



UNIVERSITÀ DI PARMA

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PARMA

**DOTTORATO DI RICERCA IN
INGEGNERIA INDUSTRIALE**

CICLO XXXII

**SUL COMPORTAMENTO NEL PIANO
DI PANNELLI DI VETRO STRATIFICATO
CONTORNATI DA TELAI IN ACCIAIO
Applicazione alla conservazione di beni architettonici**

Coordinatore:

Chiar.mo Prof. Gianni Royer Carfagni

Tutore:

Chiar.mo Prof. Gianni Royer Carfagni

Co-tutore:

Prof.ssa Laura Galuppi

Dottorando: Gianmaria D'Ambrosio

Anni 2016/2018

“The eternal journey for the engineer, the eternal city for the architect and the eternal return for the craftsman/maker... A manufacturing society needs to develop and change or become moribund... and the best way to develop is not through the industry itself but get architects and engineers dreaming up ideas.”

Tim Macfarlane

ABSTRACT

This work discusses the in-plane response of thin steel framed laminated glass panes, with the aim to applying them in the seismic retrofitting of Cultural Heritage.

Laminated glass, composed by glass plies bonded by polymeric interlayers, is used for structural purposes thanks to its safe post-glass-breakage response: the shards remain attached to the polymer, imparting to the assembly a certain cohesion and avoiding injuries due to catastrophic collapse. Thanks to the tension stiffening of interlayer due to the contact with the glass shards, the damaged elements exhibit a residual load-bearing capacity, strongly dependent on the amount of delamination. Furthermore, experimental studies have demonstrated that the broken element can dissipate energy under cyclic loading, due to the cohesive polymer-glass contact.

This suggests the use of laminated glass panels to increase the load bearing capacity and ductility of existing buildings under horizontal actions, as those from an earthquake. To mitigate the intrinsic brittleness of glass, the panel may be contoured by a thin steel frame. This kind of hybrid glass-steel diaphragm is ideal for the seismic retrofitting of historic buildings, because it meets the criteria of minimum visual impact, immediate recognizability and complete reversibility, as suggested by the modern principles of conservation and restoration.

The proposed solution is designed so to remain sound under moderate earthquakes, while it may break (in a ductile manner) and dissipate energy under cyclic loading under the most severe events. When glass is sound, the in-plane stiffness is governed by glass, while in the post-glass-breakage phase the load-resistant scheme is formed by a steel frame confining an infill panel, playing the role of a transparent strut diagonal, with a static scheme similar to that of a masonry infill panel. The behaviour in the pre-glass breakage phase is extensively investigated.

A simple formula for the effective post-breakage stiffness under in-plane loading is provided, which depends upon interlayer modulus and amount of delamination. The progression of delamination under cyclic loading has been studied numerically, by assuming a non-linear stress vs. separation law for the glass-interlayer interface. Using a micro-macro approach and homogenization techniques, energy theorems in linear elasticity provide a simple formula assessing a lower bound for the effective stiffness of heat-treated panels. Comparisons with numerical experiments confirm its accuracy for interpreting the response of representative portions of broken laminated glass, composed by a large number of glass fragments, for different shapes of the glass shards and for different amount of delamination. The proposed model may represent an useful practical tool for evaluating the post-critical response of laminated glass under in-plane loading, in particular under seismic shear loads.

Materials and geometry have been optimized to achieve the suitable requirements

in both the pre- and post-glass-breakage phases. The direct contact between metal and glass is avoided interposing a soft material and the corners shall be designed in order to prevent stress concentrations. Linear and non-linear numerical experiments have been performed to evaluate the structural response of the hybrid cell and its interactions with the existing structure.

Furthermore, analytical and/or simplifying approaches are used to provide useful control tools in the design of these elements.

SOMMARIO

Questo lavoro discute il comportamento nel piano di pannelli di vetro stratificato contornati da sottili telai in acciaio, con l'obiettivo di applicarli nel miglioramento sismico di edifici appartenenti al patrimonio culturale.

Il vetro stratificato, composto da strati di vetro e interstrati polimerici, viene utilizzato per scopi strutturali in virtù della sua risposta in fase post-rottura: i frammenti rimangono attaccati al polimero, garantendo una certa coesione all'assemblaggio ed evitando danni dovuti al collasso catastrofico. Grazie al meccanismo di *tension stiffening* dell'intercalare dovuto al contatto con i frammenti di vetro, gli elementi danneggiati hanno una capacità portante residua, fortemente dipendente dalla quantità di delaminazione. Inoltre, studi sperimentali hanno dimostrato che l'elemento rotto può dissipare energia se sollecitato da carichi ciclici, mediante il contatto coesivo polimero-vetro.

Ciò suggerisce l'uso di pannelli di vetro stratificato per aumentare la capacità portante e la duttilità di edifici esistenti sollecitati da azioni orizzontali, come quelle causate da eventi sismici. Per mitigare la fragilità intrinseca del vetro, il pannello può essere contornato da un sottile telaio in acciaio. Questo diaframma strutturale ibrido vetro-acciaio è ideale per interventi atti a conservare edifici storici, andando nella direzione dei moderni principi di conservazione e restauro: minimo impatto visivo, riconoscibilità e reversibilità.

La soluzione proposta è progettata per rimanere integra in caso di terremoti moderati, mentre può collassare (in modo duttile) e dissipare energia sotto carico ciclico nel caso di azioni più gravi. Quando il vetro è intatto, la rigidità è governata da questo, mentre nella fase post-rottura lo schema resistente al carico è costituito dal telaio in acciaio di contorno e dal puntone diagonale compresso che si realizza nel pannello, con uno schema statico simile a quello di un pannello di tamponamento in muratura. Il comportamento nella fase di pre-rottura del vetro è ampiamente studiato.

Viene, inoltre proposta, una semplice formulazione per la valutazione della rigidità equivalente nella fase post-rottura, che dipende dal modulo elastico dell'intercalare e dalla quantità di delaminazione. Il confronto con esperimenti numerici conferma la sua potenzialità nell'interpretare la risposta di porzioni rappresentative di vetro stratificato rotto, costituite da un gran numero di frammenti di vetro, al variare della forma del frammento e della quantità di delaminazione. Il modello proposto può essere un pratico strumento utile per valutare la risposta post-critica del vetro stratificato caricato nel piano, in particolare nel caso di taglianti sismici.

I materiali e la geometria sono stati ottimizzati per raggiungere i requisiti ricercati, sia in fase pre- che post-rottura del vetro. Il contatto diretto tra metallo e vetro viene evitato interponendo un materiale deformabile e gli angoli della cella sono progettati per evitare concentrazioni di tensione. Sono state eseguite simulazioni

numeriche lineari e non lineari per valutare la risposta strutturale della cella ibrida e le sue interazioni con strutture esistenti.

Inoltre, vengono utilizzati approcci analitici e/o semplificativi per fornire utili strumenti di controllo nella progettazione di questi elementi.

INDICE

	Page
INDICE	VII
1 INTRODUZIONE	1
1.1 Il vetro nelle strutture e come materiale strutturale	1
1.2 Interventi “trasparenti” sul patrimonio esistente	5
1.3 Obiettivi e finalità della ricerca	6
1.4 Piano della tesi	9
2 IL VETRO COME MATERIALE STRUTTURALE	11
2.1 Caratteristiche meccaniche	12
2.1.1 Tipi di vetro	13
2.2 Vetro stratificato	17
2.3 Riferimenti normativi per la progettazione e modelli di calcolo	18
2.3.1 Metodo degli spessori effettivi	18
2.3.1.1 Approccio secondo il progetto di Norma Europea prEN 16612	21
2.3.1.2 Approccio secondo il modello di Wölfel-Bennison	22
2.3.1.3 Approccio secondo il modello Enhanced Effective Thickness (EET)	23
2.3.2 Modellazione con molle equivalenti	24
2.3.3 Modellazione tridimensionale agli elementi finiti	24
3 CONCEPT DESIGN	25
3.1 Comportamento nel piano di pannelli in vetro	25
3.2 Descrizione dei diaframmi ibridi	32

3.2.1	Descrizione dei materiali e parametri usati nelle modellazioni numeriche	33
3.2.1.1	<i>Pannello in vetro stratificato</i>	33
3.2.1.2	<i>Telaio di contorno</i>	35
3.2.1.3	<i>Elemento d'angolo</i>	38
3.2.1.4	<i>Guarnizione</i>	39
4	COMPORAMENTO PRE-ROTTURA	41
4.1	Analisi numeriche	41
4.1.1	Sezione trasversale del telaio	41
4.1.2	Modello in assenza dell'elemento d'angolo	42
4.1.3	Progetto del raccordo e dell'elemento d'angolo	46
4.1.3.1	<i>Definizione del problema di contatto</i>	46
4.1.3.2	<i>Soluzione analitica: lastra a cuneo</i>	49
4.1.3.3	<i>Confronto soluzione analitica e soluzione agli elementi finiti</i>	49
4.1.4	Ottimizzazione della geometria del raccordo	51
4.1.5	Condizioni di interazione tra pannello e guarnizione	58
4.1.6	Materiale dell'elemento d'angolo	63
4.1.7	Confronto tra modelli agli elementi finiti bidimensionali e tridimensionali	65
4.1.7.1	<i>Rigidità laterale</i>	66
4.1.7.2	<i>Stato tensionale</i>	67
4.1.7.3	<i>Modello tridimensionale con alette di confinamento</i>	68
4.2	Calcolo del puntone equivalente in termini di rigidità	70
4.3	Verifiche di stabilità dell'equilibrio	75
4.3.1	Verifica semplificata	76
4.3.2	Modello agli elementi finiti bidimensionale	79
4.3.3	Modello tridimensionale agli elementi finiti	83
4.4	Considerazioni sulla capacità ultima del diaframma ibrido con vetro stratificato integro	86
5	COMPORAMENTO POST-ROTTURA	91
5.1	Modello semplificato	94
5.1.1	Cella elementare	95
5.1.2	Forma della interfaccia adesiva vetro-intercalare	95
5.1.3	Valutazione numerica della delaminazione sotto carico ciclico di taglio puro	96
5.2	Risposta della cella elementare	99
5.2.1	Stato tensionale	99
5.2.2	Espressione pratica per la rigidità equivalente	102

5.2.3	Cella in vetro stratificato in post-rottura sottoposta a taglio nel piano.	105
5.2.3.1	<i>Influenza dei parametri geometrici</i>	106
5.2.3.2	<i>Influenza della forma della zona adesa</i>	107
5.2.3.3	<i>Influenza della forma del frammento di vetro</i>	107
5.3	Risposta del Representative Volume Element	109
5.4	Modellazione dell'elemento macroscopico	113
6	APPLICAZIONE ALLA CONSERVAZIONE DI BENI ARCHITETTONICI	121
6.1	Breviario dei meccanismi di collasso per edifici ecclesiastici	121
6.2	Tecniche di intervento	126
6.2.1	Intervento con i diaframmi ibridi	128
6.3	Caso studio	128
6.3.1	Modellazione	129
6.3.2	Analisi modale	134
6.3.3	Analisi con spettro di risposta	135
7	CONCLUSIONI	147
7.1	Ulteriori sviluppi e ricerche future	151
A	Risultati analisi numeriche al variare del materiale dell'elemento d'angolo	153
B	Risultati analisi numeriche tridimensionali	159
B.1	Modello tridimensionale - sezione telaio rettangolare	159
B.2	Modello tridimensionale - sezione telaio con alette di confinamento	162
C	Modulo quadrato del diaframma ibrido di lato 2450 mm	165
D	Proprietà elastiche del SentryGlas® per calcoli strutturali	169
	BIBLIOGRAFIA	171
	ELENCO DEI SIMBOLI	201
	ELENCO DEGLI ACRONIMI	205

INTRODUZIONE

Lo scopo principale di questa Tesi di Dottorato consiste nello studio e nel progetto di pannelli in vetro stratificato contornati da sottili telai in acciaio, e caricati nel piano da usare in interventi di rinforzo strutturale di Beni Architettonici [1]. Negli ultimi decenni il livello di conoscenza del vetro come materiale strutturale ha vissuto un forte incremento, così come il numero e la dimensione delle opere realizzate. Allo stesso tempo, i Beni Architettonici ed in particolare gli edifici di culto sono fortemente vulnerabili nei confronti delle azioni sismiche e soggetti a collassi parziali e/o globali. Le chiese, oltre ad essere una parte importante del patrimonio culturale e storico, assumono spesso un significato simbolico e sono il centro della vita sociale, e quindi necessitano di interventi volti alla loro conservazione. Lo studio nasce come contributo alla diffusione di applicazioni strutturali sempre più ardite, anche sul patrimonio esistente, con l'intenzione di sfruttare la caratteristica unica del vetro di essere distinguibile ma trasparente; consentendo la fruizione di edifici monumentali, inalterati nella loro *istanza storica* e *istanza estetica* pur mostrando il segno inesorabile del tempo trascorso.

1.1 Il vetro nelle strutture e come materiale strutturale

Il vetro è uno dei più antichi materiali da costruzione prodotti dall'uomo, utilizzato da circa due millenni per racchiudere gli spazi. Trasparenza, buone proprietà meccaniche e durabilità sono tra i fattori che hanno influito sul successo di questo materiale, che esercita sempre un notevole fascino tra i progettisti. Sebbene risulti sollecitato da azioni esterne di diversa natura anche nel tradizionale uso per gli infissi, storicamente il vetro non è mai stato considerato come materiale strutturale, pur avendo ricoperto un ruolo di primaria importanza nella storia dell'architettura e nelle applicazioni edilizie essendone parte integrante: basti pensare alle vetrate colorate delle cattedrali gotiche o alle finestre a nastro, simbolo in facciata della pianta libera del Movimento Moderno. La ricerca della luce e della trasparenza sembra quasi innata nel genere umano ed è spesso associata ad ambienti salubri e ad un'elevata qualità della vita [2, 3, 4].

Gli elementi in vetro, con il tempo, sono passati da essere componenti secondari di chiusura a divenire elementi strutturali principali. Una delle pietre miliari

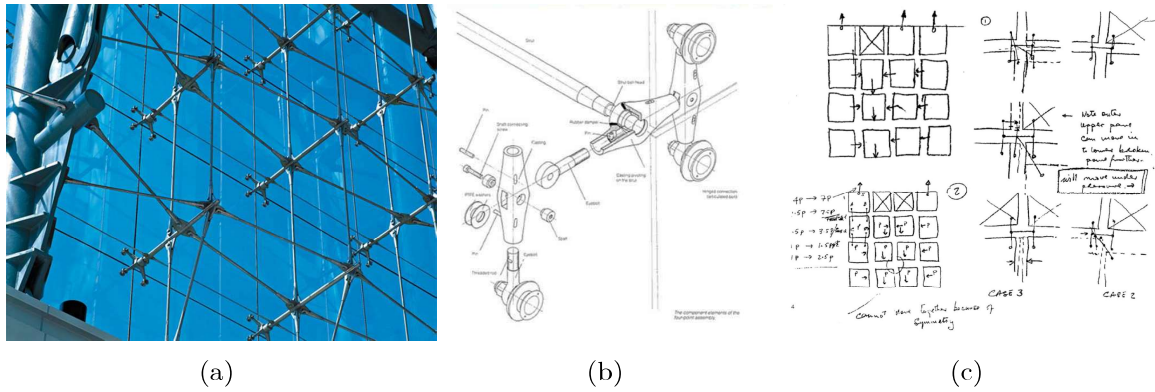


Figura 1.1: *RFR Group*. (a) Facciata in vetro monolitico delle *Grandes Serres* nel parco de *La Villette* a Parigi (1986); (b) esploso assonometrico del sistema di fissaggio a rotule; (c) Schizzi di studio con i possibili percorsi alternativi per i carichi secondo il principio di ridondanza strutturale a livello di sistema [6].

nello sviluppo delle applicazioni strutturali del vetro è certamente rappresentata dalla facciata (Figura 1.1) delle *Grandes Serres* nel parco de *La Villette* a Parigi, realizzata nel 1986 su progetto dello studio RFR (*Peter Rice, Martis Francis, Ian Ritchie*)[5]. Lastre monolitiche in vetro temperato (§2.1.1) sono appese l'una all'altra con un fissaggio a rotule in corrispondenza degli angoli. La facciata ha dimensioni 32×32 m, divisa in 16 campi da 8×8 m, ed è realizzata con lastre quadrate di lato 2 m, massima dimensione consentita per il processo di tempera termica all'epoca della costruzione. Il sistema di fissaggio puntiforme (Figura 1.1b) consente di realizzare una cerniera quasi perfetta, consentendo la rotazione degli appoggi ed eliminando carichi di flessione nel vetro in corrispondenza dei vincoli. L'uso del vetro temperato ha un duplice vantaggio: da un lato presenta elevate prestazioni meccaniche; dall'altro la rottura è caratterizzata dalla formazione di frammenti di piccola dimensione e non taglienti, con grandi vantaggi in termini di sicurezza in uso. Il progettista Peter Rice, come si evince dallo schizzo di Figura 1.1c, si preoccupa di prevedere percorsi alternativi per i carichi appesi nel caso di rottura una lastra, progettando l'aggancio in modo tale che le lastre rimaste integre possano equilibrare il carico di quelle adiacenti, scongiurando così il collasso della struttura nella sua interezza. Questo accorgimento è in accordo con un criterio fondamentale per progettare con i materiali fragili: realizzare la *ridondanza strutturale* a livello di sistema. Quest'opera segna un passaggio epocale: il vetro non è più portato da un telaio metallico di contorno, ma contribuisce in maniera significativa e "autoportante" alla trasmissione dei carichi.

Nella progettazione delle strutture si prediligono i materiali che esibiscono una adeguata duttilità, capaci di deformarsi plasticamente prima di giungere a rottura, evitando quindi collassi improvvisi. Nel vetro, materiale fragile per antonomasia, le fratture si propagano quasi istantaneamente, senza offrire segni premonitori. Inoltre, i materiali fragili non possono mitigare eventuali concentrazioni di sforzo intorno a fori, angoli e spigoli vivi; ciò implica una notevole cura nella concezione dei dettagli progettuali e delle tolleranze costruttive. Al fine di superare le criticità intrinseche del materiale, nelle applicazioni strutturali più ardite, che richiedono

determinati requisiti di sicurezza si ricorre al vetro stratificato (LG, *Laminated Glass*,) risultato del processo di laminazione che consiste nell'accoppiare lastre di vetro per mezzo di intercalari polimerici (si veda il §2.2). La resistenza e la rigidità degli elementi in LG sono maggiori della somma dei singoli elementi e dipendono dal grado di accoppiamento offerto dall'intercalare; a questo si aggiunge la capacità dell'intercalare di trattenere i frammenti garantendo capacità portante residua anche nel caso di rottura di tutte le lastre che costituiscono l'elemento.

Un manufatto, meno noto, ma capace di mostrare un'ottima sintesi di esigenze progettuali e capacità espressive degli organismi edilizi in vetro strutturale, è l'ampliamento di una residenza privata a Keats Grove a Londra (Figura 1.2); un esempio di utilizzo di travi e colonne interamente in LG. Il progetto, ad opera di *Rick Mather* in collaborazione con *Dehurst Macfarlane and Partners*, fu completato nel 1992 ed è costituito da telai zoppi, con interasse 800 mm, a supporto di una copertura interamente in vetro. La struttura è relativamente modesta, con travi di luce pari a 3.8 m e colonne di altezza 1.6 m, ma è tutta di vetro, in quanto non ci sono elementi metallici di collegamento. Travi e colonne sono composte da tre lastre laminate di vetro ricotto (§2.2) di 12 mm di spessore. Il nodo trave-colonna si ricollega alla tecnica costruttiva propria degli elementi in legno, tramite una giunzione tenone e mortasa, dove la lastra centrale della trave si inserisce tra le due esterne della colonna: il tutto è solidarizzato *in situ* con resine. L'altro aspetto rilevante è relativo alla disposizione dei vincoli, che rendono lo schema portante staticamente determinato. Per i materiali strutturali fragili è infatti sempre consigliato utilizzare schemi strutturali isostatici, in modo tale che eventuali cedimenti e/o distorsioni termiche non provochino un aggravio delle caratteristiche della sollecitazione interna. La fragilità intrinseca del vetro necessita di un'assoluta "trasparenza" anche del flusso delle forze.

