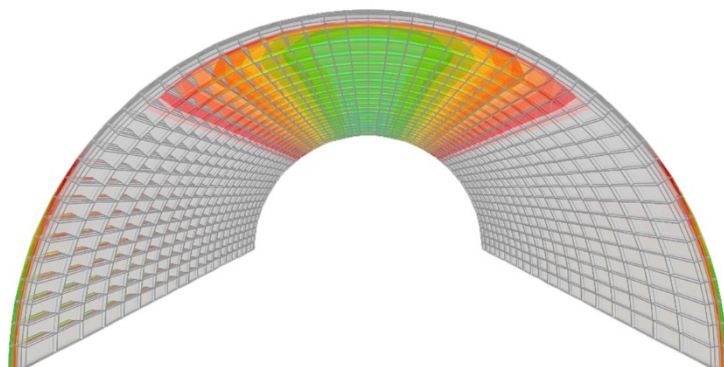
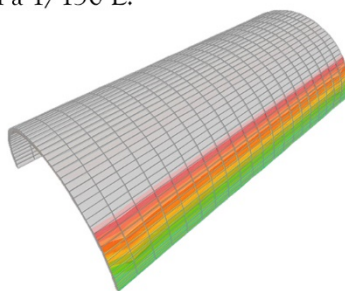
Volta a botte

SVC1



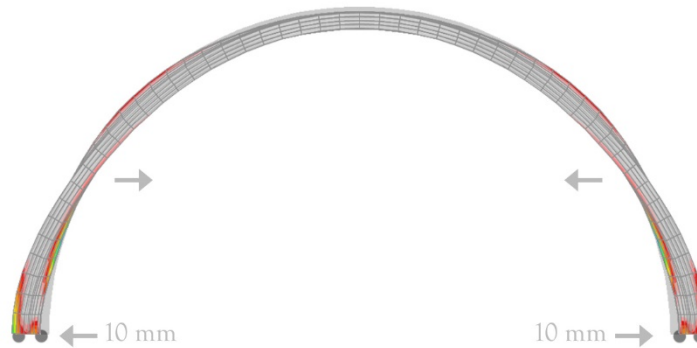
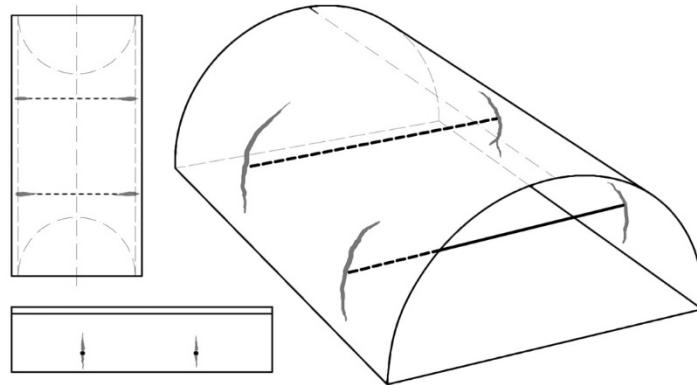
Patologia molto comune delle volte a botte, specialmente quando prive di catene o altri dispositivi che limitano l'allontanamento delle imposte. La verifica ha tenuto conto del peso proprio della costruzione e di una pressione superficiale all'estradosso a simulare l'azione dei rinfianchi. All'imposta destra è stato applicato un solo grado di vincolo, ed è stata sottoposta ad un cedimento pari a  $1/150 L$ .

Si individuano le fessure in chiave, all'estradosso e alla altezza dell'imposta, con la creazione di uno schema a tre cerniere nella volta, a cinque se si considera anche lo spostamento o la rotazione dei supporti murari.

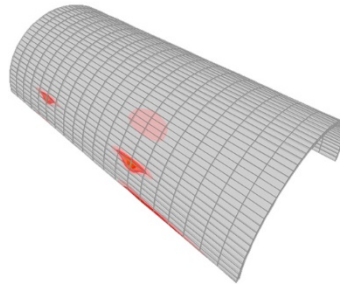


Volta a botte

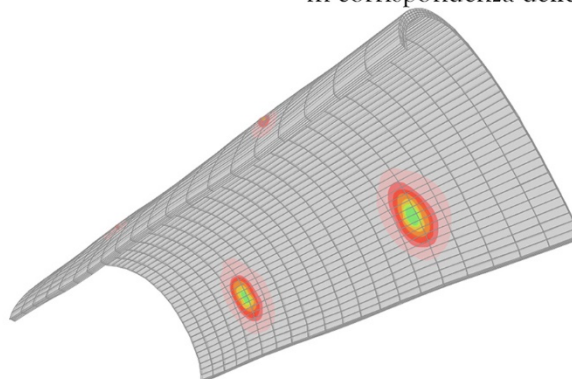
SVC2



Schema fessurativo in presenza di tiranti metallici o altri dispositivi puntuali di trattenuta, i quali si oppongono all'allontanamento delle imposte. La volta è ancora in buono stato, tranne le zone dove sono presenti le catene: queste aree sono sottoposte ad un grande sforzo di trazione concentrato in una piccola superficie. Si generano così delle lesioni profonde, con evidenti deformazioni della zona vicina il dissesto.

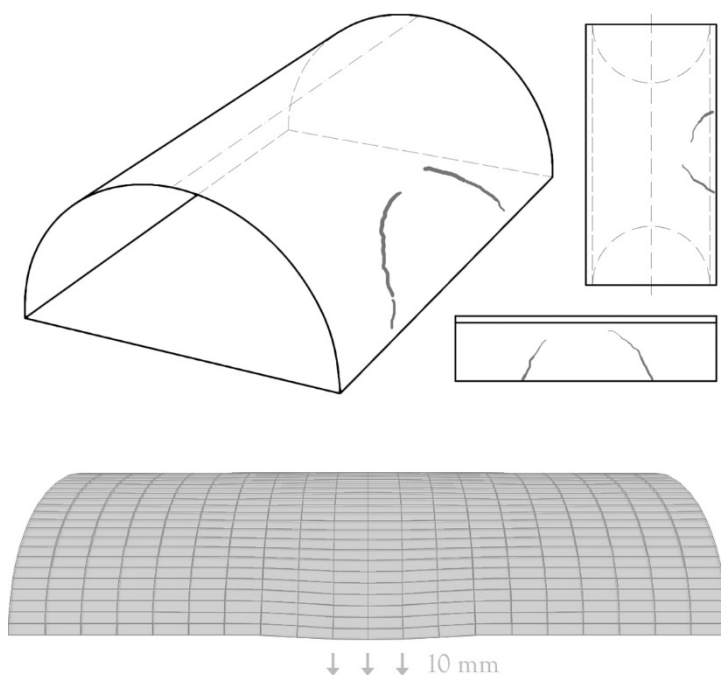


L'andamento delle lesioni è ortogonale alla direzione delle tensioni principali indicate nella figura a lato. Come si vede nella vista di intradosso infatti, le lesioni hanno tipicamente un andamento verticale con apertura massima in corrispondenza delle catene.



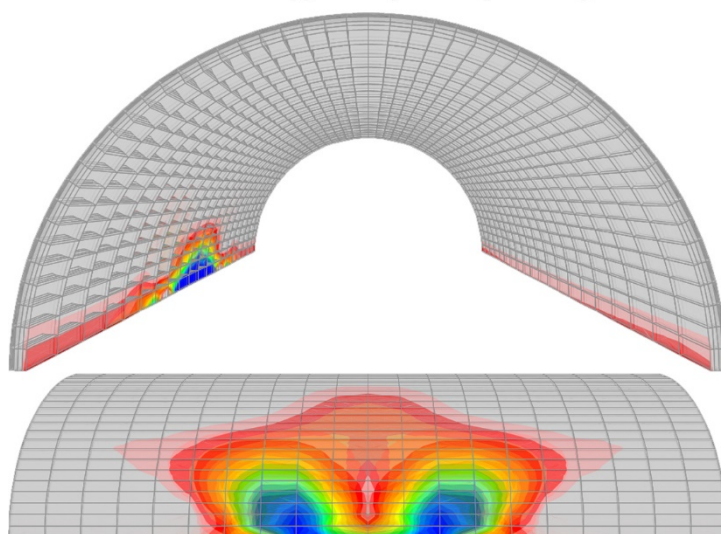
Volta a botte

SVC3



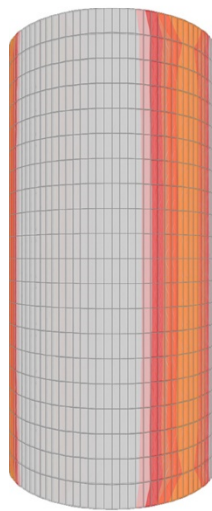
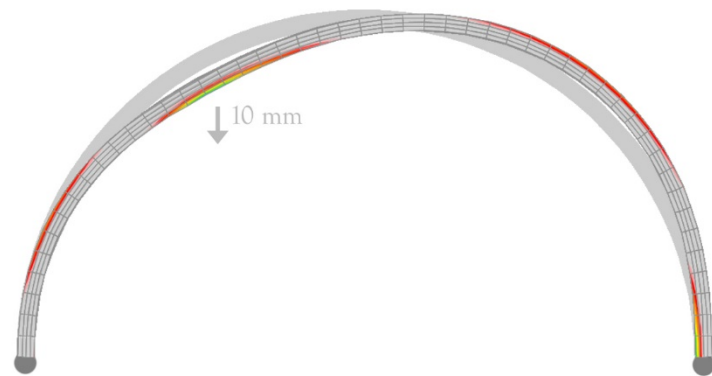
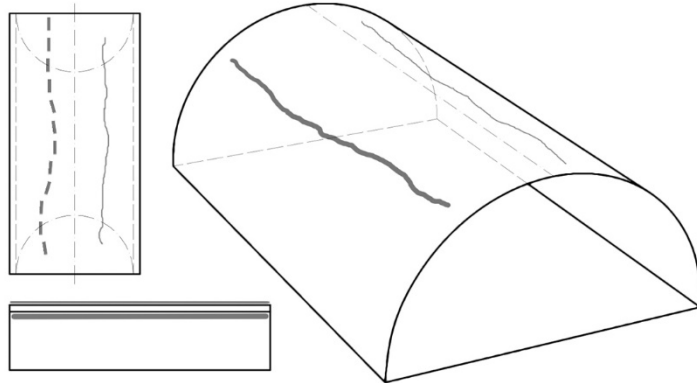
Lo stato deformativo sopra raffigurato è generato dal fenomeno detto “arco di scarico”. In seguito ad un cedimento localizzato della struttura di supporto, possono venire meno dei vincoli rigidi al livello di imposta dell’arco. La volta provvede a modificare la distribuzione interna delle pressioni attraverso un ridisegno delle isostatiche di minimo, che vanno a creare una zona di fatto appesa alla muratura, e non più reagente.

Le lesioni si sviluppano evidentemente in corrispondenza del limite tra struttura resistente e non, nelle zone sottoposte alla trazione maggiore. In seguito andranno a svilupparsi seguendo una traiettoria ad arco fino a congiungersi, generando un crollo parziale della volta. Sotto le immagini dello stato tensionale interno alla muratura soggetta a questo tipo di degrado.



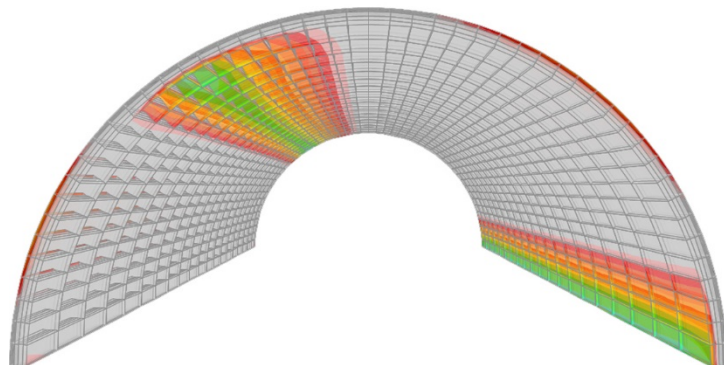
Volta a botte

SVC4



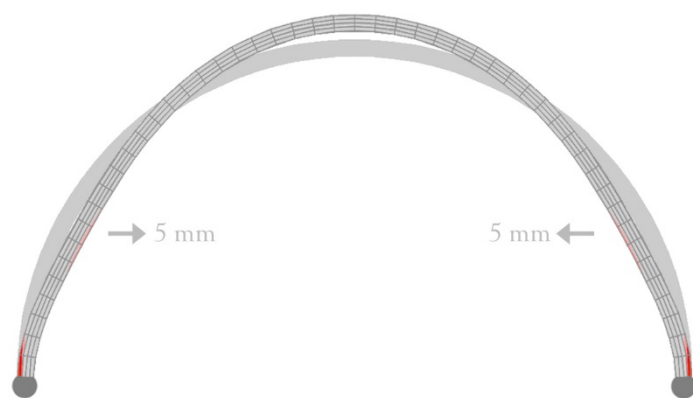
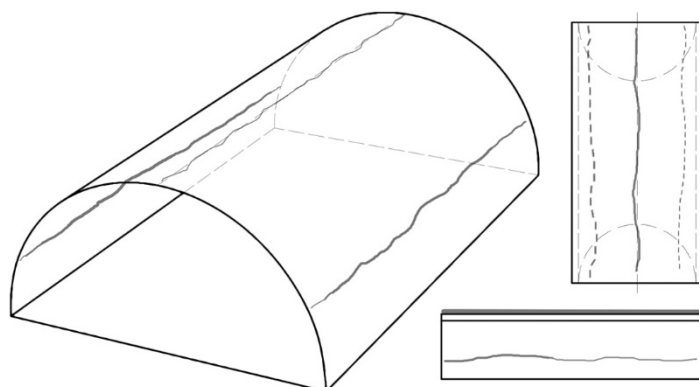
Caso di carico eccentrico: considerati costanti peso proprio e pressione superficiale per emulare l'azione dei rinfianchi, è stato applicato un cedimento nella posizione più sfavorevole, ovvero il quarto di volta.

Dallo stato tensionale in figura si evidenzia la formazione di quattro cerniere alternate tra intradosso ed estradosso, con valori molto alti di trazione nel punto di applicazione del carico e all'imposta del lato opposto. Con l'instabilizzazione dei conci si arriva ad un collasso generato dal cinematismo a cerniere multiple.



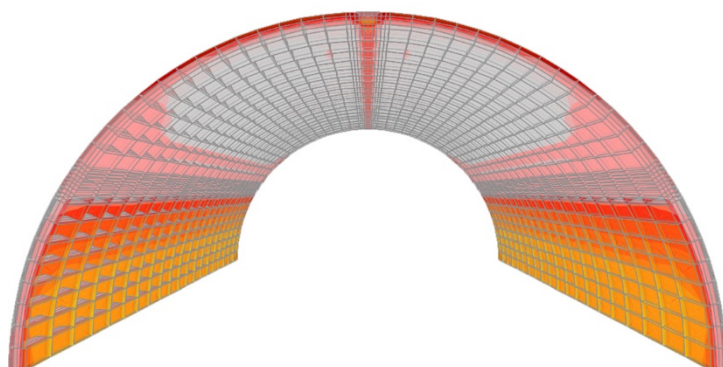
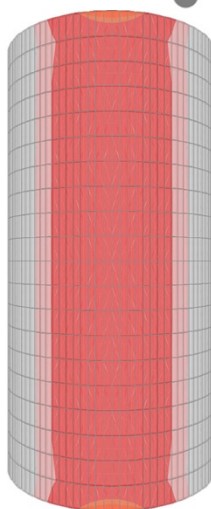
## Volta a botte

SVC5



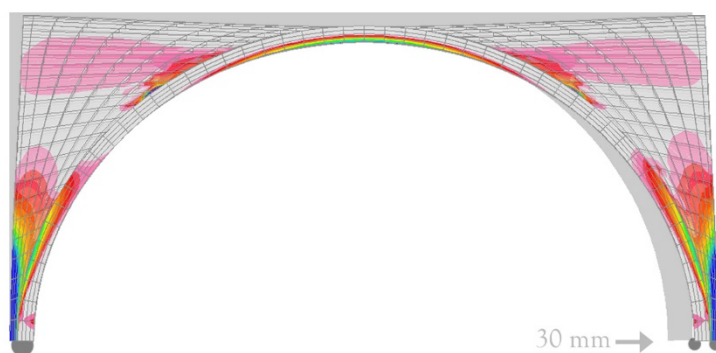
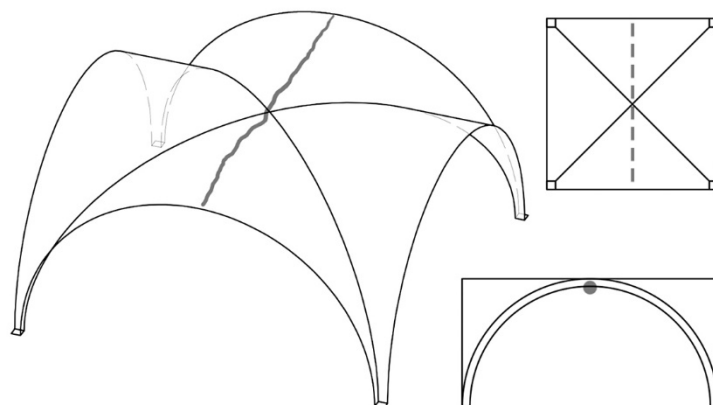
Fenomeno di rottura della volta per instabilizzazione a compressione. La struttura è sollecitata sul piano orizzontale con delle forze dirette verso il centro dell'arco, generando uno sforzo di trazione all'estradosso della volta in corrispondenza della chiave. Allo stesso modo si aprono delle lesioni all'intradosso in corrispondenza delle reni della copertura.

Le pressioni allineate con il piano xy possono essere associate ad uno sforzo di altre volte vicine, le quali esercitano una pressione maggiore rispetto a quella considerata.