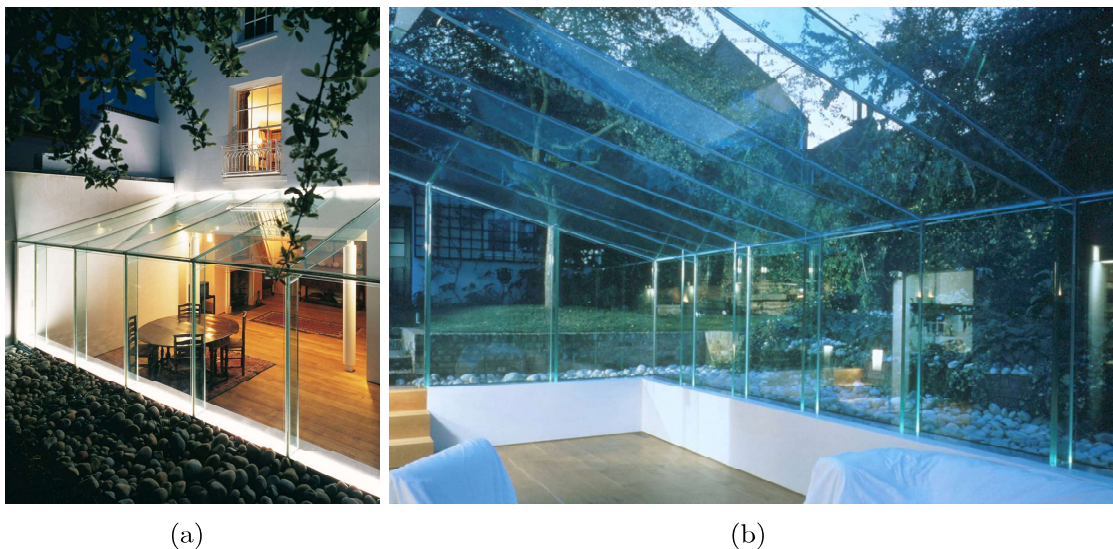


Figura 1.2: *Rick Mather*. (a) Vista esterna dell'ampliamento in vetro della residenza privata in Keats Grove, Londra (1992); (b) vista dall'interno [6].

La ricerca della trasparenza assoluta con la riduzione al minimo del "non-vetro" e

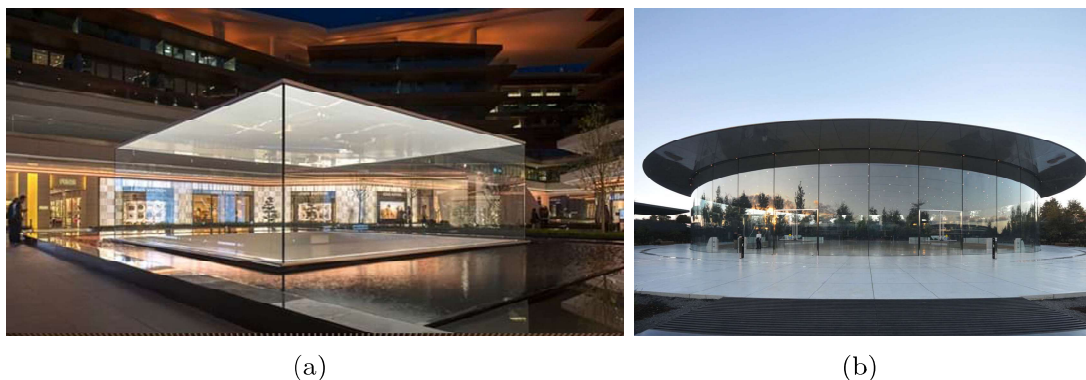


Figura 1.3: *Foster + Partners*. (a) Vista del lucernario dell'Apple Zorlu Center di Instabul (2014); (b) vista dall'esterno dello Steve Jobs Theatre Pavillion di Cupertino, California (2017) [6].

delle discontinuità ha forse raggiunto il suo apice nell'Apple Zorlu Center di Istanbul e nello Steve Jobs Theater Pavilion di Cupertino (Ca), entrambi progettati da *Foster + Partners* in collaborazione con *Eckersley O'Callaghan EOC*. Il primo (Figura 1.3a), realizzato nel 2014, è un parallelepipedo costituito da quattro pareti di lunghezza 10 m e altezza 3 m, ciascuna realizzata con un singolo pannello laminato con 3 lastre di vetro temperato, a sostegno di una piastra di copertura in materiale polimerico rinforzato con fibra di carbonio. Tutti gli elementi sono uniti con silicone strutturale senza alcun ancoraggio metallico o connessioni non trasparenti. Lo Steve Jobs Theater Pavilion in Figura 1.3b, costruito nel 2017, è invece un cilindro costituito da 44 lastre curve in vetro stratificato alte 6.6 m. La copertura in fibra di carbonio pesa 73.2 tonnellate ed ha un diametro di 47 m, con luce libera pari a 41 m. Essendo Cupertino una zona ad alto rischio sismico, la struttura è stata progettata per resistere ad un terremoto di magnitudo superiore ad 8. In particolare è stato previsto un sistema di isolamento alla base in acciaio, in modo tale che, quando sottoposto ad azioni sismiche, lo stesso si deformi prima del collasso dei pannelli in vetro. In questi due progetti, la purezza del materiale si traduce in purezza della forma.

Risulta evidente come l'approccio corretto nel progetto con i materiali fragili sia quello definito, con terminologia anglosassone, *fail-safe design*. Tale approccio, derivato dalla progettazione aeronautica, accetta che un elemento possa collassare in situazioni estreme, senza però compromettere l'integrità globale del sistema. A questo requisito è associata l'indispensabile valutazione del comportamento post-rottura in termini di resistenza e rigidità residue.

Altre recenti realizzazioni hanno invece mostrato come il vetro possa essere usato in strutture massive, dove viene sfruttata appieno la grande resistenza a compressione che lo contraddistingue. Il monumento alle vittime dell'11 marzo a Madrid e la facciata della boutique *Chanel* ad Amsterdam presentano mattoni in vetro e correnti adesivi, in modo tale da realizzare una vera e propria *muratura trasparente* (Figura 1.4). Occorre sottolineare come nel caso della facciata i mattoni in vetro riproducano la muratura tradizionale, preservando sia la tecnica costruttiva che le proporzioni, dando origine ad un dialogo aperto tra il "vecchio" ed il "nuo-



Figura 1.4: Strutture massive in vetro: (a) *Estudio FAM*. Monumento 11 M, Madrid (2007); (b) *MVRDV*. Facciata della boutique *Chanel* o *Crystal Houses* ad Amsterdam (2016) [6].

vo”. Riconoscibilità dell’intervento e rispetto dei caratteri storici vanno così di pari passo. L’uso del vetro, materiale “antico” ma al tempo stesso reso “attuale” dall’applicazione strutturale che ne viene fatta, sta consentendo di ripensare in chiave moderna anche interventi di consolidamento e/o riparazione di edifici storici.

1.2 Interventi “trasparenti” sul patrimonio esistente

Gli interventi di consolidamento, adeguamento e/o miglioramento sismico per edifici vincolati richiedono la necessità di rispondere non solo alle esigenze prestazionali strutturali ma anche ai principi per la conservazione ed il restauro del patrimonio costruito [7, 8, 9]. Intervenire sui manufatti di valore storico-testimoniale significa ricercare soluzioni a carattere eccezionale che siano *compatibili*, quanto più *reversibili*, volti al *minimo impatto*, sia dal punto di vista sostanziale che formale, e *distinguibili*.

Nello specifico i suddetti criteri divenuti quasi *prescrittivi* nella pratica del restauro e degli interventi sui manufatti storici sono:

- *compatibilità* degli interventi, intesa sia dal punto di vista fisico che estetico; ed in particolare deve essere scongiurata la possibilità che l’intervento possa comportare il rischio di danni all’esistente. Infatti, in caso di eventi eccezionali dovranno danneggiarsi prima di tutto le nuove aggiunte e solo successivamente la materia storica;
- *reversibilità*, al fine di ridurre l’impatto sul patrimonio, tutti gli interventi dovrebbero essere rimovibili senza danneggiare l’esistente (per tale ragione sono preferibili quelli realizzati con connessioni “a secco”);
- *minimo impatto*, il miglior intervento è quello che riduce al minimo le aggiunte e/o trasformazioni;
- *distinguibilità* (o riconoscibilità) delle aggiunte, gli interventi non devono in alcun modo “ingannare” i fruitori (devono essere *onesti*) pur non alterando eccessivamente la percezione dell’opera.

L'idea di utilizzare il vetro nelle sue molteplici forme per interventi di riparazione e/o consolidamento [10, 11] nasce proprio dalle potenzialità che ha da offrire questo materiale da costruzione “trasparente”. Gli interventi in vetro non possono essere definiti “invisibili”, anzi il contrasto con la materia storica (per esempio muratura e legno) è ben evidente, ma la percezione dell'insieme, se l'intervento è ben pensato (come negli esempi che saranno elencati), ne risulta sublimata senza falsificazioni dell'evidenza storica.

Al giorno d'oggi sono disponibili diversi prodotti in vetro [11] per le applicazioni sull'esistente: si va dai più classici elementi piani, agli elementi formati (come mattoni [10, 12, 13] o elementi solidi massivi), fino ai profili estrusi [11]. Tra le prime applicazioni in vetro nell'ambito del Restauro si rilevano le coperture realizzate con vetri monolitici piani e sottostrutture in acciaio. L'assenza dei tetti in edifici storici è piuttosto comune, essendo generalmente realizzati in legno e quindi soggetti a degrado in mancanza di manutenzione. Gli interventi in vetro proteggono gli spazi dagli agenti atmosferici ed allo stesso tempo permettono l'ingresso della luce naturale [13]. Nelle Figure 1.5a-b e 1.5c-d sono mostrati due esempi di questa tipologia di interventi eseguiti su castelli di età medievale. In alcuni casi, le soluzioni in vetro proteggono e al tempo stesso consentono la fruizione di opere d'arte come nel caso dei mosaici (risalenti al III secolo d.C.) della Basilica di Aquileia, dove è stata realizzata una passerella sospesa in LG con struttura in acciaio inox (Figura 1.6).

L'uso del LG con fini strutturali in maniera estensiva si rileva nel restauro del *Tempio-Duomo* di Pozzuoli su progetto dell'arch. *Dezzi Bardeschi* (in collaborazione con lo studio *Gnosis*)[14]. Nell'edificio coesistono due architetture, un tempio romano e una chiesa barocca, che dialogano apertamente e sono affiancate da elementi contemporanei in vetro (Figura 1.7). Il materiale si presta anche a suggerire l'antico perimetro dell'edificio con il profilo delle colonne perdute ripreso dalla campitura opaca in facciata (Figura 1.7a) realizzata in serigrafia e dalle pinne in LG sagomate (Figura 1.7b).

1.3 Obiettivi e finalità della ricerca

L'oggetto della presente ricerca è lo studio del comportamento di celle, costituite da vetro stratificato e acciaio e caricate nel piano, da usare come possibile tecnica di intervento su edifici esistenti.

Nello specifico, i principali obiettivi e finalità di questa ricerca sono:

- valutare dall'analisi delle ricerche pregresse quali siano gli aspetti di maggiore rilevanza nella progettazione di elementi strutturali piani in vetro caricati nel piano;
- fornire utili riferimenti al progetto di tali elementi strutturali ibridi;
- valutare il comportamento nel piano al variare di soluzioni di dettaglio in termini geometrici;
- effettuare considerazioni sulle riserve di rigidità in caso di rottura del pannello in vetro;

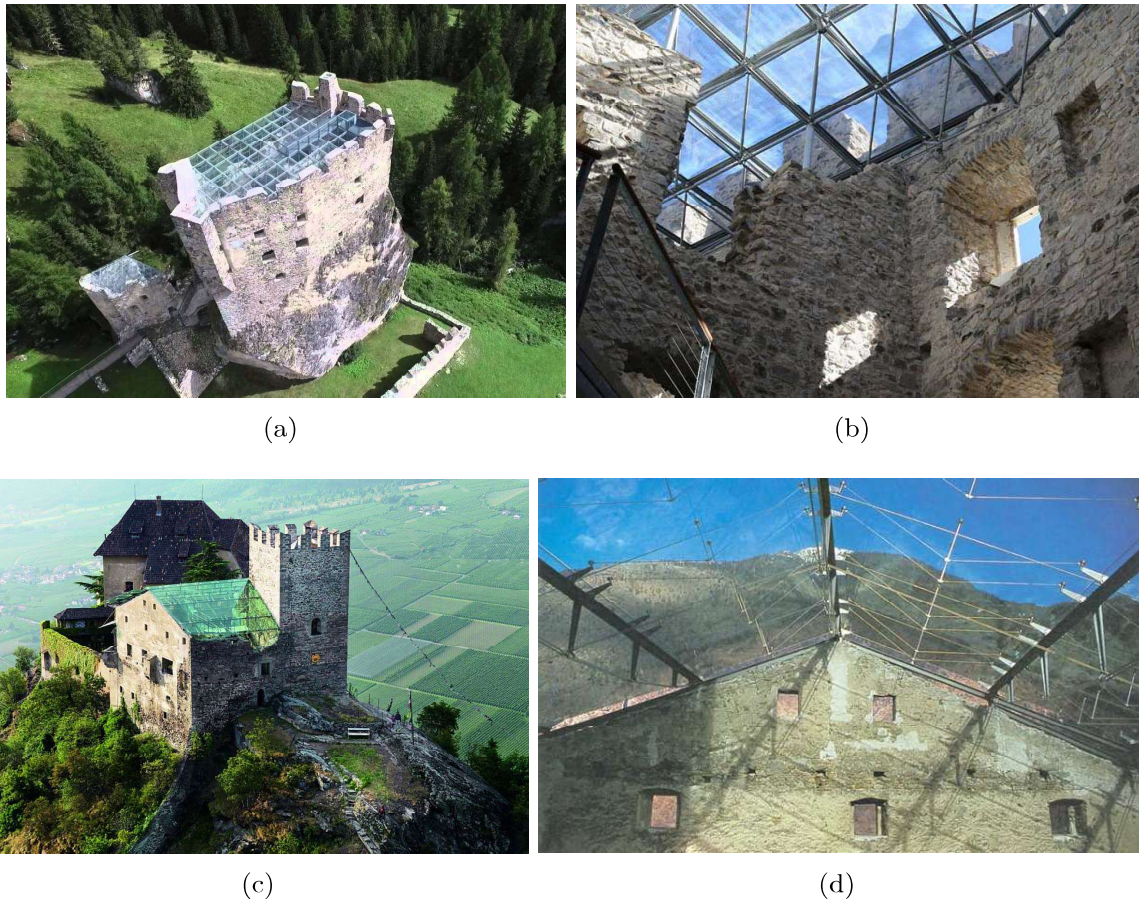


Figura 1.5: Coperture in vetro e acciaio. Castello di *Andraz* a Livinallongo del Col di Lana in provincia di Belluno, Italia (1986) (a) vista panoramica dall'esterno, (b) vista dall'interno. *Castel Juval*, ora sede del *Museo - Messner Mountain Museen* su progetto dell'arch. *Karl Spitaler* a Castebello-Ciardes provincia di Bolzano, Italia (1995) (c) vista panoramica dall'esterno, (d) vista dall'interno.

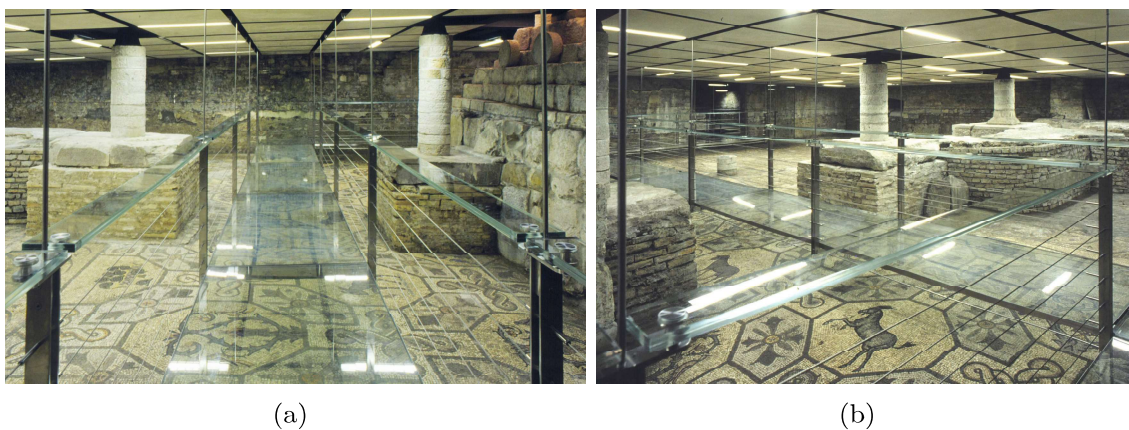
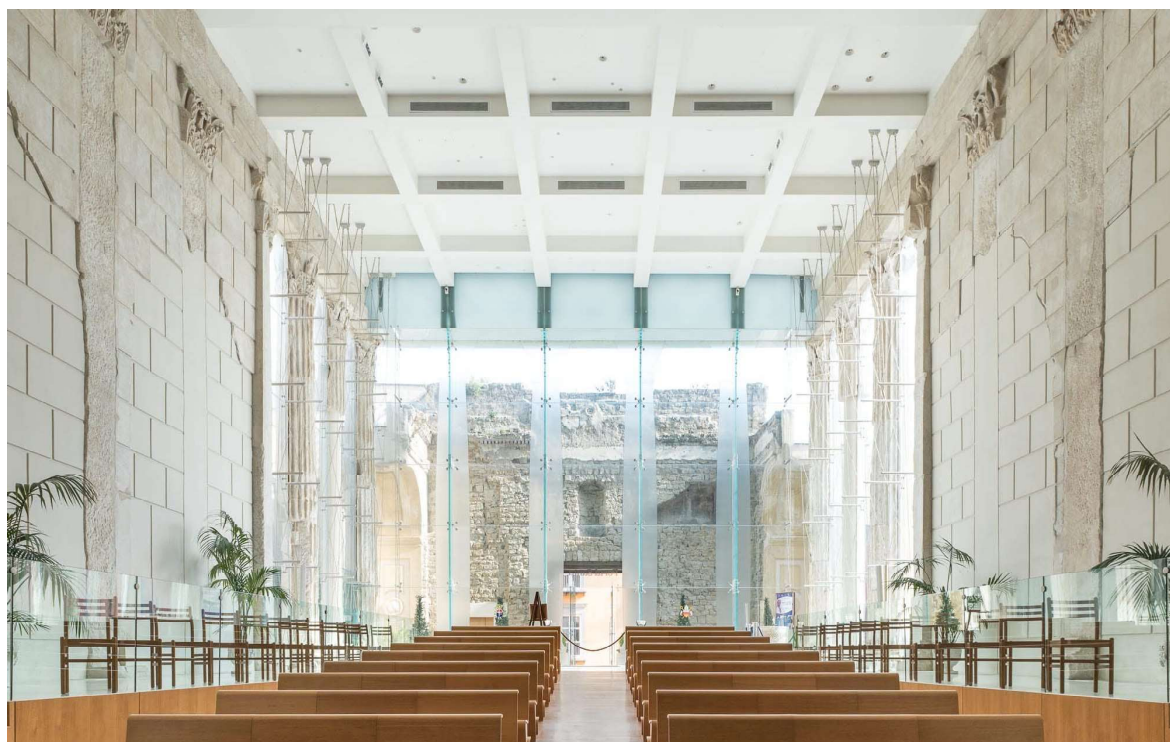


Figura 1.6: *Ottavio di Blasi Associati*.(a) Passerella sospesa di vetro e acciaio inox nella Basilica di Aquileia, Udine, Italia (1994 - 2001); (b) anche i corrimano sono realizzati in vetro per non impedire la visione del pavimento a mosaico.