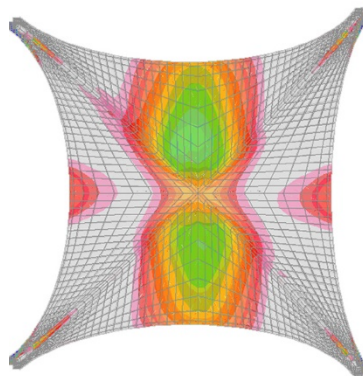


Volta a crociera

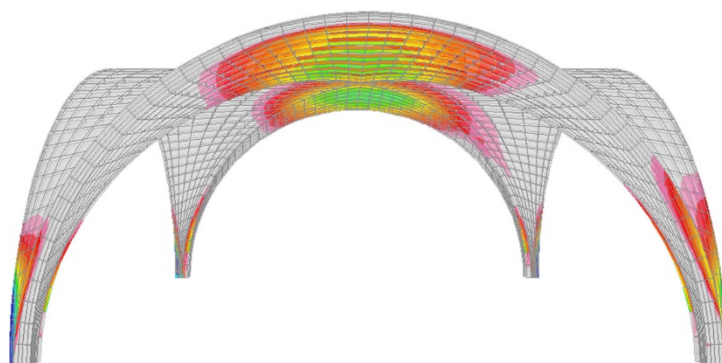
SVC6



Fessurazione in chiave di volta della volta a crociera. Imposti il peso proprio e la pressione di ipotetici rinfianchi come unici carichi, è stato imposto un cedimento vincolare ad un lato delle imposte lungo il piano orizzontale.

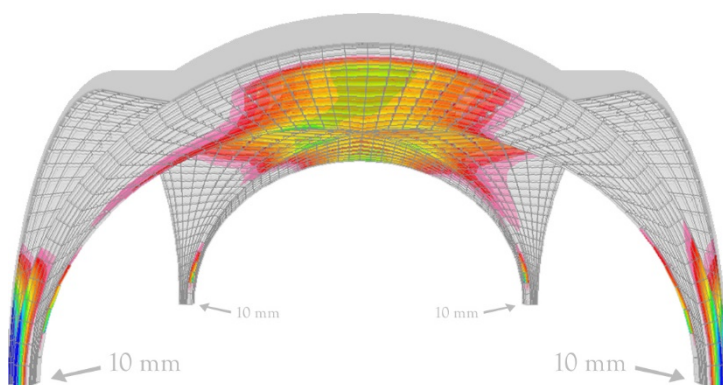
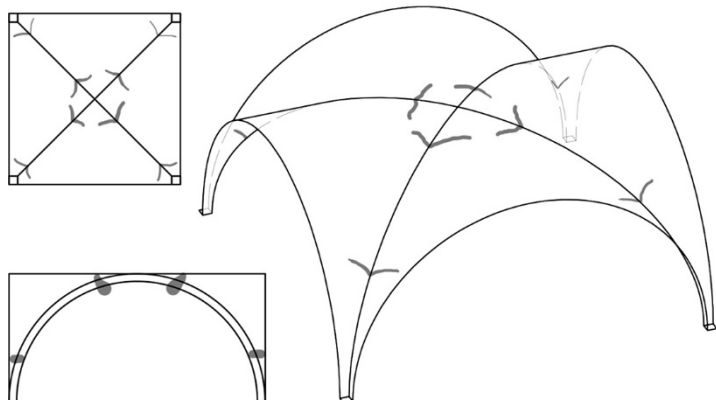


Si evidenzia la cerniera cilindrica e i punti di rottura in corrispondenza dei peducci della volta. Le immagini ritraggono lo stato tensionale interno alla muratura soggetta a questo tipo di degrado.



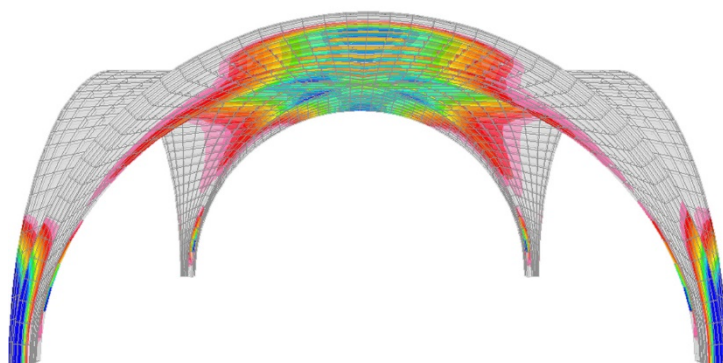
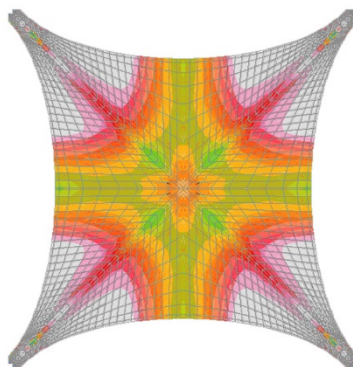
## Volta a crociera

SVC7



Quadro tensionale di una volta sottoposta ad un allontanamento reciproco di tutti i supporti. I vincoli a terra della struttura sono stati ridotti ad un solo grado di libertà, impedendo quindi le sole traslazioni lungo l'asse verticale.

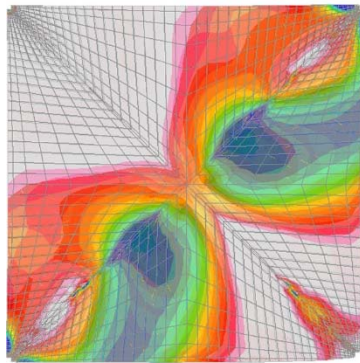
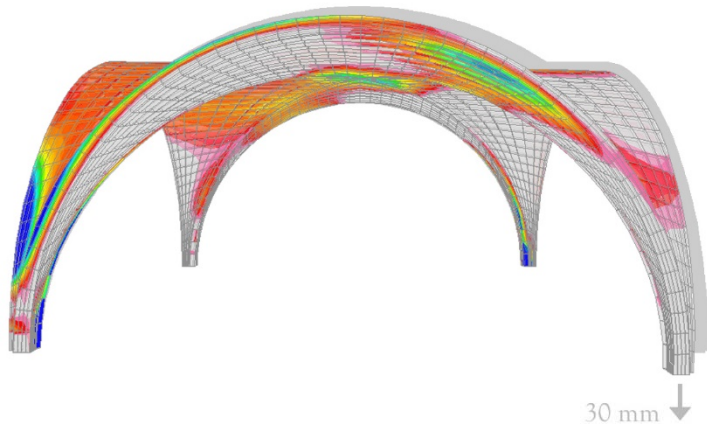
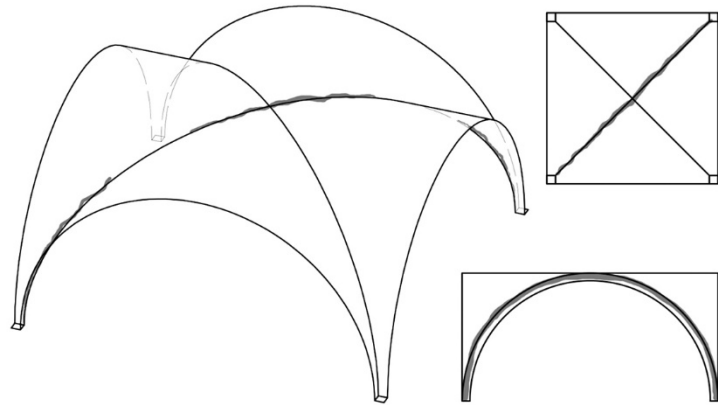
Risultano particolarmente intensi i valori di trazione in corrispondenza delle imposte e nella zona sommitale degli archi in diagonale, individuando così le zone dove si generano le rotture elementari.





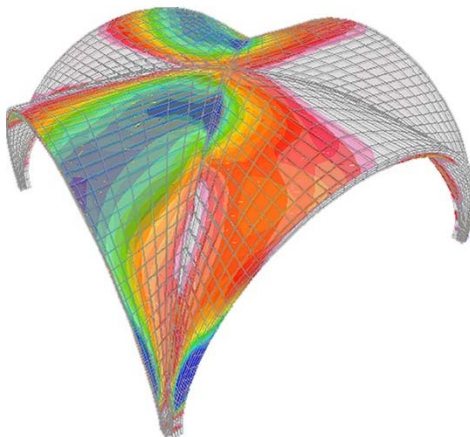
Volta a crociera

SVC8



Caso di cedimento verticale di uno dei supporti. Al modello virtuale è stato imposto uno spostamento lungo l'asse verticale di 30 mm, lasciando invariati i carichi di peso proprio e rinfianchi.

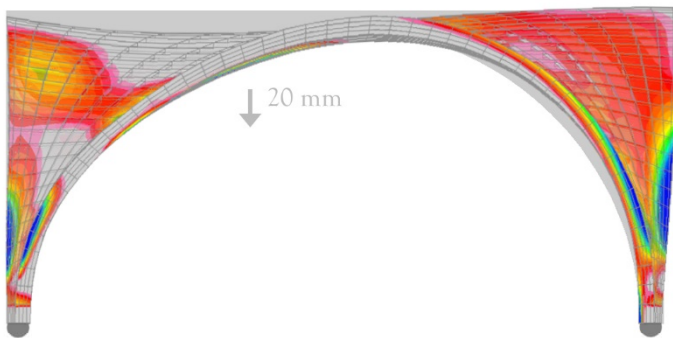
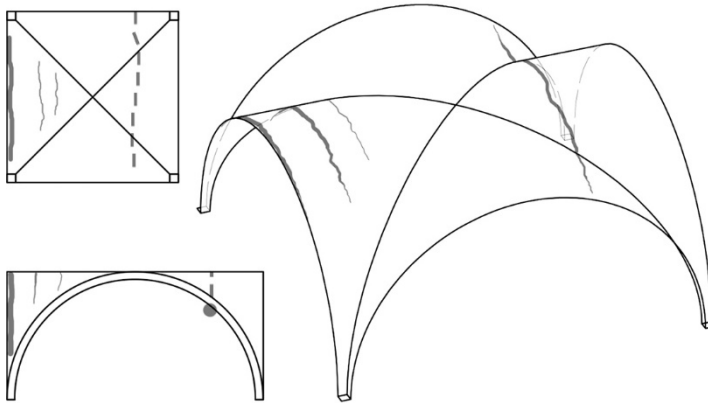
L'apertura della fessura si individua lungo la diagonale della volta, in prossimità della chiave.



Si nota come la parte cedevole è scarica dalle tensioni mentre il peduccio opposto soffre della redistribuzione degli sforzi.

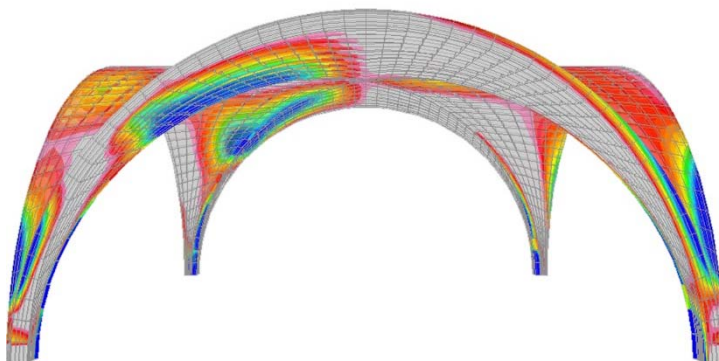
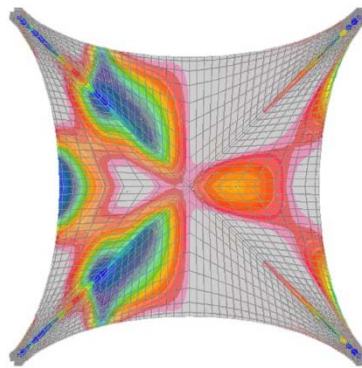
## Volta a crociera

SVC9



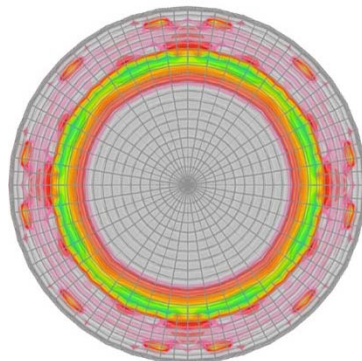
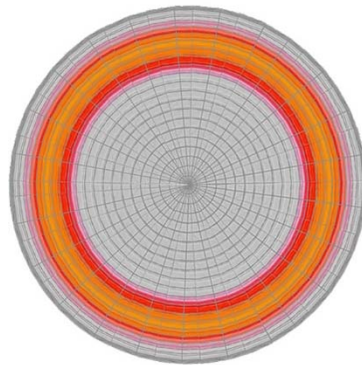
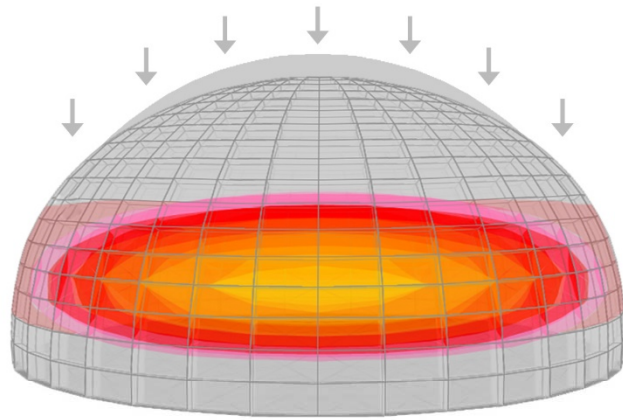
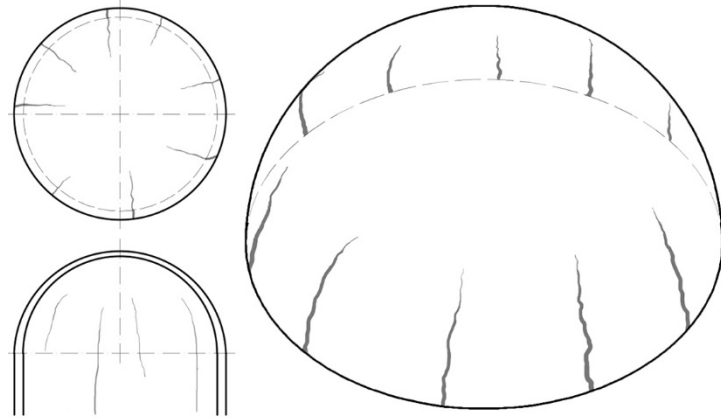
Esempio di distribuzione delle tensioni in caso di carico eccentrico. Alla volta è stato imposto un carico lineare distribuito all'altezza del quarto di volta, assimilabile ad una parete in falso.

Lungo la linea di spinta si generano delle cerniere cilindriche, mentre nell'altra parte di volta di creano le fessure "di Sabouret", oltre che la separazione da elementi contigui.



Volta a cupola

SVC10



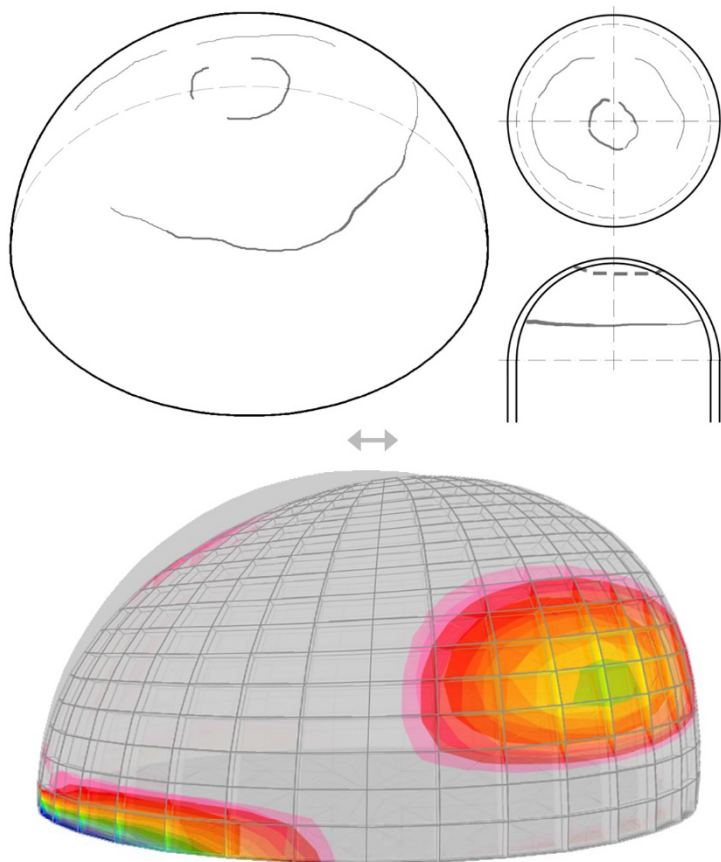
Studio delle tensioni in una cupola emisferica. In un primo momento è stato verificato lo stato di sforzo sotto il solo peso proprio, e successivamente è stato aumentato il valore della pressione a simulare carichi di tipo gravitazionale sovrapposti la copertura.

Le immagini rappresentano il momento di creazione delle rotture elementari e la successiva propagazione. Queste si creano in senso verticale, ovvero in direzione perpendicolare alla direzione delle tensioni principali.

Una volta individuate le rotture iniziali, le lesioni si propagano dalle imposte verso la chiave di volta.