(a)



(b)



(c)

Figura 1.7: *Dezzi Bardeschi con Gnosis Progetti*, restauro del *Tempio-Duomo* a Pozzuoli, Napoli, Italia (a) vista dall'interno della facciata in LG e acciaio con colonne serigrafate; (b) dettaglio delle pinne in LG di facciata sagomate secondo il profilo delle colonne; (c) l'uso estensivo del vetro con fini strutturali si rileva anche in altre parti dell'edificio.

- valutare l'influenza sul comportamento dinamico di strutture esistenti di pregio (quali gli edifici di culto).

1.4 Piano della tesi

Questa tesi è divisa in 7 capitoli, includendo il capitolo introduttivo, e 4 appendici. I capitoli sono organizzati come segue:

Capitolo 2 - Il capitolo contiene una panoramica degli aspetti salienti che caratterizzano il materiale vetro dal punto di vista chimico-fisico e meccanico. Vengono presentati i tipi di vetro usati comunemente nelle applicazioni strutturali con particolare riferimento al LG. Sono inoltre riportati sinteticamente i modelli di calcolo più diffusi per la progettazione di elementi in vetro stratificato.

Capitolo 3 - Il capitolo presenta una panoramica degli studi pregressi sul comportamento nel piano di pannelli in vetro con o senza elementi di contorno. Viene presentato il *concept design* della cella costituita da vetro stratificato e telaio in acciaio, oggetto del seguente lavoro con la descrizione degli elementi che la costituiscono. Vengono inoltre specificati i materiali, i parametri e i modelli meccanici usati nelle successive analisi.

Capitolo 4 - In questo capitolo vengono presentati i risultati delle analisi numeriche ed i confronti con modelli analitici. Nello specifico vengono illustrati i criteri che hanno portato alla scelta di determinate soluzioni in termini di geometria e di materiali.

Capitolo 5 - Nel capitolo viene presentato un modello semplificato per la valutazione della rigidezza effettiva di elementi in vetro stratificato in fase post-rottura e caricati nel piano. Tale formulazione semplificata è successivamente applicata al caso della cella ibrida vetro-acciaio al fine di valutare un limite inferiore della rigidezza della cella.

Capitolo 6 - Nel capitolo sono descritte alcune delle vulnerabilità proprie degli edifici ecclesiastici in muratura con particolare riferimento a danni subiti dalle stesse in seguito ad eventi sismici. Vengono forniti cenni sulle tecniche di consolidamento tradizionali al fine di inquadrare l'intervento con i pannelli in LG e acciaio. Infine è presentata un'applicazione semplificata ad un caso studio, necessaria alla valutazione dell'ordine di grandezza delle azioni per il progetto della cella ibrida. Vengono inoltre illustrati i criteri che guidano il posizionamento dei diaframmi trasparenti.

Capitolo 7 - Sono presentate le conclusioni dello studio e le proposte per approfondimenti futuri.

L'oggetto delle appendici è il seguente

Appendice A - Sono riportati risultati delle analisi numeriche a corredo del §4.1.6.

Appendice B - Sono riportati risultati delle analisi numeriche a corredo del §4.1.7.

Appendice C - Viene valutato il puntone equivalente e lo stato tensionale di una cella quadrata di dimensioni minori 2450 mm × 2450 mm.

Appendice D - Si riportano tabelle con parametri meccanici per l'intercalare usato nelle analisi numeriche.

IL VETRO COME MATERIALE STRUTTURALE

Il vetro silicato sodio-calcico (*Soda Lime silica Glass*, SLG), il più utilizzato nell'ambito delle costruzioni edili, si ottiene dalla fusione dei materiali grezzi (silice, ossido di sodio, ossido di calcio, ossido di magnesio, allumina e piccole quantità di *fondenti*) in una fornace a temperature comprese tra i 1600 °C e i 1800 °C. La microstruttura amorfa del SLG è costituita da un reticolo di atomi di silicio e ossigeno inframmezzato dagli ossidi, detti *modificatori di reticolo*. Nel caso di speciali applicazioni, come vetrate tagliafuoco, si ricorre al vetro borosilicato (*Borosilicate Glass*, BSG) che garantisce un'ottima resistenza all'idrolisi agli acidi e altissima resistenza alle variazioni termiche. La composizione chimica del SLG e del BSG secondo le Normative europee EN 572-1 [15] e EN 1748-1-1 [16] è riportata nella Tabella 2.1.

Tabella 2.1: Vetro silicato sodio-calcico e borosilicato. Composizione chimica secondo la EN 572-1 e la EN 1748-1-1.

		SLG	BSG
Silice	SiO_2	69-74 %	70-87 %
Ossido di calcio	CaO	5-14 %	-
Ossido di sodio	Na_2O	10-16 %	0-8 %
Anidride borica	B_2O_3	-	7-15 %
Ossido di potassio	K_2O	-	0-8 %
Magnesia	MgO	0-6 %	-
Allumina	Al_2O_3	0-3 %	0-8 %
altri componenti		0-5 %	0-8 %

In Tabella 2.2 sono riportate le proprietà fisiche di rilievo per il SLG ed il BSG. Alcune di queste proprietà variano notevolmente con la composizione chimica, come ad esempio la temperatura di fusione che passa da circa 1700°C per la silice pura a circa 1300°C-1600°C con l'aggiunta degli ossidi alcalini, o il coefficiente di espansione termica che passa da $0.5 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ a $9 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ con l'aggiunta di ossido di sodio. Inoltre il vetro presenta un'eccellente resistenza agli attacchi chimici che lo rende tra i materiali edili di maggiore durabilità. La proprietà ottica

ed estetica più evidente è l'alta trasparenza nell'intervallo di lunghezza d'onda del visibile.

Tabella 2.2: Vetro silicato sodo-calcico e borosilicato. Proprietà fisiche in accordo con EN 572-1 e EN 1748-1-1.

			SLG	BSG
Densità	ρ_g	kg/m ³	2500	2200-2500
Durezza Knoop	$HK_{0.1/20}$	GPa	6	4.5-6
Modulo di Young	E	MPa	70000	60000-70000
Coefficiente di Poisson	ν	-	0.23	0.2
Coefficiente di dilatazione termica	α_τ	10 ⁻⁶ K ⁻¹	9	3.1-6
Capacità termica	c_p	J kg ⁻¹ K ⁻¹	720	800
Conducibilità termica	λ	W m ⁻¹ K ⁻¹	1	1
Indice di rifrazione medio nello spettro del visibile	n	-	1.52	1.5
Emissività	ϵ	-	0.837	0.837

Oggigiorno, circa il 90% della produzione mondiale di vetro piano è realizzata secondo la tecnica *float*. Il processo di produzione del vetro float è stata sviluppata da *Sir Alastair Pilkington* e *Kenneth Bickerstaff* tra il 1954 [17] ed il 1959 [18]. Il nome deriva dal verbo inglese “*to float*” che significa *galleggiare*. In questo processo, un nastro continuo di vetro viene formato facendo scorrere la pasta vetrosa su un bagno di stagno fuso, la velocità di scorrimento consente di definire lo spessore del nastro che risulta uniforme per il tutto il nastro. Le lastre sono prodotte con uno spessore compreso tra i 2 mm e i 25 mm. Il vetro float è spesso sottoposto ad ulteriori lavorazioni, che possono variarne la forma, le prestazioni e l'aspetto a seconda dei requisiti richiesti. Queste lavorazioni secondarie includono il taglio e la finitura dei bordi, la realizzazione di fori, l'eventuale curvatura, i trattamenti termici, la laminazione e i trattamenti di finitura superficiale.

2.1 Caratteristiche meccaniche

Il vetro è un materiale meccanicamente omogeneo ed isotropo con comportamento elastico lineare, sia a trazione sia a compressione. Non presenta alcuna fase plastica e non è in grado di sviluppare neanche le microfessure diffuse che consentono la mitigazione anelastica delle concentrazioni di tensione, come avviene nei materiali quasi-fragili come il conglomerato cementizio. In genere, la resistenza meccanica a compressione è molto superiore rispetto a quella di trazione; per il SLG è dell'ordine dei 1000 MPa [19], questo valore nominale può essere influenzato da diversi aspetti. A questo proposito, studi sperimentali di letteratura hanno evidenziato una resistenza media a compressione per il vetro ricotto (si veda §2.1.1) dell'ordine dei 490 MPa [20]. Nel caso di mattoni in vetro, la resistenza a compressione diminuisce fino ad un valore di circa 200 MPa [12, 21]. Tuttavia, la resistenza a compressione è irrilevante per le applicazioni strutturali.

L'elevata snellezza di elementi strutturali in vetro li rende particolarmente sensibili a fenomeni di instabilità che possono provocare lo sviluppo di sforzi di trazione elevati e portare al collasso. Ne deriva che, in generale, è la resistenza a trazione ad essere limitativa nella progettazione con il vetro.

A differenza dei tradizionali materiali strutturali, le concentrazioni di tensione nei materiali fragili non possono essere trascurate e generalmente si ricorre alla teoria della Meccanica della Frattura Lineare Elastica (*Linear Elastic Fracture Mechanics*, LEFM). Per modellare la resistenza teorica, cioè in assenza di difetti (o cricche), a trazione del materiale si possono considerare le forze di legame interatomico. La tensione necessaria per rompere un legame, nota come *tensione di Orowan*, è data da

$$\sigma_m = \sqrt{\frac{E_G \gamma_s}{r_0}}, \quad (2.1)$$

dove, nel caso del SLG, $E_G = 70$ GPa è il modulo elastico, $\gamma_s = 3$ Jm⁻² è l'energia di frattura superficiale, $r_0 = 0.2$ nm è la distanza di equilibrio tra gli atomi. Si ottiene un valore di resistenza teorica a trazione pari a 32 GPa [22]. Questo valore ideale non è di rilevanza pratica per le applicazioni strutturali, in quanto la tensione massima a trazione per piastre in vetro è molto inferiore ed in generale non supera i 100 MPa. La ragione di tale differenza significativa è da ricercarsi nel gran numero di difetti superficiali, anche non visibili ad occhio nudo, che un pannello in vetro presenta sulla superficie. Quindi, la resistenza massima a trazione dipende fortemente dalla distribuzione delle micro-cricche superficiali. Le cricche propagano quasi esclusivamente in modo I (apertura ortogonale alla cricca), quindi il collasso avviene quando il prodotto tra lo sforzo di trazione ortogonale al difetto e la radice quadrata della profondità di quest'ultimo raggiunge un valore critico [23]. Risulta evidente come la resistenza macroscopica è influenzata non solo dallo sforzo massimo di trazione agente, ma anche dalla dimensione dell'elemento. Maggiore è la dimensione dell'elemento, maggiore sarà la probabilità di trovare una cricca in condizioni critiche. Inoltre i difetti possono crescere anche quando sono soggetti a sforzi di trazioni molto inferiori al valore critico, a causa del fenomeno chiamato *crescita sub-critica della frattura* o *fatica statica* [24].

2.1.1 Tipi di vetro

A seconda delle prestazioni richieste e del tipo di applicazione strutturale è possibile scegliere tra diversi tipi di vetro e/o di prodotti. In dettaglio, i trattamenti termici modificano in maniera sostanziale le caratteristiche del vetro float sia in termini di resistenza meccanica che di modalità di rottura.

Il vetro ricotto (*Annealed Glass*, AG) è vetro float che ha subito un processo di ricottura. Questo processo avviene raffreddando lentamente il vetro al fine di evitare la formazione di tensioni residue di trazione nel suo spessore. Il vetro float viene sempre sottoposto a tale fase uscito dal bagno di stagno, infatti se non fosse ricotto le tensioni residue dovute ad un raffreddamento non uniforme causerebbero una significativa diminuzione della resistenza dell'elemento. Le lastre in vetro ricotto si rompono in frammenti di grandi dimensioni e con bordi taglienti, come mostrato in Figura 2.1a, e quindi rappresentano un pericolo per l'incolumità degli utenti in caso di rottura.

I due principali tipi di vetro trattato termicamente sono il vetro indurito termicamente (*Heat Strengthened Glass*, HSG) ed il vetro temperato termicamente (*Thermally Toughened Glass*, TTG). Sono il risultato dello stesso trattamento ma

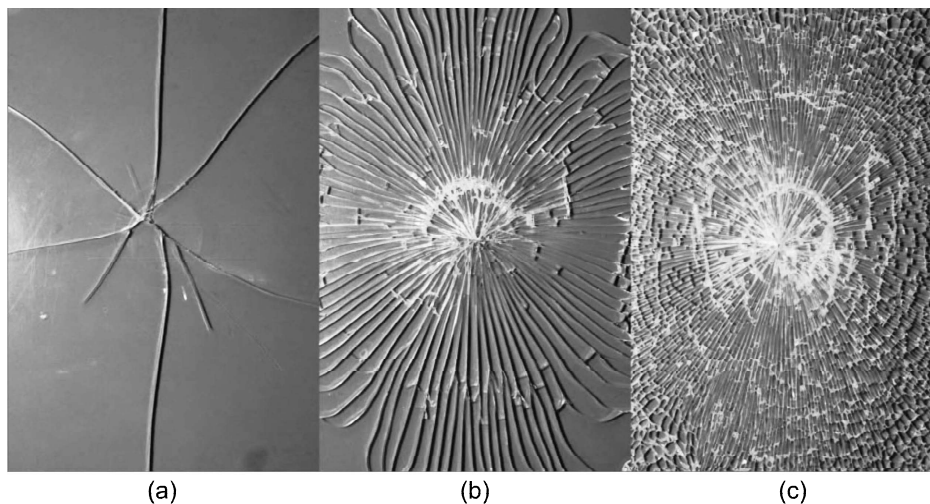


Figura 2.1: Modalità di rottura tipiche per diversi tipi di vetro [25]: (a) AG; (b) HSG; (c) TTG.

con differenti velocità di raffreddamento.

Il trattamento termico consiste nel portare la lastra di vetro float piano a temperature comprese tra i $620 \div 675^\circ\text{C}$, cioè fino a circa 100°C al di sopra della temperatura di transizione vetrosa T_g ($\simeq 530^\circ\text{C}$), e poi nel raffreddarla rapidamente per mezzo di getti di aria fredda. All'inizio del trattamento, il raffreddamento induce tensioni di trazione negli strati esterni che solidificano più rapidamente di quelli interni, il nucleo è quindi soggetto a tensioni di compressione. Lo stato tensionale di trazione decresce rapidamente grazie alla natura viscosa del vetro a quella temperatura. Il pannello in vetro solidifica e il rilassamento termina non appena la temperatura sulla superficie esterna risulta minore della T_g . A questo punto, il nucleo interno è più caldo delle superfici esterne e l'andamento della temperatura nello spessore è approssimativamente parabolico. Quando anche lo strato interno è raffreddato, le tensioni residue autoequilibrate sono tali che la superficie è sottoposta a sforzi di compressione mentre l'interno a sforzi di trazione. Maggiore è la velocità di raffreddamento, maggiori sono gli sforzi residui.

Le tensioni residue sono, generalmente, assunte con andamento parabolico lungo lo spessore come mostrato in Figura 2.2b. La zona compressa è pari a circa il 20% dello spessore (da entrambi i lati), valore che supera ampiamente la profondità dei difetti normalmente presenti sulla superficie.

Dal momento che le cricche di volume sono raramente presenti nello spessore, il nucleo della lastra presenta un valore di resistenza a trazione molto vicino a quello teorico. Al contrario, i difetti di superficie possono crescere solo se sottoposti a tensioni di apertura. Quindi se le tensioni di trazione sulla superficie esterna sono minori degli sforzi residui di compressione, la probabilità che l'elemento si rompa è praticamente nulla (Figura 2.2b).

Valori tipici delle tensioni di compressione sono compresi tra 80 MPa e 150 MPa per il TTG e 40 MPa e 80 MPa per il HSG. Le tensioni residue sulla superficie dei pannelli di vetro temperato variano sia *localmente*, a seconda della distanza dal getto d'aria, sia *globalmente* dal momento che vicino ai bordi e agli angoli sono significativamente differenti dalla parte centrale. Al fine di mitigare tale variabilità, durante il processo viene incrementata la velocità di raffreddamento e la lastra

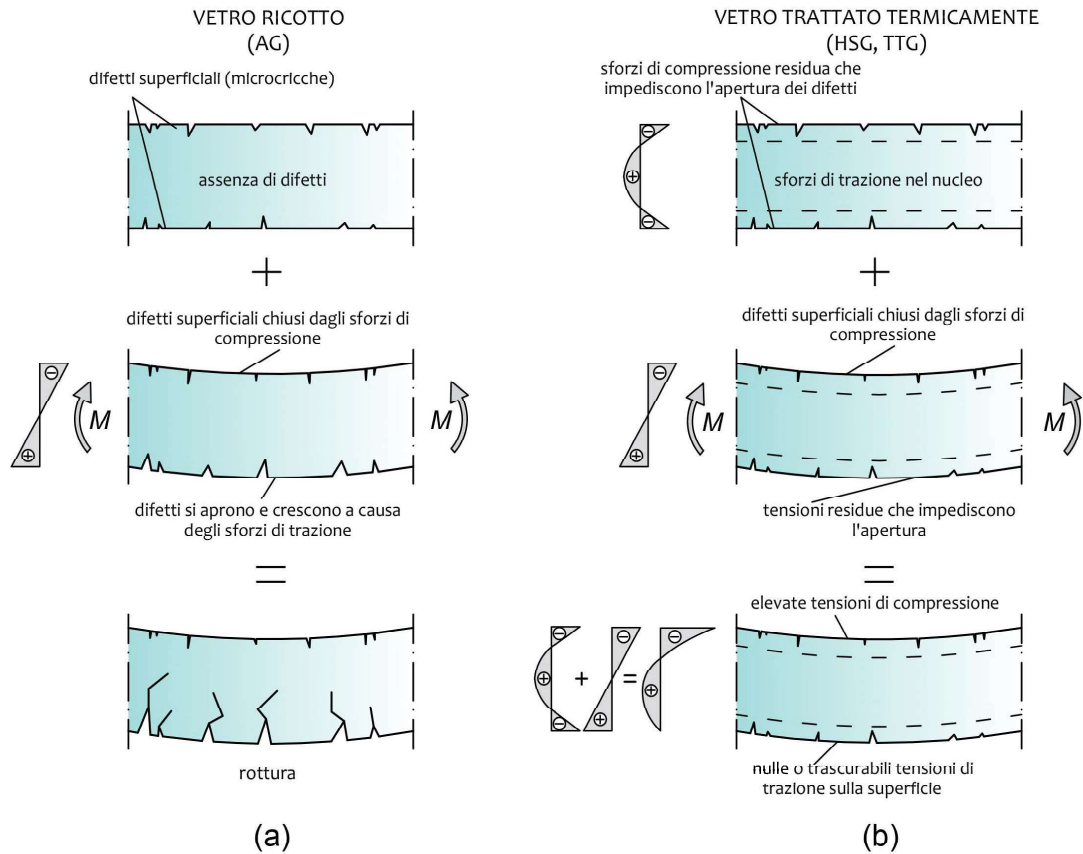


Figura 2.2: Andamento dello stato tensionale: (a) AG, (b) HSG and TTG

viene lasciata libera di oscillare [26]. Vetri di spessore compreso tra i 3 mm ed i 19 mm possono essere temperati e induriti termicamente, generalmente per i secondi il processo è più comune fino ai 12 mm. Il vetro BSG difficilmente viene temperato a causa del basso coefficiente di dilatazione termica.