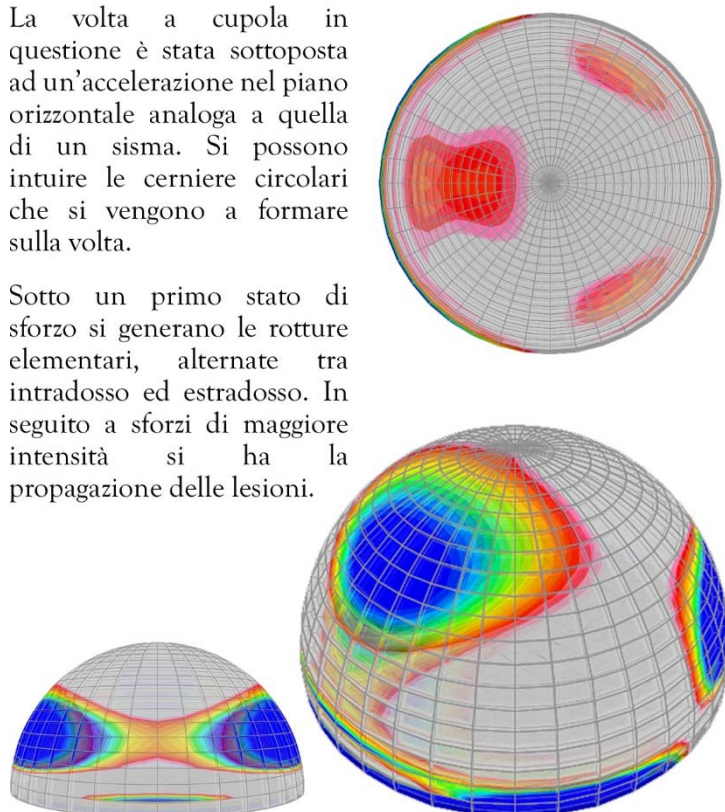
## Volta a cupola

SVC11



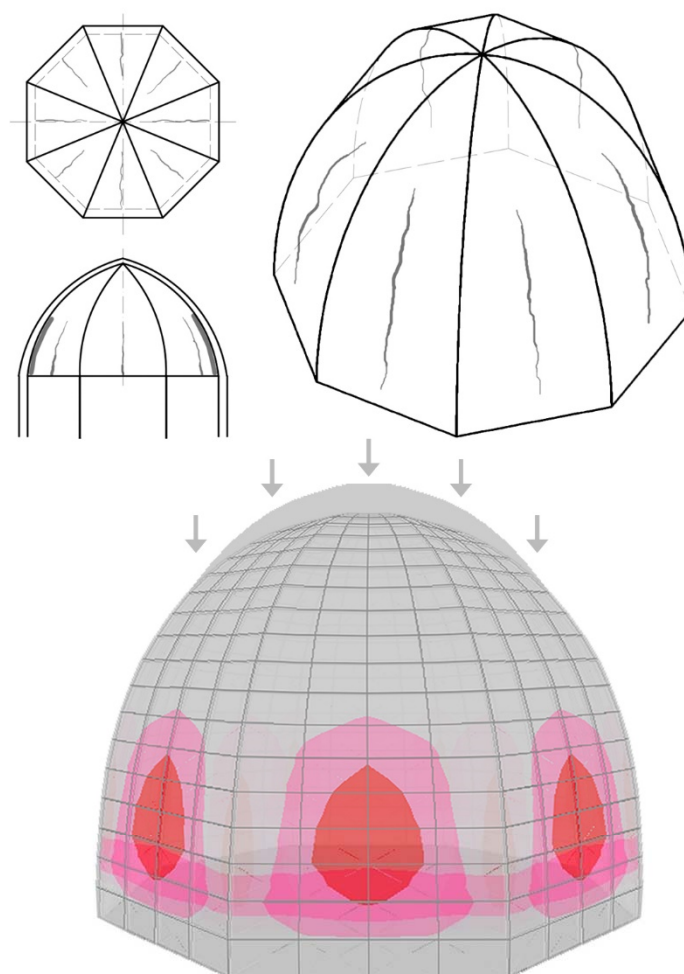
La volta a cupola in questione è stata sottoposta ad un'accelerazione nel piano orizzontale analoga a quella di un sisma. Si possono intuire le cerniere circolari che si vengono a formare sulla volta.

Sotto un primo stato di sforzo si generano le rotture elementari, alternate tra intradosso ed estradosso. In seguito a sforzi di maggiore intensità si ha la propagazione delle lesioni.



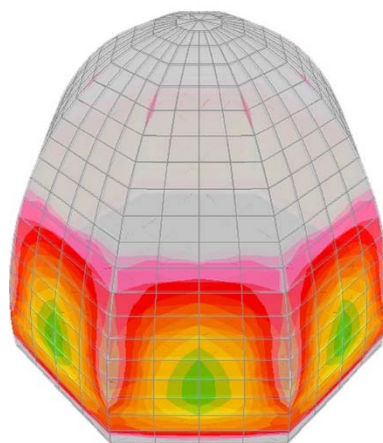
## Volta a cupola poligonale

SVC12



In questa tipologia di cupola ricoprono un ruolo fondamentale i costoloni di irrigidimento, spesso costruiti in modo da avere caratteristiche di resistenza più elevate rispetto ai fusi. In questa sede non sono stati modellati per verificare lo stato tensionale della struttura in caso di cedimento o distacco di questi.

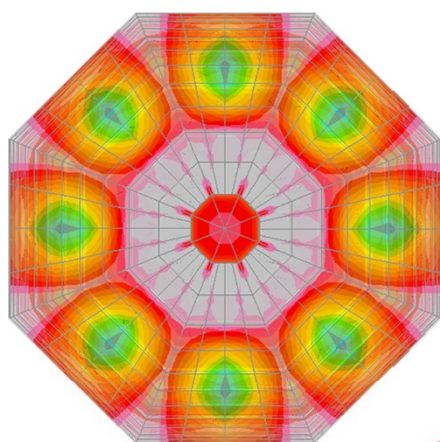
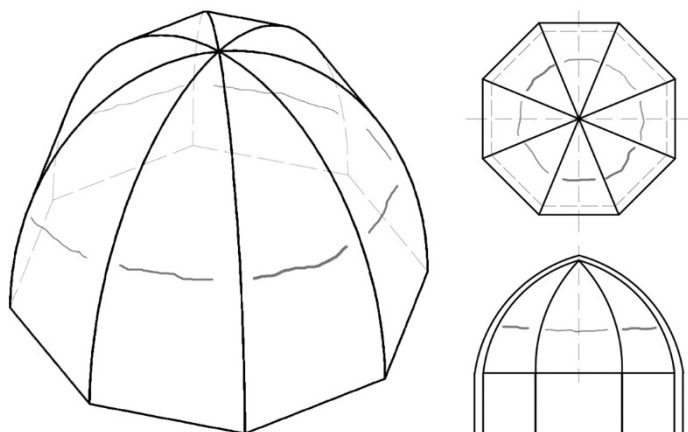
La struttura reagisce distribuendo gli sforzi all'interno dei fusi, e quando i valori raggiungono stadi limite si generano le rotture elementari lungo la linea di mezzeria delle superfici.



Una volta riportate nel modello virtuale le fessure, è stato aumentato lo stato di sforzo. Questo passaggio permette di simulare la propagazione delle fessure, che avviene secondo un andamento verticale, avvicinandosi alla base della cupola.

## Volta a cupola poligonale

SVC13



Esempio di carico concentrato nella zona sommitale della volta. Alla struttura è stato applicato uno spostamento verticale in modo da simulare la presenza di una lanterna o l'appoggio di un sostegno del piano superiore.

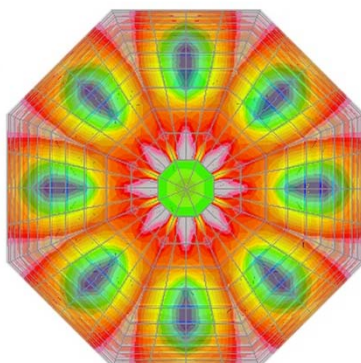
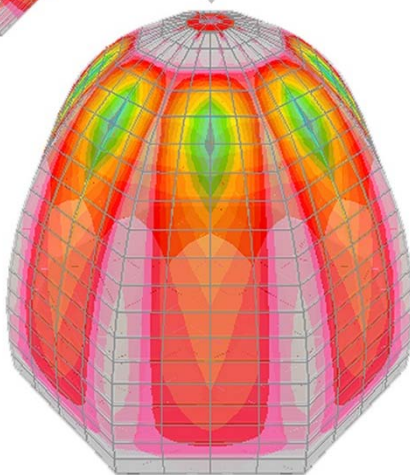
↓ 30 mm

La cupola ha dimostrato una buona resistenza al carico attraverso una distribuzione degli sforzi su tutta la lunghezza dei fusi.

Quando questo ha raggiunto valori troppo elevati si sono generate delle rotture elementari disposte a corona a formare una cerniera cilindrica.

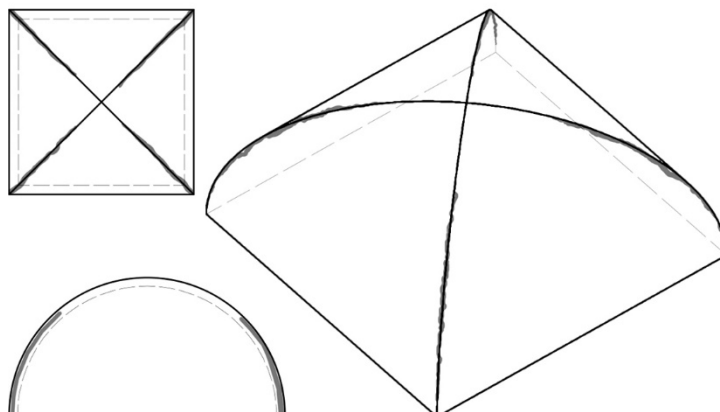
In seguito son state simulate le lesioni attraverso il cambio del modulo elastico dei solidi interessati dalla rottura iniziale ed un aumento del carico.

Si nota nella figura a lato la redistribuzione degli sforzi e l'intensificazione delle tensioni.