La dimensione dei frammenti, in caso di rottura, di vetri trattati termicamente è funzione dell'energia immagazzinata; a tensioni residue maggiori corrispondono frammenti di dimensione minore. La modalità di rottura del HSG è simile a quella del AG, con frammenti molto più grandi di quelli del TTG, come mostrato nelle Figure 2.1b e 2.1c. La dimensione ridotta dei frammenti ed il fatto che gli stessi non siano taglienti sono i motivi per cui il TTG è definito anche vetro di sicurezza (*safety glass*) [27]. Gli elementi in vetro trattato termicamente possono essere soggetti a rottura *spontanea* (tale probabilità è molto bassa nel caso di HSG, ma non nulla) a causa della presenza di inclusioni di solfuro di nichel (NiS). Le particelle di NiS sono soggette ad un cambiamento di fase a causa delle variazioni di temperatura, che ne incrementa il volume di circa il 4%. Se la suddetta espansione ha luogo nella parte interna del pannello, soggetta a maggiori tensioni di trazione, le microcricche si formano ed il collasso può avvenire istantaneamente o dopo un certo intervallo temporale a causa della crescita sub-critica del difetto. La UNI EN 14179 [28] prevede l'esecuzione del *heat-soak-test* al fine di mitigare il rischio di rottura spontanea causato dalle inclusioni; il vetro viene riscaldato lentamente e mantenuto ad una certa temperatura per alcune ore, al fine di accelerare il cambiamento di fase, è evidente che gli elementi che contengono inclusioni pericolose

collassano durante il test.

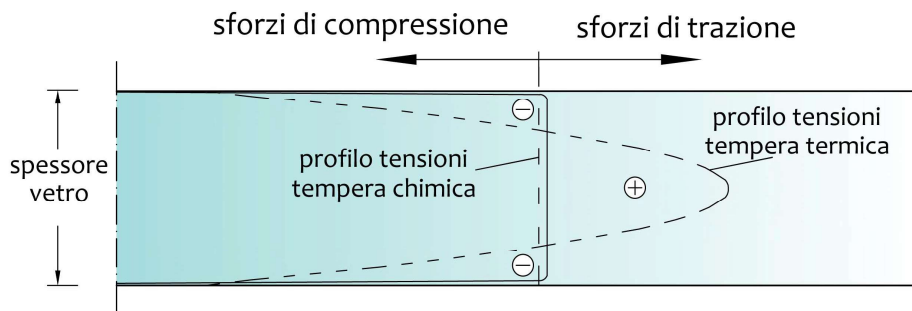


Figura 2.3: Confronto qualitativo dell'andamento delle tensioni nel vetro temperato chimicamente o termicamente

Un processo di tempera alternativo a quello termico, ma più costoso, è la tempera chimica (o indurimento chimico) per produrre il vetro indurito termicamente (*Chemically Strengthened Glass*, CSG). In questo caso, gli ioni sodio presenti sulla superficie del vetro vengono sostituiti da ioni potassio, grazie al meccanismo di scambio ionico. Il trattamento chimico prevede l'immersione del vetro in un bagno contenente nitrato di potassio a 450°C. Gli ioni di potassio hanno dimensione maggiore di quelli di sodio, la superficie risulta così sottoposta a compressione ed il nucleo interno a trazione. Lo stato di coazione residuo è differente da quello termico, come è mostrato in Figura 2.3. Le tensioni di compressione possono anche essere superiori ai 690 MPa ed interessano lo spessore per circa 0.04 mm generalmente inferiore rispetto alla profondità di cricca. Le compressioni superficiali chiudono solo parzialmente la cricca, l'apice si troverà quindi sottoposto a tensioni di trazione causando quindi la crescita sub-critica, cioè la propagazione del difetto per valori di sforzo inferiori a quello critico, anche in assenza di carichi esterni. La modalità del CSG di rottura è simile a quella dell'AG con frammenti lunghi e appuntiti.

Valori minimi della resistenza caratteristica a trazione per flessione [19] per AG, HSG, TTG e CSG sono riportati in Tabella 2.3.

Tabella 2.3: Valori minimi della resistenza caratteristica a trazione per flessione [19] per lastre di AG, HSG, TTG e CSG.

AG	45 MPa
HSG	70 MPa
TTG	120 MPa
CSG	150 MPa

2.2 Vetrol stratificato

L'utilizzo del materiale per la realizzazione di elementi strutturali principali è stata anche conseguente all'introduzione, agli inizi del novecento¹, del vetro stratificato (*Laminated Glass*, LG).

Il LG è costituito da due o più lastre di vetro unite per mezzo di uno o più fogli di un materiale termoplastico detto intercalare o *interlayer*. La scelta del tipo di vetro (AG, HSG, TTG, CSG), così come quella dell'intercalare, influenza notevolmente il comportamento post-rottura dell'elemento stratificato.

Il più diffuso processo di laminazione viene effettuato in autoclave a circa 140° e con pressioni fino a 14 bar, al fine di assicurare l'assenza di inclusioni di aria tra il vetro e l'intercalare. Inoltre, il processo consente di instaurare legami chimici tra la superficie del vetro ed il polimero.

La laminazione consente di migliorare sostanzialmente la capacità portante degli elementi sia in fase di pre-rottura che nella fase di post-rottura. Il ruolo dell'intercalare è duplice: nella fase di pre-rottura consente di trasmettere gli sforzi di taglio per gli elementi caricati fuori piano; nella fase post-rottura trattiene i frammenti, consentendo di mantenere una capacità portante residua sia in termini di rigidità che di resistenza. Il contributo dell'intercalare in termini di rigidità nel piano è invece trascurabile [29]. Il grado di accoppiamento offerto è influenzato principalmente dal modulo di elasticità tangenziale del materiale polimerico usato come interlayer che dipende fortemente dal tempo di carico e dalla temperatura. I polimeri (ed i copolimeri) sono una classe di materiali caratterizzata da lunghe catene di macromolecole legate tramite legami covalenti ad una spina dorsale di atomi di carbonio [30], presentando quindi proprietà elastomeriche con allungamenti elevati prima della lacerazione. In condizioni di esercizio, gli intercalari usati nel LG non dovrebbero mai raggiungere temperature vicine o superiori a quella di fusione, che corrisponde a quella raggiunta durante il processo di laminazione.

I materiali plastici utilizzati nella realizzazione di elementi in LG sono vari, il più diffuso è il polivinilbutirale (PVB), anche se le maggiori richieste in termini di prestazioni strutturali hanno spinto la realizzazione di nuovi prodotti con caratteristiche meccaniche e/o adesive maggiori quali il policarbonato (PC), l'acetato di vinile (EVA) e i polimeri ionoplastici (IP) tra cui il più noto² *SentryGlas*[®] (SG). I fogli di intercalare polimerico sono spesso forniti in spessori multipli di 0.38 mm (infatti i singoli fogli vengono ripiegati), pari allo spessore del prodotto estruso dal composto di fusione. Gli intercalari più rigidi sono generalmente prodotti con procedure che prevedono colate in stampi che risultano più costose rispetto al procedimento per estrusione, da questo deriva anche il maggior costo dei prodotti finiti con migliori caratteristiche meccaniche. In ogni caso, la rigidità dell'*interlayer* è molto inferiore rispetto a quella del vetro, per cui anche in presenza di un'efficace aderenza, risulta soggetto ad elevati scorrimenti angolari. Al fine di confrontare quantitativamente le differenze in termini di caratteristiche meccaniche dei diversi intercalari, in Tabella 2.4 si riportano alcuni parametri meccanici di riferimen-

¹Brevetto francese n° 321.651, registrato il 31 maggio del 1902 da parte della "société anonyme Le Carbone".

²La *Kuraray America, Incl* possiede la licenza esclusiva sul marchio e sulla tecnologia del SG.

to³[31]. La risposta costitutiva di questi materiali non è in generale di tipo lineare ed è fortemente influenzata da fattori quali temperatura di esercizio e condizioni di carico, cioè presentano comportamento viscoelastico.

Tabella 2.4: Parametri meccanici di riferimento per gli intercalari polimerici. Densità ρ , modulo di Young E , tensione di rottura a trazione σ_t .

	ρ [kg/m ³]	E [MPa]	σ_t [MPa]
PVB	1070	1.5	>20
EVA	950	10	20
PC	1300	2000	60
SG	950	282	34.5

In caso di rottura, la grandezza dei frammenti, influenzata fortemente dal trattamento termico (§2.1.1), è determinante anche sul comportamento post-rottura degli elementi in LG. La maggior frammentazione del vetro trattato termicamente rispetto al vetro ricotto sembra influenzare negativamente la risposta post-rottura in termini di resistenza e duttilità. Tuttavia, come osservato in [32], la diminuzione della duttilità in post-rottura all'aumentare dello stato di pre-tensione è da imputare principalmente all'aumento della resistenza iniziale di collasso, piuttosto che ad una significativa diminuzione delle capacità residue. Inoltre, le capacità residue sono notevolmente influenzate dal tipo di intercalare (Figura 2.4).

2.3 Riferimenti normativi per la progettazione e modelli di calcolo

A seconda del grado di accuratezza richiesto dalla progettazione, gli elementi in LG possono essere modellati con metodi analitici, modelli FE 2D e modelli FE 3D. Questi ultimi richiedono un notevole onere computazionale. In ambito europeo, le norme di riferimento per la progettazione sono, innanzitutto, un nuovo Eurocodice [33], specifico sulle applicazioni del vetro, la cui redazione è in fase avanzata. L'Eurocodice sul vetro in ambito strutturale sintetizzerà tutte le prescrizioni necessarie per una corretta progettazione.

Come evidenziato precedentemente, in fase di pre-rottura, il ruolo dell'intercalare è del tutto trascurabile se l'elemento in LG è caricato nel piano. Ben altro discorso nel comportamento post-rottura e nella risposta flessionale.

2.3.1 Metodo degli spessori effettivi

La risposta flessionale del LG è sempre intermedia tra i due casi limite di comportamento a strati indipendenti, con lastre di vetro libere di scorrere senza attrito, e limite monolitico che rappresenta il perfetto accoppiamento tra i diversi strati

³I valori possono variare anche notevolmente a seconda del produttore, della temperatura e della durata di applicazione del carico (nella Tabella 2.4 si riferiscono determinati a temperatura ambiente sotto carico di durata annuale).

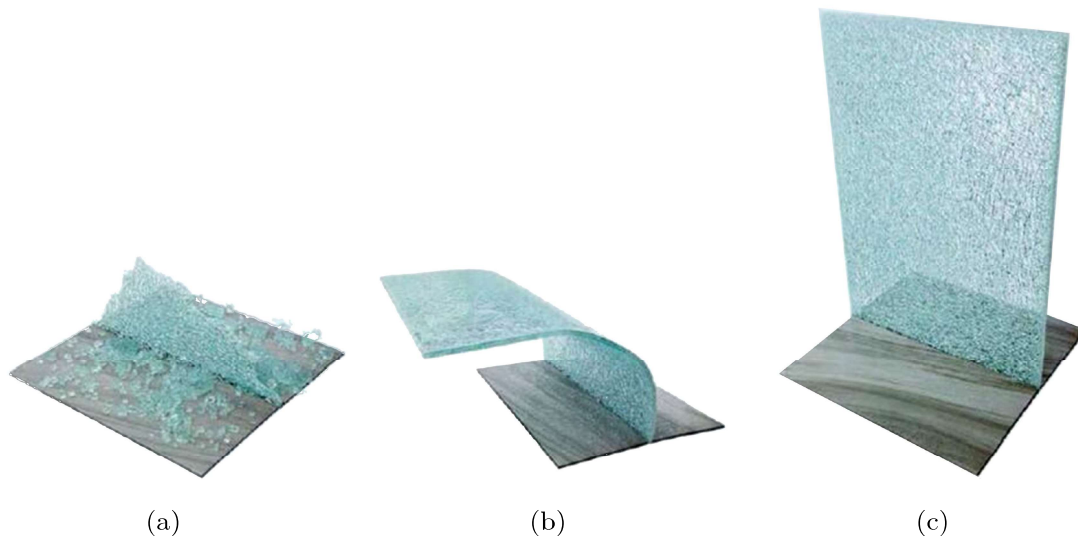


Figura 2.4: Esempio di capacità portante residua in fase di post-rottura (a) lastra monolitica di TTG di 12 mm di spessore (b) LG costituito da due lastre di TTG di spessore 6 mm e uno strato di PVB di 1.14 mm; (c) LG costituito da due lastre di TTG di spessore 6 mm e uno strato di SG di 0.89 mm.

di vetro. Conseguente che l'accoppiamento a taglio fornito dall'intercalare deve essere oggetto di accurata valutazione.

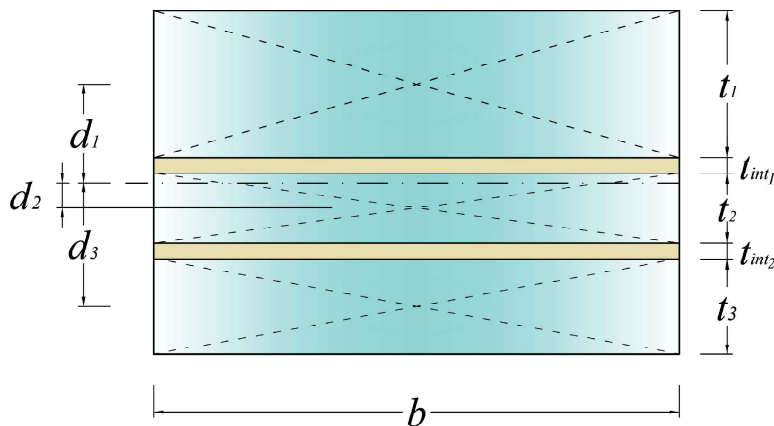


Figura 2.5: Geometria di un elemento stratificato costituito da tre lastre di base b

Nello specifico i casi limite sono

- comportamento a strati indipendenti (*layered limit*) con totale assenza di connessione fra le lastre che sono libere di scorrere fra di loro (Figura 2.6a). Per il caso in esame, la curvatura χ assunta dal pacchetto composto da N strati a seguito dell'applicazione del momento flettente M è pari a

$$\chi = \frac{M}{E_G J_L}, \quad (2.2)$$

dove

$$J_L = \sum_{i=1}^N J_i, \quad (2.3)$$

con J_i momento di inerzia⁴ della singola lastra e E_G modulo elastico del vetro. Essendo le lastre disaccoppiate non viene trasmessa alcuna forza orizzontale.

- comportamento monolitico (*monolithic limit*) con perfetta aderenza fra le lastre di vetro (Figura 2.6c). Trascurando la rigidità flessionale dell'intercalare, la curvatura è

$$\chi = \frac{M}{E_G J_M}, \quad (2.4)$$

dove

$$J_M = \sum_{i=1}^N (J_i + A_i d_i^2) = J_L + \sum_i^n A_i d_i^2, \quad (2.5)$$

con d_i distanza del baricentro dell' i -esima lastra dal baricentro geometrico della sezione stratificata (come mostrato in Figura 2.5), A_i area della sezione trasversale dell' i -esima lastra. In questo caso all'interfaccia fra le lastre è trasmessa una forza orizzontale H_0 per unità di lunghezza data da

$$H_0 = \tau_i b, \quad (2.6)$$

in cui τ_i è il valore della tensione tangenziale a livello dell'interfaccia e b la larghezza dell'elemento (Figura 2.5).

Nei casi intermedi (Figura 2.6b) l'intercalare produce un limitato scorrimento tra le lastre per cui è trasmessa solo un'aliquota della forza orizzontale di scorrimento H_0 . Il metodo degli *spessori effettivi* consiste nel definire gli spessori di un vetro monolitico "equivalente" che presenta lo stesso comportamento flessionale dal punto di vista della rigidità e della resistenza dell'elemento stratificato. In particolare bisogna determinare un coefficiente di trasferimento del taglio in funzione delle proprietà dell'intercalare, del vetro e della geometria dello stratificato. La curvatura che assume l'elemento di spessore equivalente può essere scritta come

$$\chi = \frac{M}{E_G J_{eq}}, \quad (2.7)$$

⁴Nella trattazione si sta facendo riferimento ad elementi di tipo trave, le relazioni non perdono la loro validità nel caso di elementi di tipo piastra è sufficiente considerare la rigidità flessionale piuttosto che il momento di inerzia.

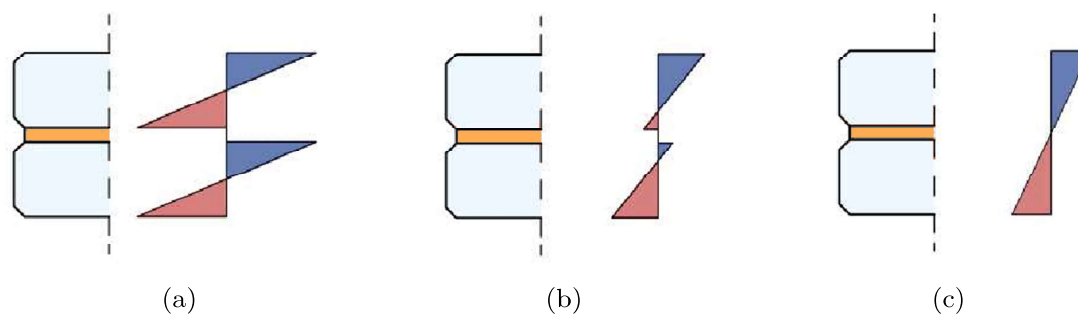


Figura 2.6: Comportamento LG a seconda del grado di accoppiamento offerto dall'intercalare polimerico (a) a strati indipendenti; (b) intermedio; (c) monolitico.

dove J_{eq} è il momento di inerzia equivalente della sezione stratificata, che assume un valore intermedio tra i valori dei momenti di inerzia J_L e J_M .

Definito il momento di inerzia equivalente è possibile definire

- lo *spessore equivalente (o efficace) per il calcolo della deflessione o delle deformazioni*: spessore della trave (o piastra) monolitica che presenta la stessa deflessione massima dell'elemento in LG in esame;
- lo *spessore equivalente (o efficace) per il calcolo delle tensioni*: spessore della trave (o piastra) monolitica che presenta la stessa tensione massima di uno degli strati dell'elemento in LG in esame. In genere si definisce uno spessore effettivo per il calcolo della tensione per ogni strato che costituisce il pacchetto.

Esistono in letteratura e nei riferimenti normativi diversi modelli che consentono di calcolare J_{eq} in relazione alla deformabilità a taglio dell'intercalare, alla geometria e alle condizioni di vincolo e carico dell'elemento strutturale. Di seguito si riportano alcuni dei principali riferimenti per il metodo degli spessori efficaci. Tutti i modelli si basano sull'approssimazione denominata della *rigidezza secante (secant stiffness)* [34], secondo cui l'intercalare polimerico è modellato come elastico lineare con modulo di elasticità tangenziale funzione della temperatura e della durata dei carichi di progetto. L'uso di questi modelli approssimati deve essere limitato al calcolo della massima tensione al centro della lastra e alla stima della massima inflessione; mentre è assolutamente da evitare l'uso di tale metodi di analisi per la valutazione degli effetti locali, quali ad esempio le concentrazioni di tensione in prossimità di fori e di intagli.

2.3.1.1 Approccio secondo il progetto di Norma Europea prEN 16612

Il progetto di Norma Europea prEN 166612 (2013) [35] fornisce un metodo semplificato per la determinazione degli spessori equivalenti di lastre in LG. Tali spessori dipendono da un parametro ω , i cui valori sono tabulati in [35], funzione della *famiglia di rigidezze (interlayer stiffness family)* a cui appartiene l'intercalare polimerico utilizzato e della tipologia di carico (durata e temperatura di applicazione). Il parametro ω è compreso tra 0 (comportamento a strati indipendenti) e 1 (comportamento monolitico). Considerando un elemento in LG costituito da N

lastre, gli spessori efficaci per il calcolo della deflessione $t_{ef,w}$ e delle tensioni $t_{ef,\sigma,i}$ (per l' i -esima lastra) sono

$$t_{ef,w} = \sqrt[3]{\sum_{i=1}^N t_i^3 + 12\omega \left(\sum_{i=1}^N t d_i^2 \right)}; \quad (2.8)$$

$$t_{ef,\sigma,i} = \sqrt{\frac{t_{ef,w}^3}{t_i + 2\omega d_i}}, \quad (2.9)$$

dove t_i è lo spessore dell' i -esima lastra di vetro e le altre quantità sono le medesime introdotte precedentemente e mostrate in Figura 2.5. Il modello è di facile applicazione, ma trascura l'influenza, sul grado di accoppiamento offerto dall'intercalare, di importanti fattori quali la tipologia di carico e la geometria (dimensioni della trave o piastra e composizione del pacchetto stratificato). Deriva che tale approccio può fornire risultati a sfavore della sicurezza sottostimando le deflessioni e/o le tensioni [36].