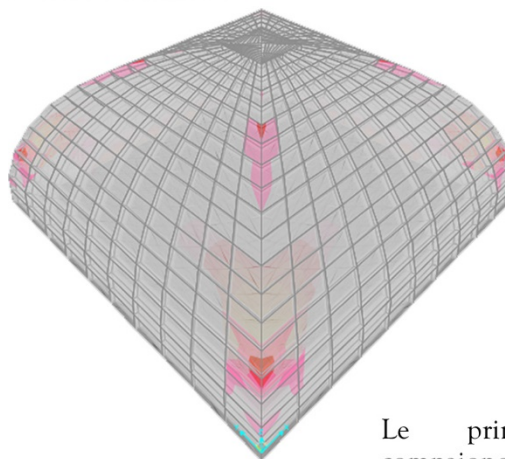
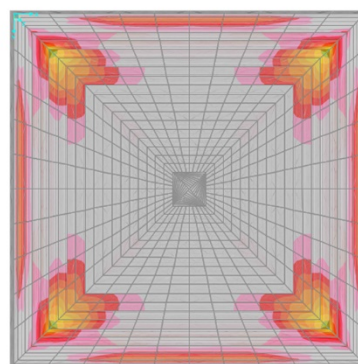


## Volta a padiglione

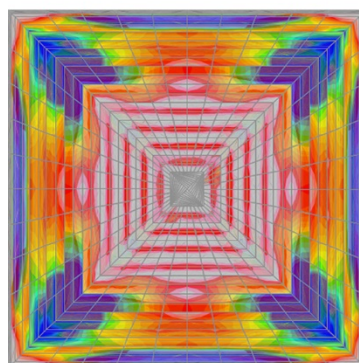
SVC14



Patologia fessurativa tipica delle volte a padiglione. Nel modello eseguito con il software sono stati imposti peso proprio ed il carico caratteristico dei rinfianchi. In un secondo momento è stata applicata una pressione verticale a simulare carichi di utilizzo variabili, aumentati progressivamente di valore fino alla formazione delle rotture elementari.



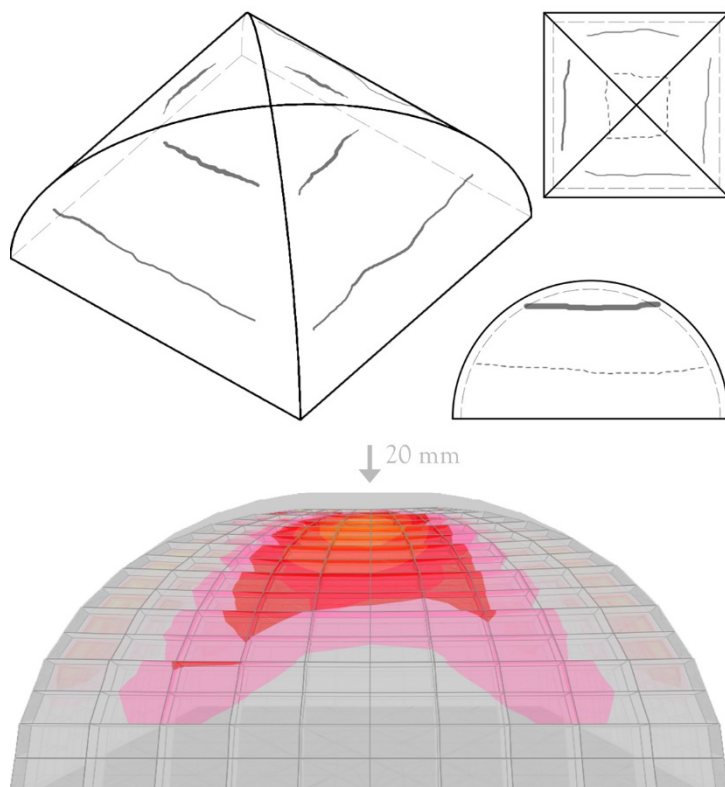
Le prime fessurazioni compaiono in corrispondenza delle giunzioni tra i fusi. I punti angolosi infatti generano un accumulo delle tensioni, soprattutto nella zona del quarto di volta.



In un secondo luogo sono stati aumentati i carichi superiori per verificare la variazione dello stato tensionale interno, riportato qui a lato.

## Volta a padiglione

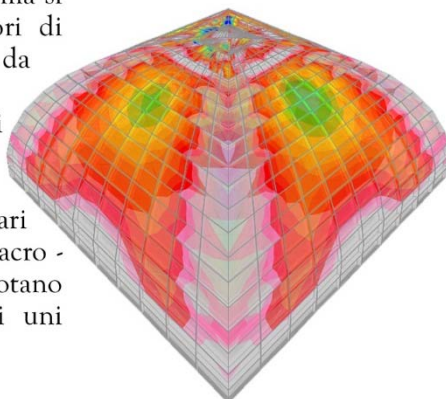
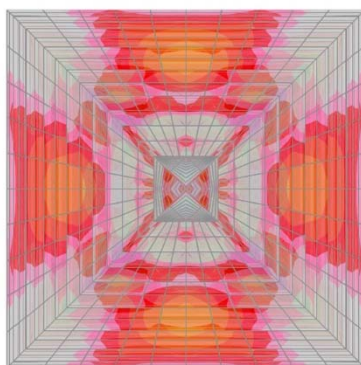
SVC15



Caso di volta a padiglione sottoposta ad una forte pressione verticale, applicata nei pressi della chiave di volta.

Il caso può simulare il caso di strutture puntuali degli impalcati superiori che scaricano le tensioni in un punto preciso della volta.

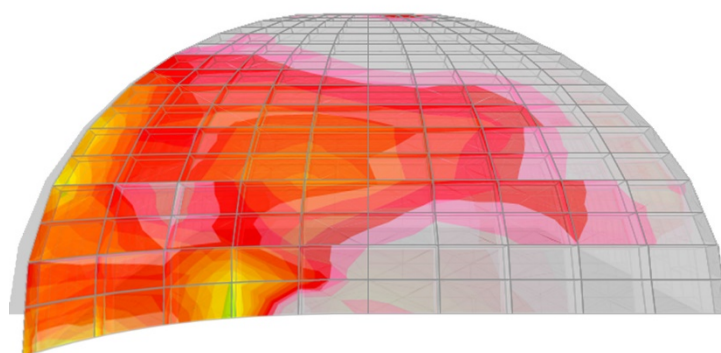
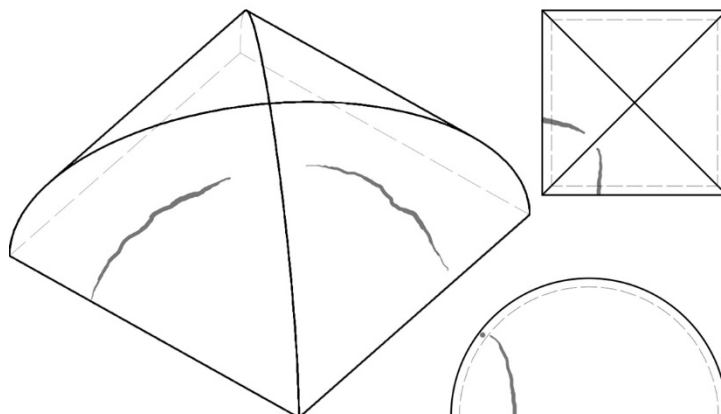
La volta genera un meccanismo resistente dovuto alla sua forma, ma si fessura quando i valori di compressione sono tali da generare delle rotture elementari nella mezzeria dei fusi. Si creano quindi delle cerniere pseudo-circolari che identificano dei macro-conci che ruotano indipendentemente gli uni dagli altri.



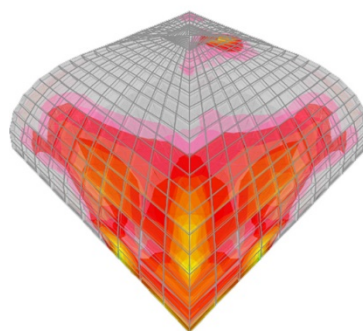


Volta a padiglione

SVC16

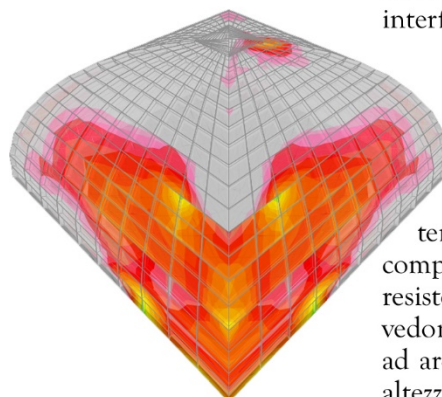


↓ 10 mm



In questo caso di studio è stato verificato il caso di cedimento localizzato in una volta a padiglione. Sottoposta al solo peso proprio, ed all'azione spingente dei rinfianchi, la volta è stata privata dei vicoli a terra per una parte nell'angolo.

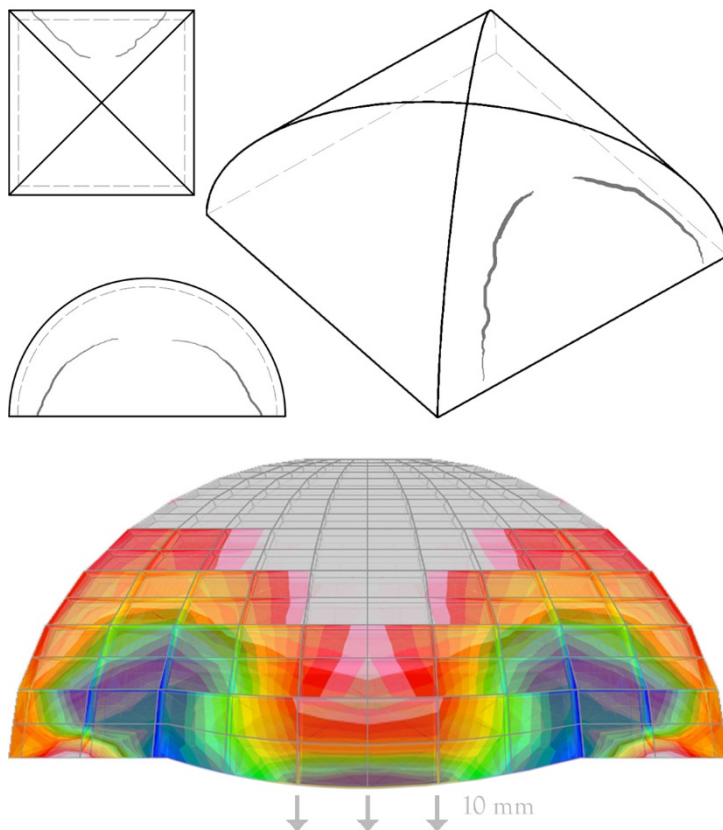
Lo stato tensionale generato dal software dimostra una immediata ripartizione degli sforzi in tutta la superficie della calotta, ma si creano comunque delle fessure alla interfaccia col cedimento.



Dopo la creazione delle fessure nel modello si è rilevata una ulteriore redistribuzione delle tensioni, ma risulta oramai compromesso il meccanismo resistente della volta. Si vedono le origini delle fessure ad arco e la propagazione alla altezza del quarto di volta.

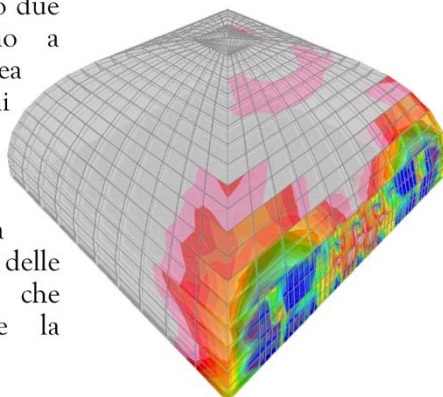
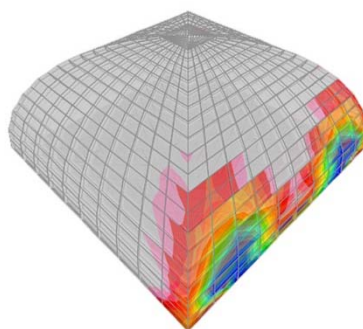
## Volta a padiglione

SVC17



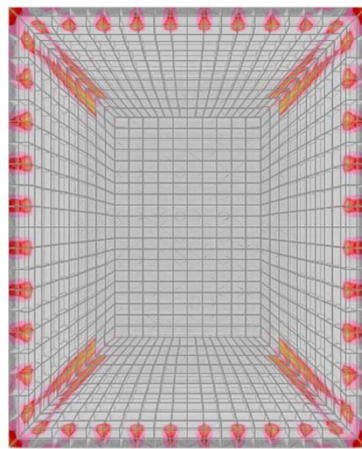
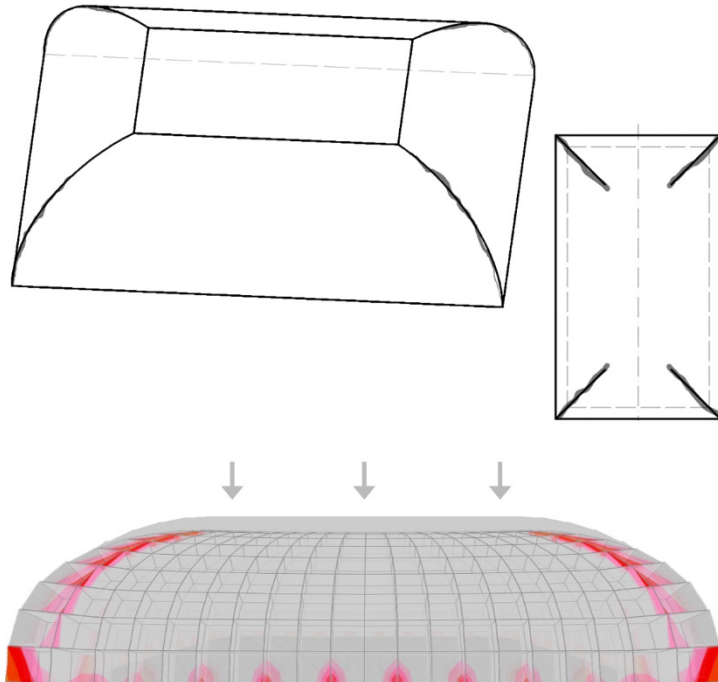
Verifica del meccanismo fessurativo chiamato “arco di scarico” nel caso delle volte a padiglione. Per simularlo sono stati rimossi i vincoli a terra di una porzione di fuso, imponendo quindi il cedimento di una parte di supporto murario.

La volta presenta due punti fortemente sollecitati, esattamente all'interfaccia tra parte cedevole e parte solida. Qui si originano due fessure che andranno a congiungersi su una linea suggerita dalle immagini a lato che mostrano la tensione nella volta all'aprirsi delle fessure. Si nota come vicino alla chiave di volta si creino delle zone di tensione che andranno a formare la cuspidi della fessura.



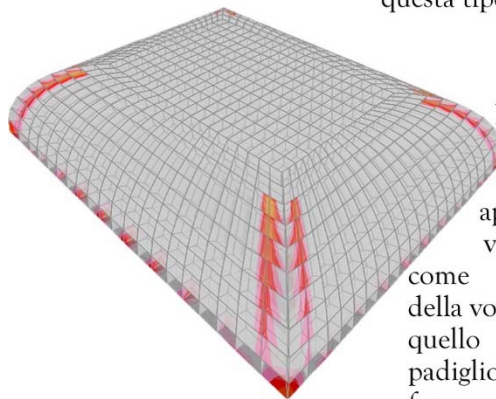
Volta a schifo

SVC18



La volta a schifo è stata studiata grazie ad un modello virtuale che ne ripropone la geometria ed i materiali. I carichi imposti sono peso proprio ed un carico nei settori voltati, imposto come una pressione superficiale uniforme, per imitare l'azione dei rinfianchi.

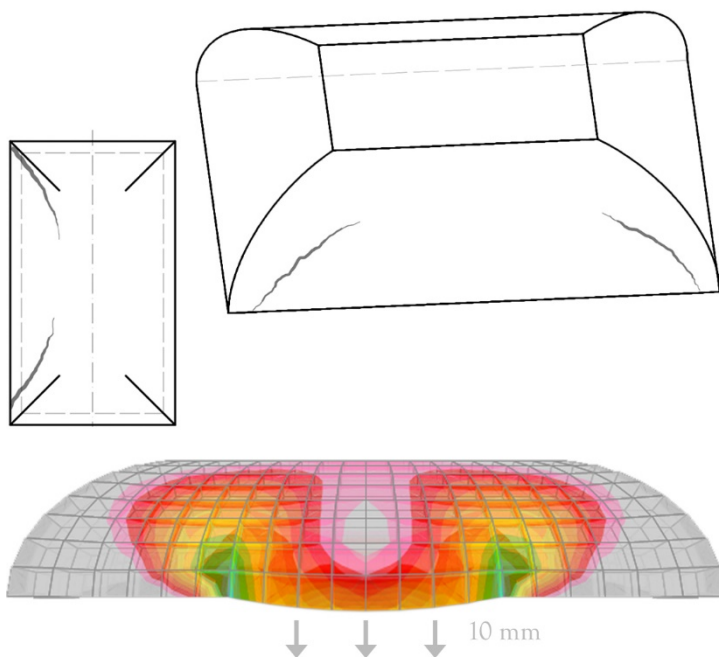
Alla volta è stato in seguito imposto un carico verticale gravitazionale che ha permesso di rivelare i punti di fessurazione primaria di questa tipologia di volta.



Le tensioni alla base sono frutto della semplificazione applicata dal modello virtuale. Si nota però come il comportamento della volta a schifo riprenda quello della volta a padiglione con le tipiche fessure alle giunzioni.

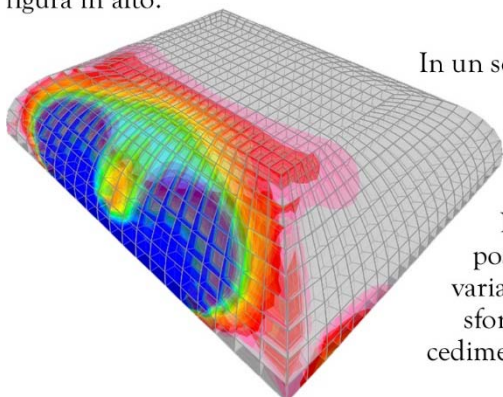
## Volta a schifo

SVC19



La situazione di carico in questo caso vuole imitare il cedimento locale di una parte di supporto per roto-traslazione verso l'esterno. Alla parte interessata sono stati rimossi i vincoli a terra e applicato un cedimento verticale.