2.3.1.2 Approccio secondo il modello di Wölfel-Bennison

Questo modello, ripreso dalla ASTM-E1300 [37], si basa su un lavoro originario di Wölfel [38] inerente le strutture sandwich costituite da tre strati (composte da strati esterni con sufficiente rigidità assiale ma trascurabile rigidità flessionale, e strato intermedio in grado di trasferire solo tensioni tangenziali) ed esteso da Bennison et al. [34] al caso del LG. Anche in questo caso viene definito un coefficiente adimensionalizzato di trasmissione del taglio Γ compreso tra 0 e 1. Questo metodo consente di calcolare gli spessori effettivi per pacchetti stratificati composti da due sole lastre di vetro. In questo caso, il momento di inerzia della trave monolitica equivalente J_{eq} è dato dalla media tra i momenti di inerzia J_L e J_M , pesata tramite il coefficiente Γ

$$J_{eq} = \Gamma J_M + (1 - \Gamma) J_L = J_1 + J_2 + \Gamma A^* d^2, \quad (2.10)$$

dove

$$A^* = \frac{A_1 A_2}{A_1 + A_2}, \quad d = d_1 + d_2 = \frac{t_1 + t_2}{2} + t_{int}, \quad (2.11)$$

con t_{int} spessore dell'intercalare polimerico. Definendo la quantità

$$I_s = \frac{d^2 A^*}{b} = \frac{t_1 + t_2}{t_1 t_2} d^2 = t_1 d_1^2 + t_2 d_2^2, \quad (2.12)$$

il coefficiente di trasferimento del taglio Γ risulta

$$\Gamma = \frac{1}{1 + 9.6 \frac{t_{int} E_G I_s}{G_{int} l^2 d^2}} = \frac{1}{1 + 9.6 \frac{t_{int} E_G A^*}{G_{int}}}, \quad (2.13)$$

dove l è la lunghezza della trave e G_{int} è il modulo di elasticità tangenziale dell'intercalare.

Gli spessori efficaci per il calcolo della deflessione e per il calcolo delle tensioni normali (nei due strati) risultano

$$t_{ef,w} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3 + 12\Gamma I_s}; \quad (2.14)$$

$$t_{ef,\sigma,1} = \sqrt{\frac{t_{ef,w}^3}{t_1 + 2\Gamma d_1}}, \quad t_{ef,\sigma,2} = \sqrt{\frac{t_{ef,w}^3}{t_2 + 2\Gamma d_2}}. \quad (2.15)$$

I limiti del modello derivano dal fatto che è concepito per travi staticamente determinate di tipo sandwich con strati esterni di rigidezza flessionale trascurabili e nucleo di elevata rigidezza a taglio. Il modello fornisce buoni risultati nel caso di elementi strutturali con geometria a *trave* e con deformata cilindrica con massima deflessione in mezzzeria. Ne deriva che nel caso di lastre il metodo ASTM-E1300 è sconsigliato [19], a meno del caso di lastre rettangolari, appoggiate sui due lati opposti, soggette a carichi uniformemente distribuiti e ortogonali al piano.

2.3.1.3 Approccio secondo il modello *Enhanced Effective Thickness (EET)*

Il modello proposto da *Galuppi e Royer Carfagni* [39, 40, 41], incluso nel documento tecnico CNR-DT 210 [19], è adatto al calcolo di spessori equivalenti sia per geometrie di tipo *trave* che di tipo *piastra*. Per la trave di LG viene definito un momento di inerzia equivalente J_{eq} , dato dalla media armonica di J_L e J_M , pesata tramite un coefficiente adimensionalizzato η che rende conto del grado di accoppiamento che fornisce l'intercalare. Si ha quindi

$$\frac{1}{J_{eq}} = \frac{\eta}{J_M} + \frac{1-\eta}{J_L}, \quad (2.16)$$

dove η dipende dalla geometria della trave, dalle condizioni di carico e vincolo e dalle caratteristiche meccaniche di vetro e di intercalare e varia tra 0 (*layered limit*) e 1 (*monolithic limit*). Gli spessori effettivi per il calcolo delle deformazioni e delle tensioni per la lastra i -esima sono pari a

$$\hat{t}_w = \sqrt[3]{\frac{1}{\frac{\eta}{\sum_{i=1}^N t_i^3 + 12 \sum_{i=1}^N (t_i d_i^2)} + \frac{1-\eta}{\sum_{i=1}^N t_i^3}}}; \quad (2.17)$$

$$\hat{t}_{\sigma,i} = \sqrt{\frac{1}{\frac{2\eta|d_i|}{\sum_{i=1}^N t_i^3 + 12 \sum_{i=1}^N (t_i d_i^2)} + \frac{t_i}{\hat{t}_w^3}}}, \quad (2.18)$$

dove il coefficiente η , nel caso in cui le lastre di vetro presentano tutte il medesimo spessore $t_i = t$, si calcola come

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{E_G t_{int}}{12 G_{int}} \frac{N t^3 (N+1)}{t^2 + (t+t_{int})^2 (N^2-1)}} \Psi, \quad (2.19)$$

dove Ψ è un coefficiente dimensionale [mm^{-2}] che dipende dalle condizioni di carico e vincolo ed è indipendente dal numero di strati. Valori di Ψ per i casi più ricorrenti nella pratica progettuale sono tabulati in [19]. Le equazioni (2.17) e (2.18) rimangono invariate nel caso di piastre, ma nella (2.16) ai momenti di inerzia sarà necessario sostituire la rigidità flessionale delle piastre. Inoltre, l'espressione di η per il caso delle piastre è diverso dalla (2.19), ed è riportato in [19, 40].

Recentemente il modello EET è stato esteso al calcolo del carico critico euleriano di travi in LG per diverse condizioni di vincolo [42]; in particolare è stato evidenziato come il coefficiente Ψ sia strettamente correlato alla *lunghezza di libera inflessione* (relazione già osservata in via indiretta in [43]). I risultati di [42] saranno applicati nel §4.3.1.

2.3.2 Modellazione con molle equivalenti

Questo tipo di metodo semplificato prevede la modellazione delle lastre di vetro considerate deformabili a flessione, mentre l'intercalare viene modellato mediante uno strato di molle equivalenti deformabili a taglio. Il modello deriva dalla modellazione dei connettori nelle travi miste acciaio-calcestruzzo ad opera di *Newmark*. Le molle a taglio che simulano l'intercalare possono avere legami costitutivi elastici lineari o visco-elastici. A seconda delle condizioni al contorno le lastre in vetro possono essere modellati con elementi trave o come gusci elastici. Nel caso di elementi di tipo *shell*, deve essere dimostrato che siano in grado di fornire risultati accurati anche nelle analisi non lineari in grandi spostamenti e che considerino adeguatamente la deformabilità a taglio del singolo strato.

2.3.3 Modellazione tridimensionale agli elementi finiti

Gli elementi in LG vengono modellati con elementi solidi a 8-20 nodi. In generale, la *mesh* deve essere sufficientemente fitta e particolare attenzione deve essere dedicata alla modellazione delle zone di contatto. Nel calcolo del comportamento flessionale la CNR-DT 210 [19] suggerisce l'utilizzo di elementi solidi a modi incompatibili (*incompatible modes*) per il vetro ed elementi a modi incompatibili con formulazione ibrida (*incompatible modes, hybrid formulation*) per l'intercalare. La formulazione ibrida dipende dalle caratteristiche del polimero, essendo quasi incompressibili (elevato coefficiente di *Poisson*). Il collegamento tra le lastre ed l'*interlayer* può essere modellato o con un vincolo cinematico che impedisca gli spostamenti relativi o con elementi di interfaccia in grado di simulare la delaminazione. Lo spessore dell'intercalare necessita di essere modellato con almeno 3-4 elementi al fine di consentire gli scorrimenti angolari dello stesso.

Il capitolo presenta una panoramica degli studi pregressi sul comportamento nel piano di pannelli in vetro con o senza elementi di contorno. Vengono esposti il *concept design* della sistema ibrido in LG e telaio in acciaio e la descrizione di tutti gli elementi che lo compongono. Vengono inoltre specificati i comportamenti meccanici ed i parametri costitutivi assunti per i materiali nelle successive analisi.

3.1 Comportamento nel piano di pannelli in vetro

Lo studio sistematico del comportamento nel piano di pannelli in vetro nasce in contemporanea all'esigenza di realizzare strutture quanto più possibile trasparenti [44, 45]. Il comportamento strutturale di pannelli a taglio sottoposti a carichi orizzontali può essere descritto in prima approssimazione considerando il modello semplificato in Figura 3.1 [46]: a seconda della direzione del carico, un lato sarà sollecitato a sforzi di trazione, mentre la diagonale da sforzi di compressione. La forza tagliante può essere trasmessa, con o senza telaio al contorno, ai bordi del pannello disponendo degli elementi di posizionamento o *setting blocks*, con connessioni bullonate o collegamenti ad attrito negli angoli, ma anche mediante incollaggi strutturali (Figura 3.2 [46]).

I pannelli risultano sollecitati da una combinazione di azioni quali taglio e compressione nel piano oltre che flessione dovuta a carichi trasversali al piano medio, sia in padiglioni completamente in vetro che in facciate dove assumono la funzione di elementi di irrigidimento. L'uso di pannelli in vetro come controventi in sostituzione a diagonali in acciaio in strutture reticolari (Figura 3.3 [47]) è stato studiato, prevalentemente per mezzo di prove sperimentali, da numerosi ricercatori [47, 48, 49]. Inoltre, numerosi studi hanno investigato il comportamento e la scuscellibilità a fenomeni di instabilità (si veda §4.3) di pannelli in vetro monolitico e/o stratificato sottoposti ad azioni di compressione e taglio nel piano, con supporti di diversa natura (Figura 3.4 [50]).

Rusch et al. [51] hanno investigato, per mezzo di prove sperimentali, il comportamento di piastre in vetro monolitico semplicemente appoggiate lungo i quattro lati e sottoposte a carico di compressione nel piano in una direzione ortogonale a

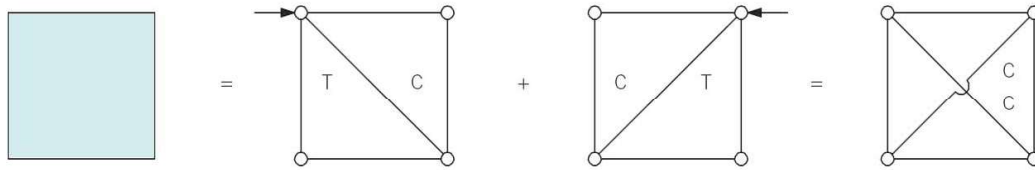


Figura 3.1: Piastra in vetro soggetta a carichi orizzontali nelle due direzioni nel piano modellata in maniera semplificata come struttura reticolare con lati soggetti a trazione e diagonale compressa [46].

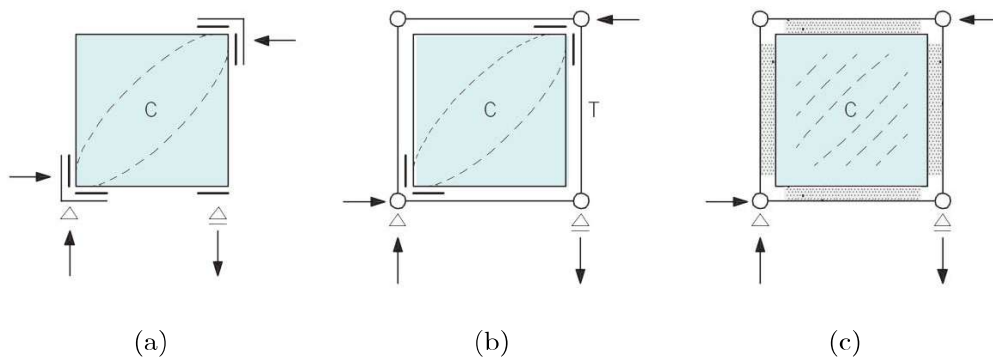


Figura 3.2: Trasferimento di azioni taglianti a pannelli in vetro: (a) in assenza di telaio perimetrale, con elementi agli angoli della diagonale; (b) con telaio perimetrale e con elementi agli angoli della diagonale; (c) con telaio perimetrale collegato strutturalmente lungo i lati [46].

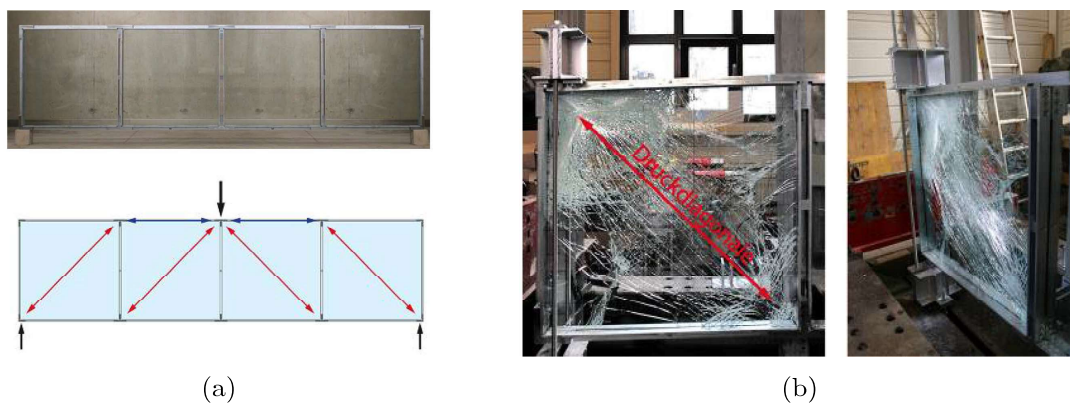


Figura 3.3: Pannelli in vetro in sostituzione a diagonali in acciaio: (a) struttura reticolare piana e schema statico; (b) rottura lungo la diagonale compressa del singolo campo [47].

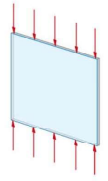
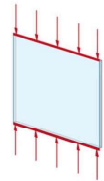
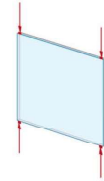
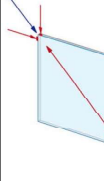
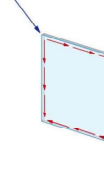
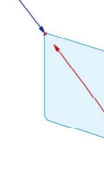
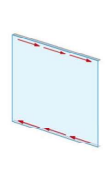
Compressione monoassiale			Taglio e compressione			
Semplicemente appoggiata sui quattro lati	Semplicemente appoggiata sui quattro lati	Semplicemente appoggiata sui quattro lati	Semplicemente appoggiata sui quattro lati	Vincolata lungo quattro lati	Vincolata agli angoli	Vincolata lungo i lati caricati
Nessun materiale interposto sui lati caricati	Materiale interposto lungo lati caricati	Carico trasmesso dagli elementi di posizionamento	Carico trasmesso dagli elementi di posizionamento	Adesivi lungo i bordi	Malta agli angoli smussati	Adesivi o elementi puntuali lungo i lati caricati
						
Englhardt (2007)	Luiblé (2004) Englhardt (2007)	Englhardt (2007)	Englhardt (2007) Freitag (2011)	Wellershoff (2006) Huveners (2009)	Wellershoff (2006)	Mocibob (2008)

Figura 3.4: Pannelli, oggetti di ricerca, in vetro monolitico e/o stratificato, sottoposti a diverse condizioni di carico e vincolo [50]. Il vincolo lungo il bordo può essere di semplice appoggio o di incastro.

due lati opposti, ai fini di valutare la suscettibilità di tali elementi a fenomeni di instabilità. In questo studio, il contatto diretto tra il contorno in acciaio ed il vetro era evitato interponendo materiali non metallici. Le lastre quadrate, di lato 500 mm e spessore nominale 6 mm, erano costituite sia da AG che da vetro trattato termicamente. Le prove hanno mostrato un chiaro comportamento post-critico, cioè con carico ultimo superiore al carico critico euleriano.

Lo studio teorico e con simulazioni numeriche di pannelli in vetro usati come controventi in travi reticolari piane è stato affrontato da *Laufs et al.* [48], anche in combinazione con carichi fuori piano. In dettaglio, è stata valutata la stabilità al variare delle condizioni al contorno e di introduzione del carico. La compressione nel piano è introdotta caricando due spigoli opposti (Figura 3.5) o tutti e quattro gli spigoli. Le condizioni di vincolo considerate per i carichi fuori piano erano incastri agli angoli o semplici appoggi lungo i quattro lati. Nel caso di soli incastri, agli spigoli si verificano fenomeni di instabilità.

Luiblé [52] ha studiato, per mezzo di test sperimentali, modelli analitici e numerici, il comportamento di piastre, in vetro monolitico e in LG, appoggiate su quattro lati e sottoposte a carichi di compressione distribuiti lungo due lati opposti (Figura 3.4, seconda colonna). I parametri principali che influenzano la resistenza nei confronti dell'instabilità sono:

- spessore del vetro;
- imperfezioni e/o deformazioni iniziali;
- resistenza a trazione del vetro (§2.1);

- per il LG, il grado di accoppiamento offerto dall'intercalare polimerico (§2.2).

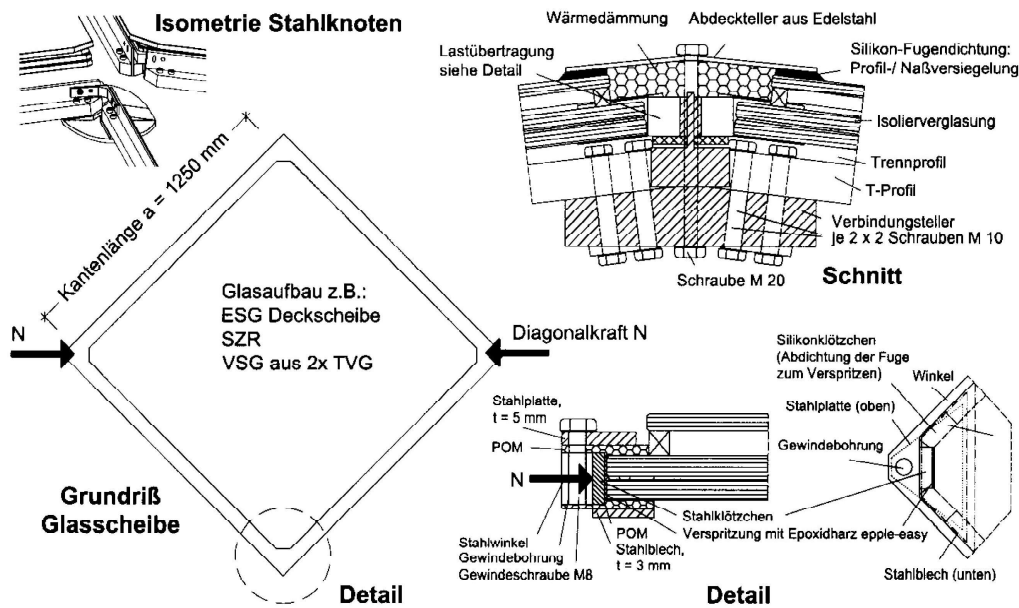


Figura 3.5: Dimensioni, condizione di carico e dettagli costruttivi considerati da *Laufs et al.* [48].

In generale, piastre in vetro compresse da carichi distribuiti e da carichi concentrati (Figura 3.4), mostrano notevole capacità portante residua in campo post-critico [53, 54]: l'instaurarsi del comportamento membranale consente di sostenere carichi superiori al carico critico euleriano (si veda Figura 4.30b al §4.3). Ai fini della verifica di pannelli in vetro monolitico, *Englhardt* [54] ha proposto una serie di curve di stabilità, rifacendosi ai classici calcoli per l'instabilità di piastre in acciaio. *Freitag e Wörner* [49] hanno mostrato che la capacità portante nei confronti di azioni taglianti di pannelli in vetro può essere incrementata pre-sollecitando meccanicamente la lastra. Sono stati testati due diversi sistemi:

- pre-sollecitazione indotta agli angoli del telaio in acciaio di contorno;
- pre-sollecitazione applicata perimetralmente lungo i lati del pannello.

Lo stato di pre-tensione indotto fornisce una diminuzione delle tensioni di trazione migliorando così la risposta complessiva del sistema.

L'utilizzo di pannelli in vetro monolitico o in LG (lastre di HSG) per sostituire gli elementi diagonali in strutture reticolare spaziali è stato oggetto di ricerca da parte di *Wellershoff* [55], tramite prove sperimentali, simulazione FEM e modelli analitici. Gli elementi erano soggetti sia a soli carichi nel piano, sia a carichi nel piano in combinazione con carichi fuori piano. In particolare, sono state analizzate due diverse tipologie di connessione vetro-sottostruttura (Figura 3.4):

- collegamento locale negli angoli smussati con malta iniettata;
- connessione tramite incollaggio lungo tutti e quattro i lati e su entrambe le facce del pannello (come in Figura 3.6b), soggetto quindi a taglio puro.

L'andamento tensionale nel pannello in vetro è risultato influenzato dalla rigidità dell'incollaggio. Tre sono le aree con maggiori concentrazioni di tensione: lungo la diagonale tesa, in corrispondenza del massimo momento flettente dovuto al *buckling* a taglio e nei punti di ancoraggio della diagonale tesa. La dimensione dei frammenti alla rottura dei pannelli risulta funzione dell'intensità di concentrazione degli sforzi.

Una ricerca approfondita sul comportamento di pannelli in vetro monolitico (tipo AG), incollati lungo tutto il bordo ad un telaio in acciaio è stata condotta da *Huveners et al.* [45, 56]. L'obiettivo era lo studio del comportamento di diaframmi in vetro per *controventare* edifici di un piano con struttura in acciaio. Sono stati condotti test su pannelli di dimensioni 1000 mm × 1000 mm × 12 mm. Le analisi hanno interessato tre tipologie di connessione vetro-telaio:

- *tipo 1*, incollaggio in testa con adesivo poliuretano (Figura 3.6a);
- *tipo 2*, incollaggio su due bordi con resina epossidica, che presenta maggiore rigidità rispetto agli adesivi poliuretano (Figura 3.6b);
- *tipo 3*, incollaggio su singolo bordo con resina epossidica (Figura 3.6c).

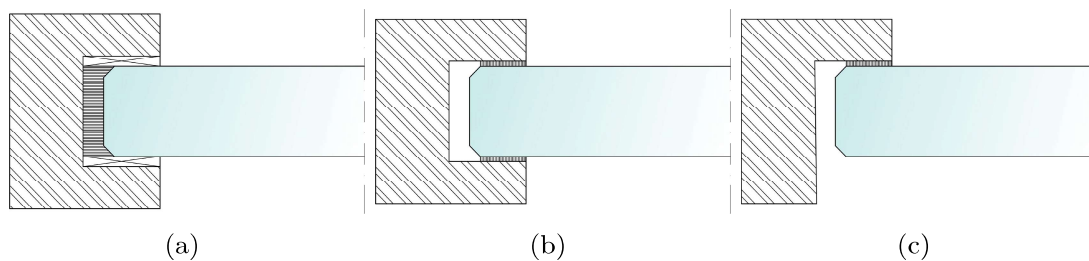


Figura 3.6: Tipi di connessione della ricerca condotta da *Huveners et al.* [45, 56]: (a) *tipo 1*, incollaggio in testa con adesivo poliuretano; (b) *tipo 2*, incollaggio su due bordi opposti con resina epossidica; (c) *tipo 3*, incollaggio su singolo bordo in resina epossidica.

Il sistema con collegamento di *tipo 2* ha mostrato una rigidità nel piano superiore agli altri due. Nel caso di sistema di *tipo 1* si distingue una prima fase pre-contatto vetro-telaio con ridotta rigidità alla traslazione ed una seconda fase con rigidità crescente dovuta al contatto dei due materiali, tale fase coincide anche con l'inizio della fessurazione del pannello.

Il sistema con singolo incollaggio laterale (*tipo 3*), al contrario degli altri, ha mostrato capacità residue trascurabili: il collasso del pannello risulta immediato dopo lo sviluppo della prima fessurazione a causa dell'eccentricità del carico. Le fratture per il *tipo 1* si concentrano agli spigoli al contatto tra il telaio ed il vetro, mentre negli altri due casi si realizza una modalità di rottura *a ventaglio* in corrispondenza della diagonale compressa.

La buona capacità residua del *tipo 1* e quella ottima del *tipo 2* sono anche il risultato della scelta dell'AG per le lastre, per tal ragione *Huveners* consiglia anche l'utilizzo del HSG. Il collasso può anche essere dovuto al raggiungimento del carico critico euleriano per i pannelli snelli. Analiticamente, il sistema con connessione di *tipo 1* viene modellato con un puntone diagonale di larghezza efficace pari ad un

terzo della lunghezza della diagonale essendo questo il meccanismo di trasferimento del carico orizzontale (si veda §4.2), mentre negli altri due casi considerando una lastra sottoposta a taglio essendo il pannello sollecitato dalla sollecitazione tagliante distribuita lungo i bordi.

Močibob [44] ha analizzato pannelli in LG (con lastre HSG), soggetti a carichi nel piano (orizzontali e verticali) e fuori piano, come elementi irrigidenti di strutture a telaio. Sono state indagate due tipologie di connessione:

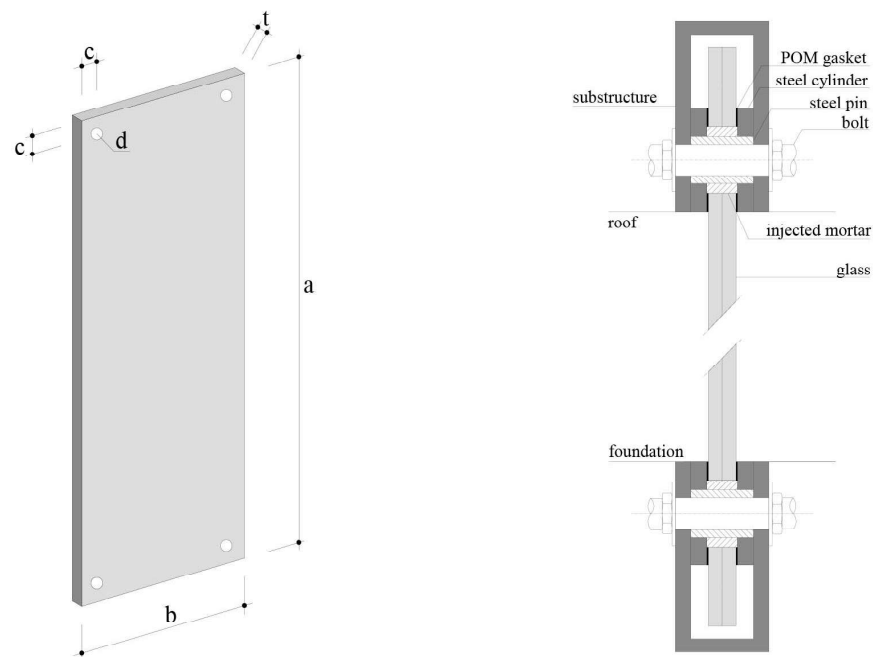
- di tipo puntuale tramite bullonature agli angoli (Figura 3.7a);
- di tipo lineare tramite silicone strutturale su due facce opposte, e lungo il lato superiore ed inferiore (Figura 3.7b).

I pannelli con connessioni puntuali, rigide e non eccentriche, hanno mostrato la maggiore rigidità con minori spostamenti sia nel piano (il legame è lineare fino al raggiungimento del carico critico a taglio) che fuori piano: la diagonale compressa è “imbrigliata” dalla diagonale tesa. La rottura si verifica lungo la diagonale compressa con l’insorgere deformazioni trasversali al carico di compressione applicato per *effetto Poisson* a partire dai supporti puntuali o per fessurazione in mezzeria dovuta agli spostamenti fuori piano per *buckling* (se oltre al carico orizzontale è presente anche il carico fuori piano). Nel caso di connessione lineare, la diagonale tesa, dovuta all’adesivo, non è in grado di mantenere in sede quella compressa ma in ogni caso riserve post-critiche vengono fornite dagli effetti membranali. La presenza di *setting blocks*, nella soluzione con incollaggi, provoca elevate concentrazioni di sforzi da cui parte la rottura lungo la diagonale compressa.

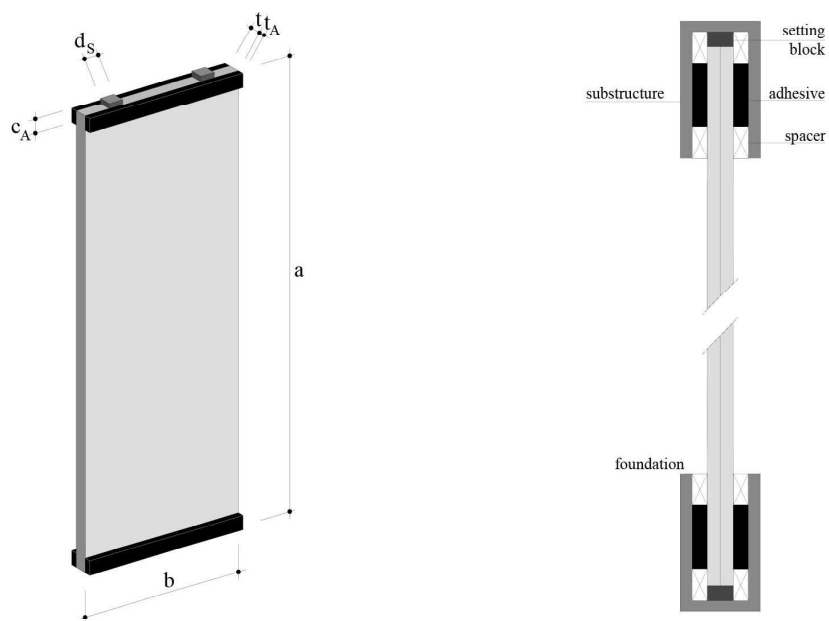
In [57] sono presenti ulteriori approfondimenti sul comportamento a taglio e la suscettibilità ai fenomeni di instabilità, di pannelli in vetro incollati lungo il perimetro a telai in acciaio.

Altri ricercatori [58, 59, 60, 61, 62] hanno studiato il comportamento di pannelli in vetro accoppiati con telai in legno lamellare. *Niedermaier* [58] ha anche valutato la capacità portante residua di telai in legno con vetro monolitico incollato (con adesivi poliuretani o siliconici) su un lato lungo il perimetro. Il sistema, sottoposto ad un carico orizzontale, dopo la rottura del pannello in vetro causata dall’urto di un pendolo, ha mostrato una buona capacità portante residua, con spostamenti orizzontali in sommità circa il doppio rispetto alla fase pre-rottura.

Antolinc et al. [60, 61] hanno testato pannelli 2900 mm × 2400 mm in LG (due lastre di HSG di 10 mm di spessore con intercalare EVA di spessore 1.6 mm) collegati ad attrito a telai in legno lamellare. Sono state considerate diverse condizioni di vincolo e di connessione trave-colonna. I sistemi strutturali, sottoposti a carichi monotoni e ciclici, hanno mostrato una risposta di tipo *fail-safe*, cioè senza collasso catastrofico. Il danneggiamento ha riguardato le connessioni del telaio mentre il LG non ha subito danneggiamenti durante i test sperimentali. Molta dell’energia dissipata durante i cicli isteretici è da imputare alla connessione ad attrito del sistema (assenza di adesivi e connessioni bullonate).



(a)



(b)

Figura 3.7: Pannelli in vetro indagati da Močibob [44] di altezza $a = 3500$ mm , larghezza $b = 1200$ mm e spessore t 8/1.52/8 mm (2 lastre di HSG ed intercalare polimerico PVB) (a) sistema con connessione puntuale; (b) sistema con connessione lineare.

3.2 Descrizione dei diaframmi ibridi

Dallo studio dello stato dell'arte sono emersi i seguenti fattori da prendere in considerazione nel progetto di un diaframma ibrido sottoposto ad azioni orizzontali nel piano:

- evitare le concentrazioni di tensioni agli spigoli dove è più probabile che avvenga la propagazione delle cricche;
- vincolare il pannello lungo i bordi al fine di ridurre i fenomeni di instabilità dell'equilibrio;
- il tipo di vincolo realizzato tra il pannello e l'eventuale telaio di contorno influenza lo stato di sollecitazione indotto dal carico orizzontale. Il pannello potrà essere soggetto a taglio puro o a compressione diagonale;
- sistemi ibridi costituiti da pannelli di vetro contornati da telai sono in grado di dissipare energia;
- interporre materiali deformabili (guarnizioni, adesivi, siliconi) consente di accomodare le deformazioni ed evitare concentrazioni di sforzi;
- i sistemi ibridi in vetro con telaio di varia natura possono presentare significative capacità portanti residue anche in caso di rottura delle lastre, soprattutto se si utilizzano lastre di AG o HSG.

Questi sono alcuni dei fattori dei quali si terrà conto nel progetto del diaframma o cella ibrida (HC, *Hybrid Cell*) nei successivi capitoli. Volendo usare la soluzione in diversi contesti edilizi, oltre che per esigenze di trasporto, è necessario che il pannello finale possa essere realizzato assemblando diversi moduli.

La singola HC (modulo), mostrata schematicamente in Figura 3.8, è costituita da un sottile telaio in acciaio di contorno al pannello in LG. Il contatto diretto tra acciaio e vetro è evitato interponendo una guarnizione di materiale deformabile, come un silicone o una gomma. La guarnizione deve essere costituita da un materiale non troppo deformabile, al fine di rendere efficace il confinamento fornito dal telaio in acciaio. Eventuali elementi d'angolo hanno lo scopo di trasferire il carico dal telaio al pannello in LG, soprattutto nel caso si prevedano raccordi d'angolo per le lastre in vetro, con l'obiettivo di ridurre il rischio di rottura soprattutto in caso di carichi ciclici [63].

I diversi moduli possono essere assemblati per ottenere il diaframma delle dimensioni richieste (Figura 3.9). L'assemblaggio⁵ può essere effettuato

- in corrispondenza degli angoli tramite unioni bullonate con piastre (Figura 3.9b);
- lungo il bordo della cella tramite bullonature o saldature (Figura 3.9c).

⁵Una valutazione quantitativa della soluzione tecnica, in termini di progetto degli ancoraggi e delle bullonature, non è oggetto del presente lavoro.

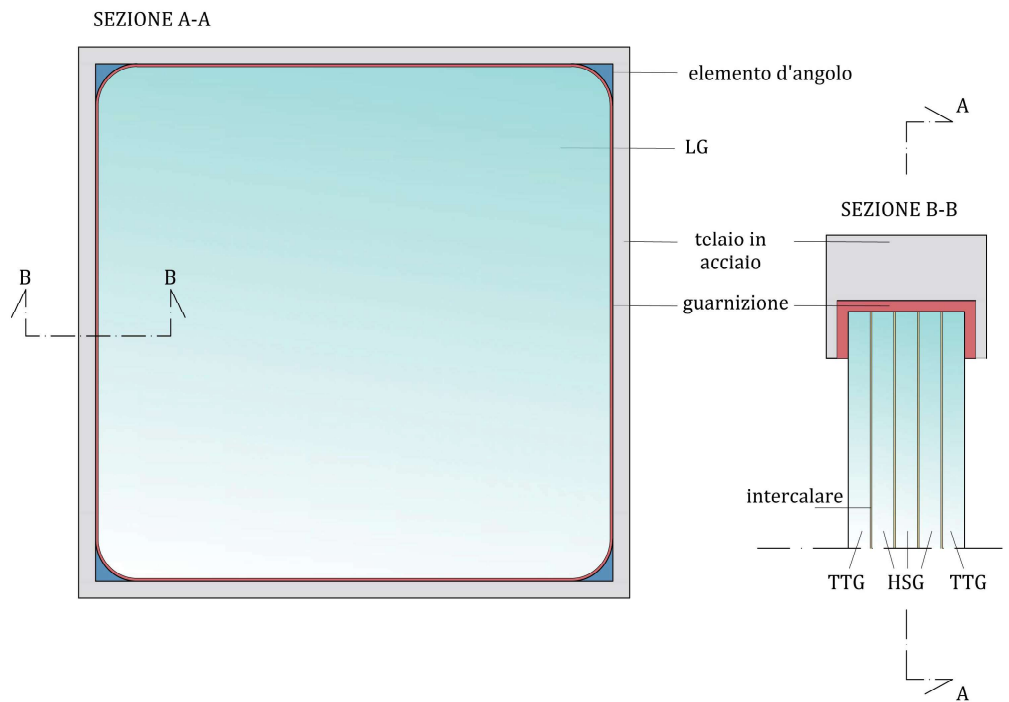


Figura 3.8: Sezioni schematiche della HC.

In ogni caso, le saldature dovranno essere limitate una volta che il pannello di LG sarà posizionato all'interno del telaio, al fine di evitare concentrazioni di tensione causate dalle distorsioni termiche e per salvaguardare l'integrità dell'intercalare polimerico dal surriscaldamento del metallo.

3.2.1 Descrizione dei materiali e parametri usati nelle modellazioni numeriche

3.2.1.1 Pannello in vetro stratificato

Il pannello in LG della HC è costituito da cinque lastre di vetro, viene adottata una combinazione di lastre di TTG e HTG. Il numero di lastre⁶ è derivato da analisi numeriche preliminari svolte sul caso studio presentato al §6 dove è stata valutata l'influenza delle HC sul comportamento dell'aula di un edificio religioso sottoposto ad azioni sismiche. Lo spessore nominale della singola lastra è $t_n = 10.0$ mm, nelle analisi numeriche è stato considerato uno spessore $t = 9.76$ mm in accordo con [44, 52]: lo spessore reale è circa pari al 97.6% di quello nominale fornito dai produttori.

Le due lastre esterne in TTG assicurano una maggiore resistenza agli urti accidentali e presentano una elevata resistenza in fase di pre-rottura, le tre lastre interne in HSG con la modalità di rottura indicata in §2.1.1 consentono invece di

⁶A seconda della tipologia dell'intervento (§6.2.1) e dello specifico fabbricato, il numero e lo spessore delle lastre deve essere oggetto di valutazione.