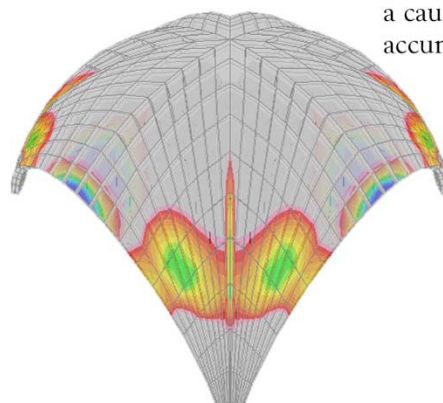
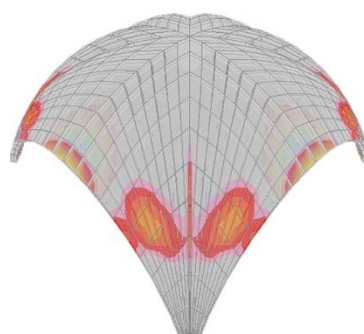
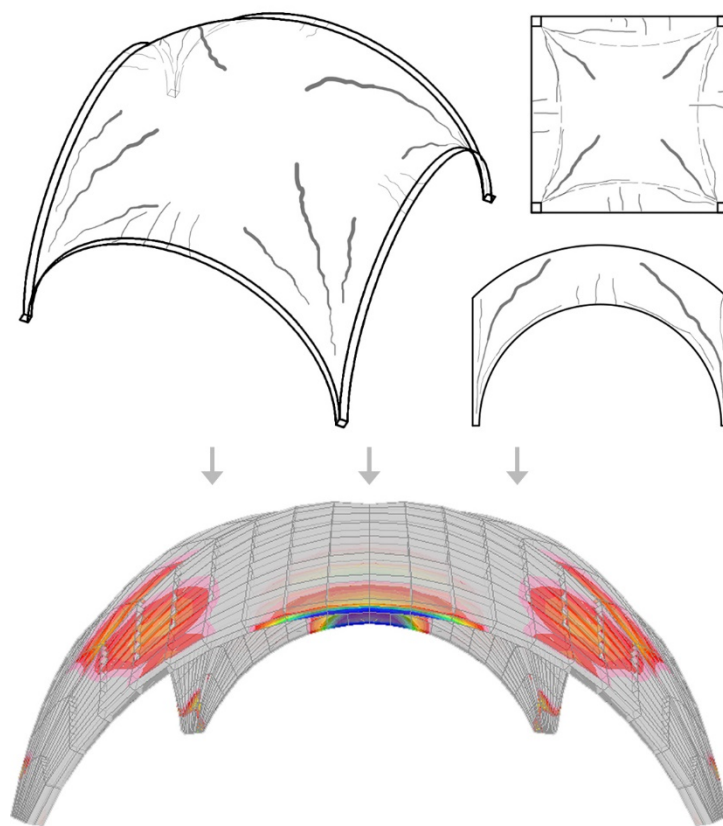
La volta genera una redistribuzione interna delle pressioni in modo da sopperire alla mancanza di una parte resistente. Quando il peso della parte cedevole genera tensioni maggiori a quelle consentite dalla resistenza del materiale, allora si generano delle rotture elementari situate nelle zone verdi nella figura in alto.



In un secondo momento è stato aumentato lo spostamento dei punti al bordo della parte ceduta. Nella figura a lato è possibile apprezzare la variazione dello stato di sforzo in seguito ad un cedimento pari a 30 mm.

Volta a vela

SVC20



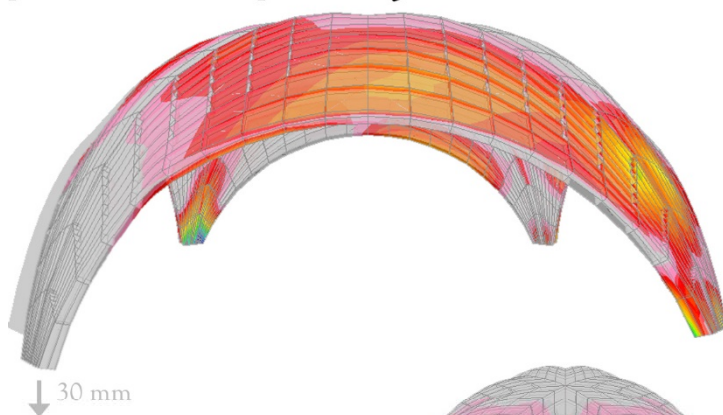
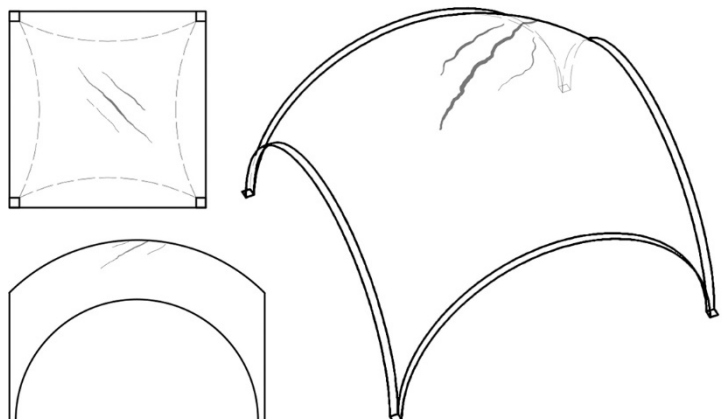
Per quanto riguarda la volta a vela sono stati considerati i puri carichi verticali, ascrivibili al peso proprio della struttura. I valori di queste pressioni sono stati quindi aumentati fino alla creazione di rotture elementari.

Si osserva come la volta tende a fessurarsi nel punto più alto degli archi laterali, a causa della deformazione degli stessi, e al centro dei peducci, a causa delle tensioni che vi si accumulano.

In un secondo momento sono stati aumentati questi carichi fino a verificare la distribuzione delle fessure in uno stato di sforzo maggiorato, rappresentato qui a lato.

## Volta a vela

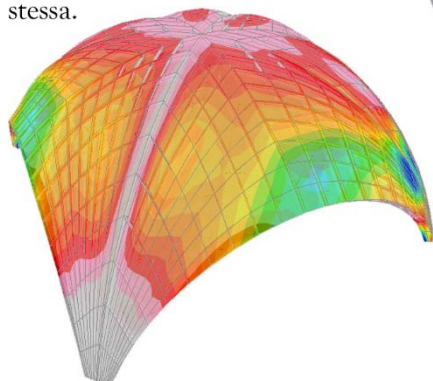
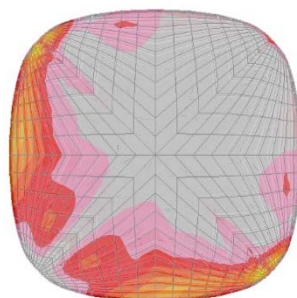
SVC21



Ipotesi di vincolo cedevole in una volta a vela. Imposti i carichi di peso proprio e rinfianchi, è stato svincolato uno dei peducci, al quale poi è stato imposto un cedimento vincolare pari a 30 mm.



La struttura si oppone al cinematismo attraverso la redistribuzione delle tensioni al suo interno. Questo genera uno stato tensionale che porta alla frattura della volta seguendo la diagonale della stessa.



## Conclusioni

La trattazione del tema delle lesioni nelle strutture murarie ha visto l'insorgere di innumerevoli fattori da considerare, permettendo di render conto della vastità del tema, delle problematiche odierne, e dell'enorme potenziale che ancora risiede in questa branca di studi.

Questo studio ha cercato di dimostrare in primo luogo la riproposizione dei modelli fessurativi classici in manufatti raggruppati in tipologie formalmente simili, validata in seguito mediante l'utilizzo di un approccio diagnostico che permette la dimostrazione delle ipotesi cinematiche attraverso delle verifiche sui modelli virtuali. La catalogazione delle crepe vuole infatti porsi come uno strumento operativo per aiutare l'interpretazione dei quadri fessurativi, usandolo come un prontuario dove l'osservatore possa riconoscere i sintomi per risalire ad un dissesto. Una volta riconosciuta la relazione causa - effetto si può procedere alla sua conferma utilizzando un software, ed imponendo i cedimenti al fine di evidenziare le tensioni presenti.

La parte riguardante i dissesti nelle pareti o nelle strutture a forte elevazione verticale può considerarsi oramai consolidata nel panorama della diagnostica dei dissesti strutturali visto il grande numero di pubblicazioni sull'argomento. Per quanto riguarda le volte si tratta invece di un lavoro che può solamente crescere, affinandosi con l'apporto di nuovi casi, nuove tipologie, e nuove verifiche fatte sulle tipologie già presenti. La sua base statistica di ricerca trae continuo giovamento dall'aumento dei casi considerati, fortificando le argomentazioni esplicitate nel catalogo. Per questo è lecito pensare ad un progetto condiviso su larga scala di revisione e controllo delle tipologie introdotte, utilizzando potenzialmente una piattaforma *in cloud* che permetta la condivisione di conoscenze e di metodologie di verifica.

Sul metodo di verifica delle fessurazioni mediante software ad elementi finiti si può concludere che i risultati esposti danno una sufficiente dimostrazione dei possibili scenari di fessurazione delle strutture voltate. È attraverso l'interpretazione dei dati che si può giungere alla loro corretta trasposizione in casi reali, con conseguenti opere

di consolidamento. Anche in questo caso si è trattato di operazioni svolte sotto una precisa logica, finalizzata a questo lavoro di ricerca.

Sotto il punto di vista della nuova sperimentazione la partita è ancora aperta, esistono nuovi software e nuovi modi di calcolare la statica delle volte, e di prevederne il comportamento. L'utilizzo di altri metodi di ricerca potrebbe ulteriormente confermare il presente lavoro e renderlo quindi una base ancora più certa e condivisa di progettazione per tutte le operazioni che riguardano il risanamento di strutture in muratura storica.