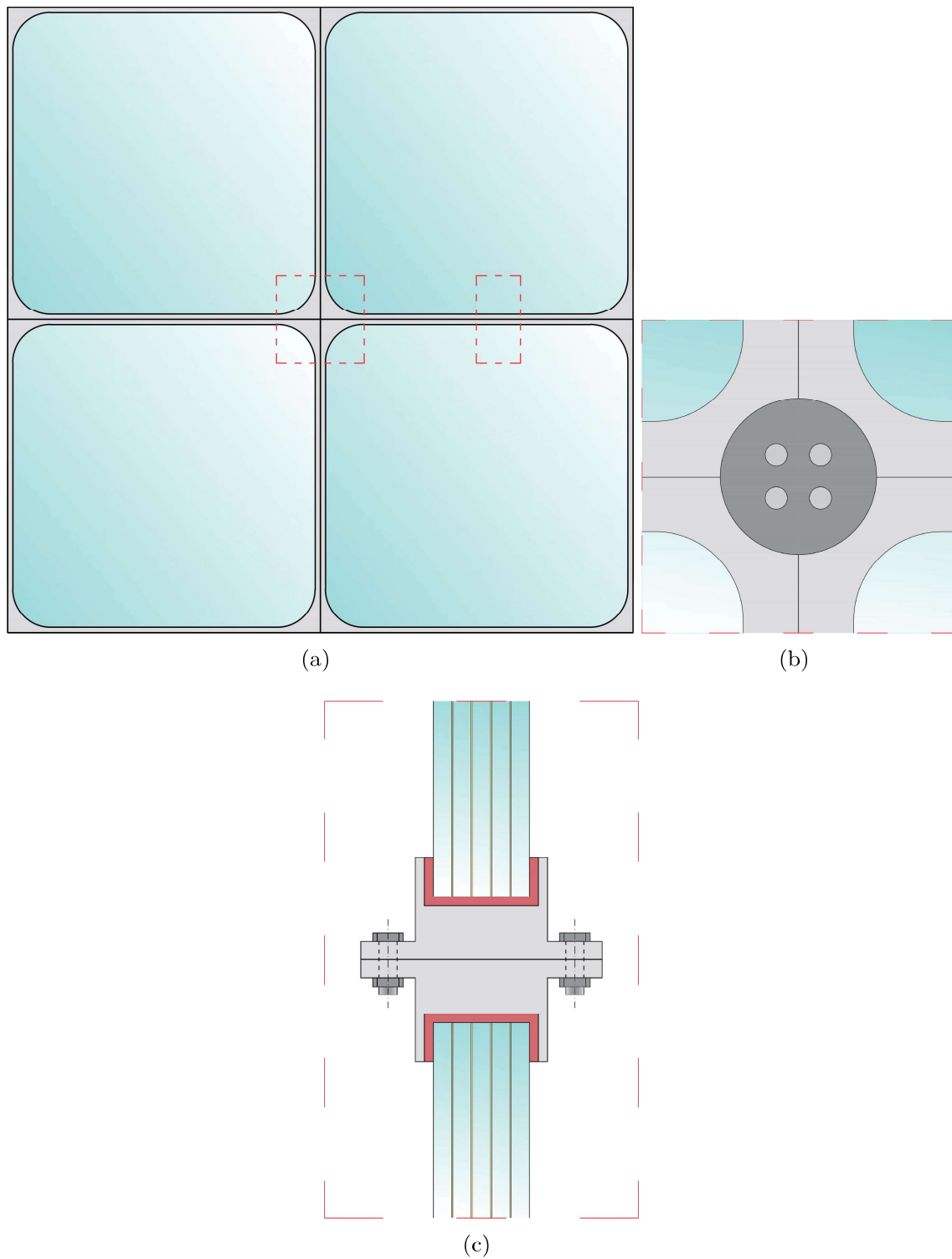


Figura 3.9: Disegno schematico di unione di moduli di HC: (a) assemblaggio di quattro moduli; (b) unione in corrispondenza degli angoli con piastre e bullonature; (c) unione lungo il lato.

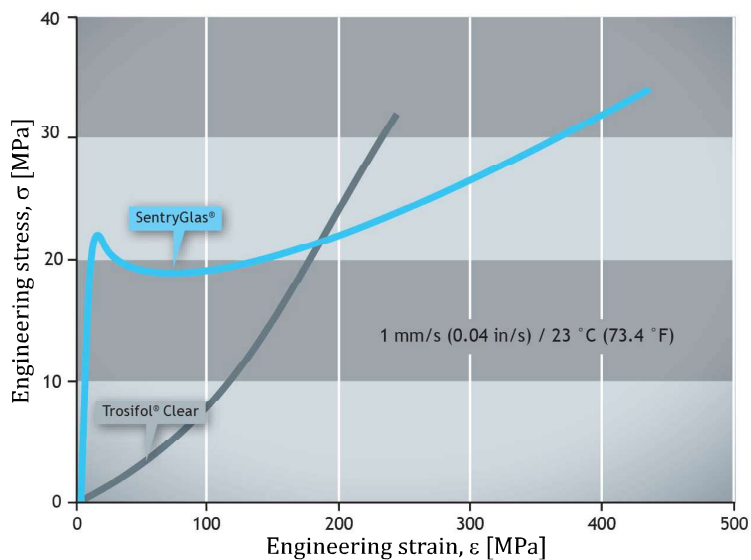
avere migliori prestazioni residue nel caso di rottura di tutte le lastre, questa combinazione rappresenta un buon compromesso fra capacità portante pre-rottura, comportamento post-rottura e rischi indotti dalla frammentazione [19]. Il modello costitutivo adottato nelle analisi numeriche per il vetro è elastico lineare con modulo di *Young* $E_G = 70$ GPa e coefficiente di *Poisson* $\nu_G = 0.22$.

Le cinque lastre sono collegate da quattro strati di intercalare polimerico ionoplastico (SG), lo spessore di ogni singolo strato è $t_{int} = 0.76$ mm. La scelta dell'intercalare ionoplastico è dettata, oltre che dalle migliori caratteristiche meccaniche (e quindi un grado di accoppiamento superiore) rispetto al più usato PVB (Figura 3.10a), dalla maggiore resistenza all'umidità, dal minore decadimento delle proprietà meccaniche all'aumentare della temperatura (Figura 3.10b) e dalla maggiore trasparenza con minore tendenza all'*ingiallimento*. Come illustrato in §2.2 la risposta costitutiva di questi materiali di interstrato non è, in generale, di tipo lineare ed è fortemente influenzata da fattori quali la temperatura di esercizio e durata del carico (grafici in Figura 3.10); quindi necessita dell'utilizzo di modelli viscoelastici lineari e/o modelli non lineari [19]. Sotto l'ipotesi di azioni di breve durata, come per l'appunto azioni sismiche, il comportamento può essere assunto elastico lineare ricorrendo all'approssimazione denominata della *rigidezza secante* [34] (si veda §2.3), considerando quindi i parametri elastici costanti durante l'analisi ma funzione della durata del carico e della temperatura di esercizio.

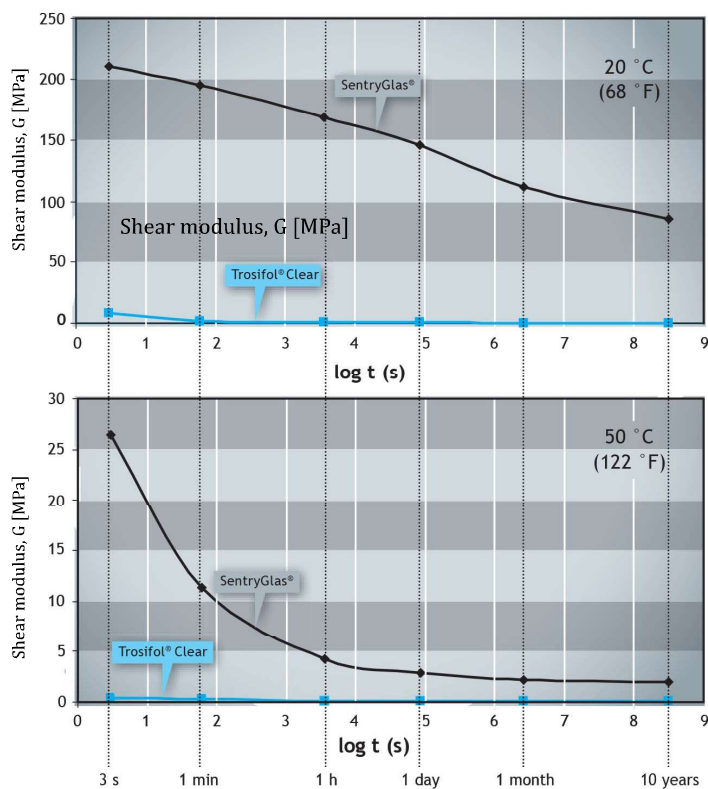
3.2.1.2 Telaio di contorno

Nell'intervento su edifici esistenti si tende a preferire l'uso di acciai inossidabili, al fine di scongiurare danni futuri causati dalla corrosione degli elementi [64]. Per il telaio di contorno è stato considerato l'acciaio ferritico EN 1.4509 (o AISI 441) la cui composizione chimica è riportata in Tabella 3.1 [65]. Gli acciai ferritici presentano una struttura cubica a corpo centrato come gli acciai al carbonio strutturali, con lavorabilità e formabilità molto simile a quella dell'acciaio al carbonio S355. A parità di resistenza alla corrosione, il loro costo è inferiore rispetto a quelli austenitici. Rappresentano quindi un'alternativa interessante per applicazioni dove conti la resistenza meccanica e l'estetica, in ambienti moderatamente aggressivi. L'accoppiamento vetro e acciaio ferritico è suggerito anche per la realizzazione di elementi di facciata curvati a freddo [66]. Gli acciai ferritici presentano un coefficiente di dilatazione termica ($\alpha_s = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ [67]) che coincide quasi perfettamente con quello del vetro ($\alpha_G = 9 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$). Questa caratteristica lo rende un'ottima scelta per la HC, anche nel caso di applicazioni esterne, dal momento che il vetro potrebbe rompersi a causa di gradienti termici se fosse incollato ad un metallo con coefficiente di dilatazione termica non compatibile. Il legame sforzo-deformazione degli acciai inossidabili differisce da quello degli acciai al carbonio presentando un andamento più arrotondato (Figura 3.11a) con un limite di snervamento non ben definito [67, 68]. La tensione di snervamento per l'acciaio inossidabile è generalmente indicata come quella che dà luogo ad uno scostamento dalla linea di proporzionalità dello 0.2%, come mostrato in Figura 3.11b.

Sottoponendo la HC a carichi orizzontali ci si aspetta una deformazione plastica del telaio, in particolare in corrispondenza degli angoli, per tale motivo è stato



(a)



(b)

Figura 3.10: Grafici ricavati da documentazione tecnica del produttore *Kuraray* (si veda anche Appendice D). Confronto tra SG[®] e PVB dello stesso produttore (*Trosifol*[®]): (a) diagramma tensione-deformazione σ - ϵ , a 23 °C per carico di breve durata; (b) modulo di elasticità tangenziale G , a velocità di carico differenti e alla temperature di 20 °C (sopra) e a 50 °C.

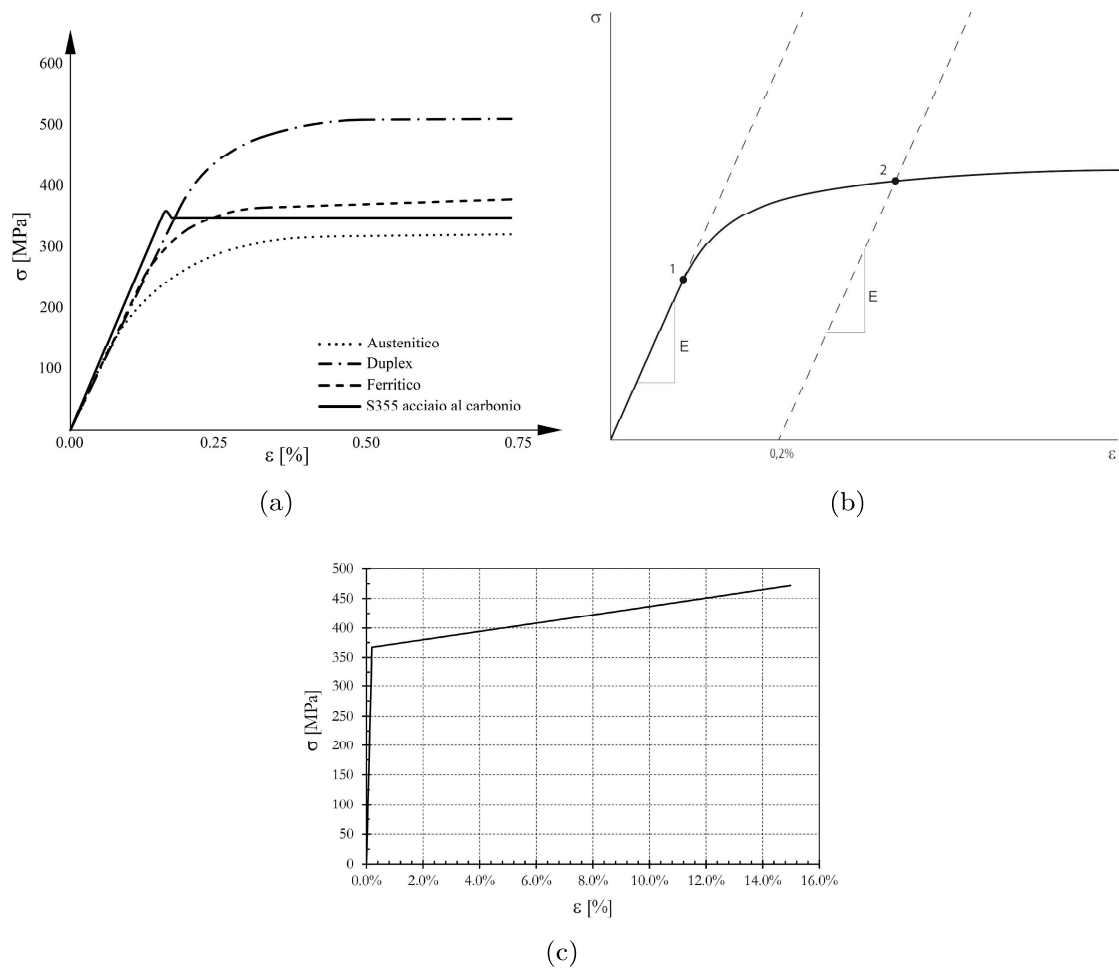


Figura 3.11: (a) Legame qualitativo sforzo-deformazione ($\sigma - \varepsilon$) per acciai inossidabili e acciaio al carbonio nel range di deformazione da 0 a 0.75 %; (b) definizione del limite di snervamento allo 0.2 %: punto 1 limite di proporzionalità, punto 2 snervamento [67]; (c) modello elasto-plastico bilineare.

assunto un modello elasto-plastico bilineare, mostrato in Figura 3.11c, con incrudimento cinematico lineare per modellare il legame costitutivo dell'acciaio. I valori dei parametri meccanici nominali assunti [68] sono tensione di snervamento $f_{y,s} = 367$ MPa, tensione ultima $f_{u,s} = 472$ MPa e modulo elastico $E_s = 190840$ MPa. Il valore della deformazione ultima $\varepsilon_{u,s}$ è stato stimato con riferimento al modello corretto di *Rasmussen* [68] per elementi piani in acciaio ferritico

$$\varepsilon_{u,s} = 0.2 - 0.2 \left(\frac{f_{y,s}}{f_{u,s}} \right)^{5.5}. \quad (3.1)$$

Tabella 3.1: Composizione chimica secondo la norma EN10088 [65] per acciaio ferritico 1.4509

Carbonio	Cromo	Niobio	Titanio
<i>C</i>	<i>Cr</i>	<i>Nb</i>	<i>Ti</i>
0.03	17.5 - 20.0	$[3 \times C + 0.3] - 1$	0.1 - 0.6

3.2.1.3 Elemento d'angolo

L'elemento d'angolo, insieme alla guarnizione, evita il contatto diretto del telaio in acciaio con il pannello in LG e inoltre consente il trasferimento del carico al vetro in corrispondenza degli angoli dove sono attese le maggiori concentrazioni di tensione di compressione. Per tale ragione sono stati considerati materiale di diversa rigidezza, valutando l'influenza di questi sul comportamento globale della HC e gli effetti locali sul vetro.

Nelle analisi numeriche al §4.1.6, i materiali considerati per l'elemento d'angolo sono

- alluminio⁷;
- poliossimetilene copolimero con carica del 25% di fibre di vetro (POM-GF25);
- poliossimetilene copolimero (POM-C);
- politetrafluoroetilene (PTFE).

⁷Quando l'acciaio inossidabile è messo a contatto con l'alluminio può verificarsi il fenomeno di *corrosione galvanica*. Nel caso due diversi metalli sono a contatto elettrico tramite un elettrolita (come ad esempio un liquido conduttore di elettricità come l'acqua marina o acqua dolce non depurata), si stabilisce una corrente attraverso l'elettrolita che va dal metallo costituente l'anodo (l'alluminio in questo caso) a quello che funge da catodo, che è il più nobile (l'acciaio inossidabile) [67]. Come conseguenza il materiale meno nobile si corrode. Nel caso della HC le infiltrazioni d'acqua dovrebbero essere impedito dalla guarnizione, ma in ogni caso studi approfonditi per valutare l'entità del fenomeno sono necessari. Inoltre per ridurre ulteriormente il rischio della corrosione bimetallica si può interrompere la continuità elettrolitica isolando il contatto fra i metalli interponendo per esempio del neoprene (quindi il telaio sarà collegato all'elemento d'angolo tramite unioni bullonate realizzate in acciaio inossidabile) o verniciando entrambi i metalli.

La resina acetilica (POM-C e POM-GF25) è tra i materiali più usati per realizzare elementi atti a trasferire carichi al vetro, in corrispondenza di nodi strutturali e/o spigoli [54, 69, 70]. Parametri meccanici di riferimento [71, 69, 72] assunti sono riportati in Tabella 3.2⁸.

Tabella 3.2: Parametri meccanici di riferimento per i diversi materiali dell'elemento d'angolo. Modulo di Young E , coefficiente di Poisson ν , tensione di snervamento σ_y .

	E [MPa]	ν	σ_y [MPa]
Alluminio	69000	0.33	250
POM-GF25	9300	0.35	125
POM-C	3000	0.43	70
PTFE	500	0.46	9

3.2.1.4 Guarnizione

Il materiale scelto per realizzare la guarnizione interposta tra il pannello in LG ed il telaio in acciaio è l'EPDM (*Ethylene-Propylene Diene Monomer*), cioè una gomma sintetica usata sia nel settore meccanico che in quelle delle costruzioni (*e.g.* come materiale interposto nei vincoli puntuali di facciate [69, 73]), grazie alla sue caratteristiche fisiche e meccaniche quali resistenza al calore e agli attacchi chimici, impermeabilità, durabilità e buona resistenza meccanica [74]. L'EPDM è un elastomero che presenta un comportamento quasi *incomprimibile*, quindi grandi deformazioni nella direzione del carico applicato causano grandi deformazioni trasversali. Nel caso in cui la gomma risulta confinata, come per la guarnizione della HC, la deformazione trasversale impedita comporta un enorme incremento della rigidità, che non può essere trascurato e necessità di adeguata modellazione. La guarnizione della HC ha spessore pari a 4 mm.

I modelli più diffusi per cogliere il comportamento di materiali incomprimibili in presenza di grandi deformazioni, sono quelli *iperelastici*. Formulazioni di varia natura per modellare il comportamento non lineare sono disponibili in letteratura [75] e implementate nei software FEM [76]. Il modello iperelastico assunto per l'EPDM è il modello di *Ogden* [77] in conformità con [78]. L'energia di deformazione per unità di volume U , nel caso di formulazione polinomiale di *Ogden* del terzo ordine, con l'ipotesi di comportamento incomprimibile, si esprime come

$$U = \sum_{i=1}^3 \frac{2\mu_i}{\alpha_i^2} (\lambda_1^{\alpha_i} + \lambda_2^{\alpha_i} + \lambda_3^{\alpha_i} - 3), \quad (3.2)$$

⁸Le caratteristiche meccaniche del POM-C, del POM-GF25 e del PTFE variano, anche notevolmente, a seconda del produttore. Inoltre presentano differente modulo elastico e resistenza a trazione e compressione, in aggiunta al comportamento viscoelastico e dipendente dalla temperatura.

dove λ_i ($i = 1, 2, 3$), sono gli allungamenti secondo le direzioni principali, μ_i e α_i sono, rispettivamente, i moduli a taglio e gli esponenti di *Ogden*. I valori di μ_i e α_i assunti nelle modellazioni numeriche sono riportati in Tabella 3.3 [78]. La massima tensione di trazione è assunta pari a 17 MPa con massima deformazione percentuale a trazione pari a 600 %, tali valori di riferimento [74] possono variare anche in maniera consistente a seconda del produttore.

Tabella 3.3: Parametri caratteristici del materiale EPDM assunti nelle modellazioni numeriche [78]: moduli a taglio di *Ogden* μ_i ed esponenti di *Ogden* α_i .

i	μ_i [MPa]	α_i
1	0.994929240	3.36255675
2	$6.015729314 \cdot 10^{-2}$	9.76206145
3	$7.756463886 \cdot 10^{-2}$	-4.61426912

COMPORTAMENTO PRE-ROTTURA

In questo capitolo viene esposto in dettaglio il progetto della HC. Sono presentati i risultati delle analisi numeriche, ed il confronto con modelli analitici, al fine di valutare il comportamento della HC descritta al §3. Nella fase pre-rottura è essenziale che le tensioni di trazione siano quanto più ridotte al fine di evitare la frattura fragile del pannello in LG.

4.1 Analisi numeriche

In questa sezione saranno discussi i diversi modelli numerici sviluppati ai fini del progetto per valutare nel dettaglio il comportamento del singolo modulo di HC. L'utilizzo di diversi modelli deriva da un lato dalla necessità di effettuare una valutazione incrociata per cogliere diversi aspetti della risposta, dall'altro di valutare l'onere computazionale a seconda dei modelli. In aggiunta, sono stati valutati i risultati al variare dei dettagli geometrici e dei materiali. Tra gli scopi del lavoro vi è appunto quello di mostrare le possibilità offerte da software FEM commerciali e le diverse strade utili a ricercare la soluzione progettuale voluta.

4.1.1 Sezione trasversale del telaio

Il telaio in acciaio di contorno ha diverse finalità nel funzionamento della HC:

- connesso alla struttura esterna, trasferisce il carico al pannello in LG;
- vincola la cella per gli spostamenti fuori piano e quindi irrigidisce la cella nei confronti dei fenomeni di buckling;
- vincola la cella al suolo/fondazioni.

La sezione del telaio può essere progettata considerando, in prima approssimazione, lo schema strutturale di Figura 4.1a, cioè con aste incernierate e con controvento diagonale a rappresentare il pannello in LG §3.2b. Come sarà evidenziato in seguito tale schema semplificato è in grado di cogliere il comportamento della HC. L'asta verticale è sottoposta a trazione di entità pari alla forza orizzontale applicata F viene assunta di 500 kN (si veda §6.3). Considerando che il valore nominale della tensione di snervamento per l'acciaio scelto è $f_{y,s} = 367$ MPa [68] e che

il coefficiente parziale di sicurezza del materiale è $\gamma_{M0} = 1.10$ [79], la sezione trasversale minima risulta

$$A_{s,min} = \gamma_{M0} \frac{F}{f_{y,s}} = 1498.64 \text{ mm}^2. \quad (4.1)$$

Come mostrato in Figura 4.1b considerando che

- lo spessore totale del pannello in LG risulta $t_{lg} = 51.84$ mm (con spessore di ogni lastra di vetro pari 9.76 % dello spessore nominale [52]);
- la guarnizione di 4 mm sarà ripiegata da entrambi i lati del pannello;
- il confinamento dovrà essere fornito da piastra di acciaio di spessore minimo 4 mm (dimensione minima di produzione);

consegue che la base dovrà avere necessariamente larghezza $b_s = 67.84$ mm. Nelle analisi 2D si assume una sezione rettangolare di altezza $h_s = 40$ mm per un'area totale di 2713.6 mm^2 , considerando anche la notevole influenza che ha il telaio nella risposta globale del sistema complessivo. Nelle analisi definitive tridimensionali si assumerà la sezione completa con alette di confinamento di Figura 4.1b.

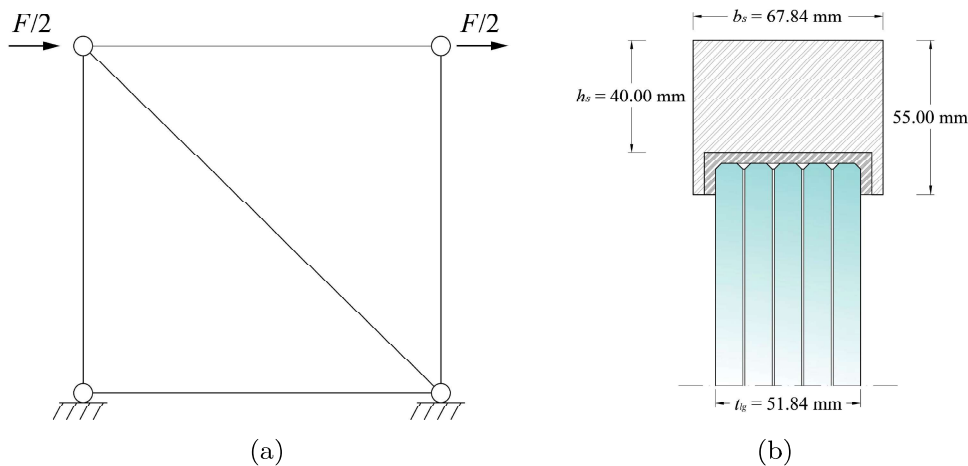


Figura 4.1: Progetto della sezione trasversale del telaio in acciaio (a) schema strutturale per la valutazione in via approssimata delle sollecitazioni di progetto; (b) geometria della sezione trasversale, nelle FEA 2D è stata assunta la sezione rettangolare di dimensioni $b_s \times h_s$.

4.1.2 Modello in assenza dell'elemento d'angolo

Le analisi numeriche preliminari, volte alla valutazione dello stato di sollecitazione nei diversi componenti della HC, sono state eseguite in assenza dell'elemento d'angolo e considerando la guarnizione incollata, lungo tutto il perimetro, sia al vetro che al telaio. Il modello numerico 2D sviluppato all'interno del software FEM ABAQUS [76] è mostrato in Figura 4.2a. Il pannello in LG è stato modellato con spessore pari a quello delle sole lastre di vetro, trascurando il contributo dell'intercalare polimerico (si veda §2.2). La HC (singolo modulo) è stato considerato con pannello di LG di dimensioni $3000 \text{ mm} \times 3000 \text{ mm}$. Le dimensioni del telaio sono definite con riferimento alla sezione rettangolare di Figura 4.1b. La guarnizione ha

base pari a quella del telaio e spessore di 4 mm.

Il carico orizzontale (da sinistra verso destra) di 500 kN (si veda §6.3) è stato diviso equamente ed applicato come pressione distribuita alle due estremità superiori del telaio (Figure 4.2b e 4.2c). Vincoli cerniera sono applicati alle estremità inferiori del telaio (Figure 4.2d e 4.2e). Le analisi sono tipo statico⁹ e sono state eseguite considerando non linearità geometrica e del materiale (sia per l'EPDM che per l'acciaio, si veda §3.2.1).

Un vincolo che impedisce gli spostamenti relativi, denominato *tie constraint* in ABAQUS [76], è stato applicato al contorno della guarnizione per modellare l'adesione con le altre parti della struttura.

La *mesh*, Figura 4.2, è costituita da un totale di 116884 elementi; in particolare, per il telaio e per il pannello sono stati usati elementi quadratici ad 8 nodi con modello di *stato piano di tensione* (CPS8), per la guarnizione sono stati usati elementi quadratici con modello di *stato piano di deformazione*, al fine di modellare il confinamento offerto dalle alette di confinamento del telaio, e formulazione ibrida (CPE8H). Tale formulazione è la più indicata nel caso di materiale con comportamento quasi incomprimibile (si veda §3.2.1 e [76]).

Dall'analisi dei risultati sul pannello di vetro emerge che

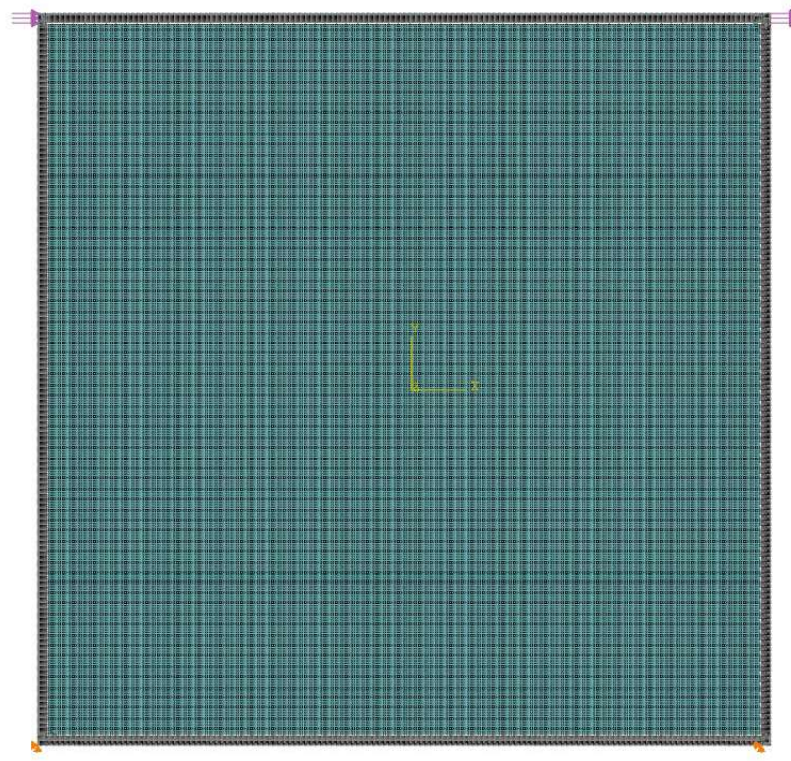
- sono presenti elevati sforzi di compressione in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro e inferiore destro (Figura 4.3a);
- sono presenti elevati sforzi di trazione in corrispondenza dell'angolo superiore destro e inferiore sinistro (Figura 4.3b);
- dato che il telaio ed il pannello sono tra loro incollati non si genera il sistema a singolo controvento diagonale di Figura 4.1a, ma una diagonale è compressa (Figura 4.3c) mentre l'altra è tesa (Figura 4.3d) ;
- i valori di sollecitazioni, in termini di sforzi di trazione, sono molti superiori (> 70 MPa) ai valori tipici di resistenza della guarnizione¹⁰ e dell'incollaggio¹¹. Gli elevati sforzi di trazione causerebbero rotture di tipo coesivo o adesivo provocando il distacco del telaio dal pannello in vetro. La separazione tra le parti comporta l'instaurarsi del meccanismo di trasferimento del carico tramite sola compressione diagonale e quindi l'assenza di diagonale tesa nel pannello.

Ne consegue che al fine di realizzare, da principio, il meccanismo di trasferimento del carico del tipo controvento con diagonale compressa (Figura 4.1a), il telaio

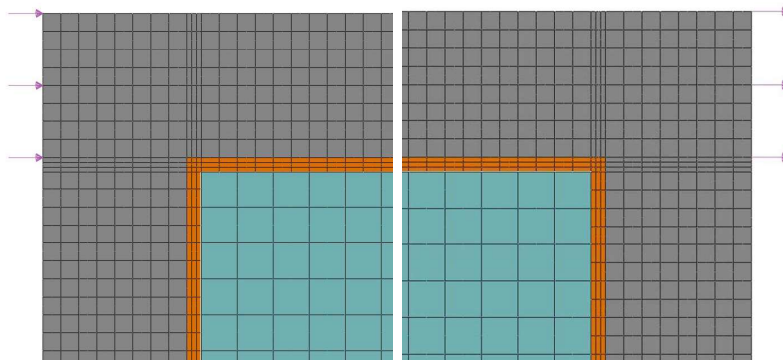
⁹Il contributo del peso proprio è stato trascurato. Un singolo modulo con pannello in LG 3000 mm \times 3000 mm costituito da cinque lastre di 10 mm, comporta una tensione normale media di compressione alla base del pannello pari a 0.075 MPa, quindi trascurabile rispetto alle sollecitazioni dovute all'azione esterna. Il carico dovuto al peso proprio del singolo modulo di HC è di 14.10 kN \simeq 1.44 t.

¹⁰Volendo sostituire al EPDM altri materiali quali adesivi poliuretanicici o siliconi strutturali comunque non sarebbero sostenibili tali stati tensionali. Gli adesivi poliuretanicici presentano un valore indicativo della resistenza taglio-trazione di 0.8 MPa mentre per i siliconi strutturali si ha 1.33 MPa [66].

¹¹Gli elastomeri possono essere incollati ad esempio con gli adesivi *cianoacrilati*. Tale tipologia di adesivi ha l'ulteriore vantaggio di essere applicabile anche su materiali quali metallo e vetro. Un limite superiore di resistenza, indicativo, a taglio-trazione nel caso di incollaggio tra acciaio-acciaio è 22.8 MPa [80].

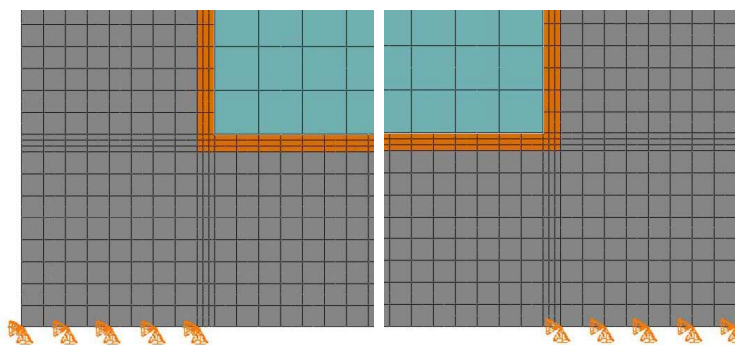


(a)



(b)

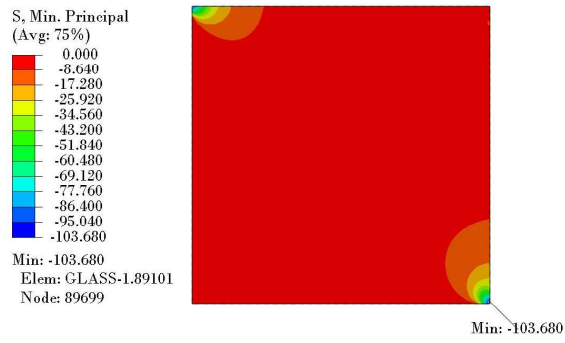
(c)



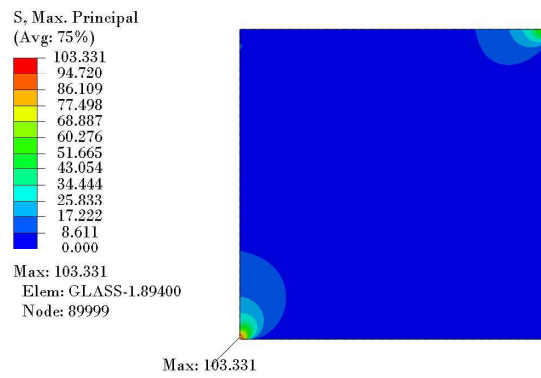
(d)

(e)

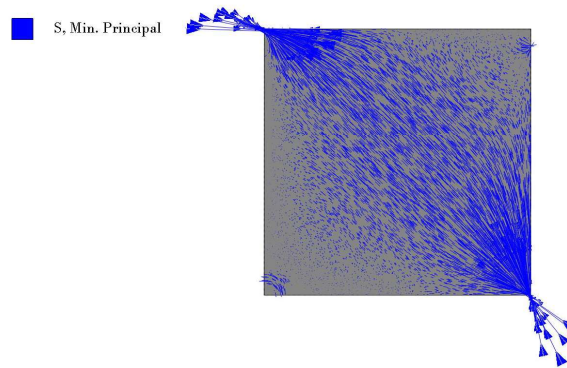
Figura 4.2: (a) Modello FE 2D in assenza di elemento d'angolo, con dimensioni del pannello in LG 3000 mm \times 3000 mm; (b) pressione applicata all'angolo superiore sinistro del telaio; (c) pressione applicati all'angolo superiore destro; (d) vincolo cerniera base sinistra; (e) vincoli cerniera base destra.



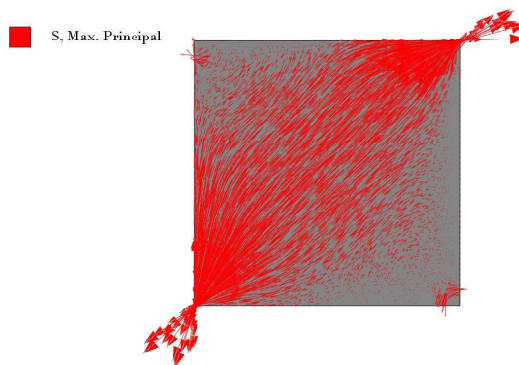
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.3: Modello FE 2D in assenza di elemento d'angolo : (a) tensioni principali minime [MPa]; (b) tensioni principali massime [MPa]. Andamento linee isostatiche (c) diagonale compressa; (d) diagonale tesa.

di contorno dovrà essere separato dal pannello. Questo potrà essere realizzato incollando la guarnizione soltanto al vetro o soltanto al telaio. Inoltre, viste le elevate concentrazioni di compressione agli spigoli, già individuati come aree di vulnerabilità, si procederà al progetto del raccordo.

4.1.3 Progetto del raccordo e dell'elemento d'angolo

Nei successivi paragrafi vengono presentati i risultati delle analisi numeriche con l'inserimento dell'elemento d'angolo, la definizione del problema di contatto tra la guarnizione ed il vetro ed il progetto del raccordo d'angolo.

4.1.3.1 Definizione del problema di contatto

Il meccanismo di trasmissione del carico con diagonale compressa può realizzarsi distaccando la guarnizione dal telaio. Nel modello agli FE sarà necessario definire un problema di contatto monilatero [81, 82] tra il materiale elastomerico ed il vetro. Dal punto di vista analitico, il contatto è caratterizzato da disuguaglianze, che descrivono l'impossibilità fisica di tensioni di contatto a trazione (eccetto in circostanze speciali) e di compenetrazione materiale. Disuguaglianze e/o non linearità aggiuntive sono introdotte quando vengono prese in considerazione le leggi sull'attrito. Queste complesse condizioni al contorno possono portare a problemi di esistenza e unicità di soluzione e alla mancata convergenza degli algoritmi numerici. Inoltre, si tratta di problemi di frontiera libera (*free boundary problem*), poiché l'area di contatto non è *a priori* nota. In aggiunta, se il comportamento del materiale è non lineare, come nel caso della guarnizione, la soluzione dei problemi di contatto risulta di ulteriore complessità.

Il modello numerico 2D, con la definizione del problema di contatto e con raccordo di raggio $R = 74$ mm, è mostrato in Figura 4.4. Il carico e le condizioni al contorno mostrate in Figura 4.4a sono le medesime della Figura 4.2. La *mesh*, visibile in Figura 4.4b, è costituita da un totale di 18986 elementi. In particolare, per il telaio e per il vetro sono stati usati elementi quadratici ad 8 nodi e a 6 nodi con modello di *stato piano di tensione* (CPS8 e CPS6); per gli elementi d'angolo e la guarnizione sono stati usati elementi quadratici con modello di *stato piano di deformazione* e formulazione ibrida (CPE8H e CPE6H). La *mesh* è infittita in corrispondenza degli angoli come evidenziato in Figura 4.4c.

Sono state effettuate analisi di tipo statico tenendo in conto della non linearità geometrica e dei materiali (si veda §3.2.1). L'elemento d'angolo è stato considerato in alluminio.

Per quanto concerne la definizione delle proprietà di contatto in ABAQUS:

- per il comportamento normale è stato assunto un contatto di tipo *hard* e monilatero, quindi è ammesso il distacco ma non le compenetrazioni;
- per il comportamento tangenziale è stata assunta una formulazione di tipo *penalty* [76, 81], con coefficiente di attrito¹² $\mu = 2$ assumendo asciutte le

¹²Lo studio dei fenomeni d'attrito appartiene alla branca della *tribologia*: la scienza e tecnologia delle interazioni superficiali tra organi in moto relativo. Il coefficiente di attrito dipende da numerosi fattori tra cui

- carico applicato;
- finitura delle superfici a contatto;
- velocità di scorrimento.

Nel caso di interazione superficiale gomma-vetro, il coefficiente di attrito risulta piuttosto elevato nel caso di superfici asciutte ($\mu > 1$ [83, 84, 85]), mentre decresce notevolmente se bagnate (in

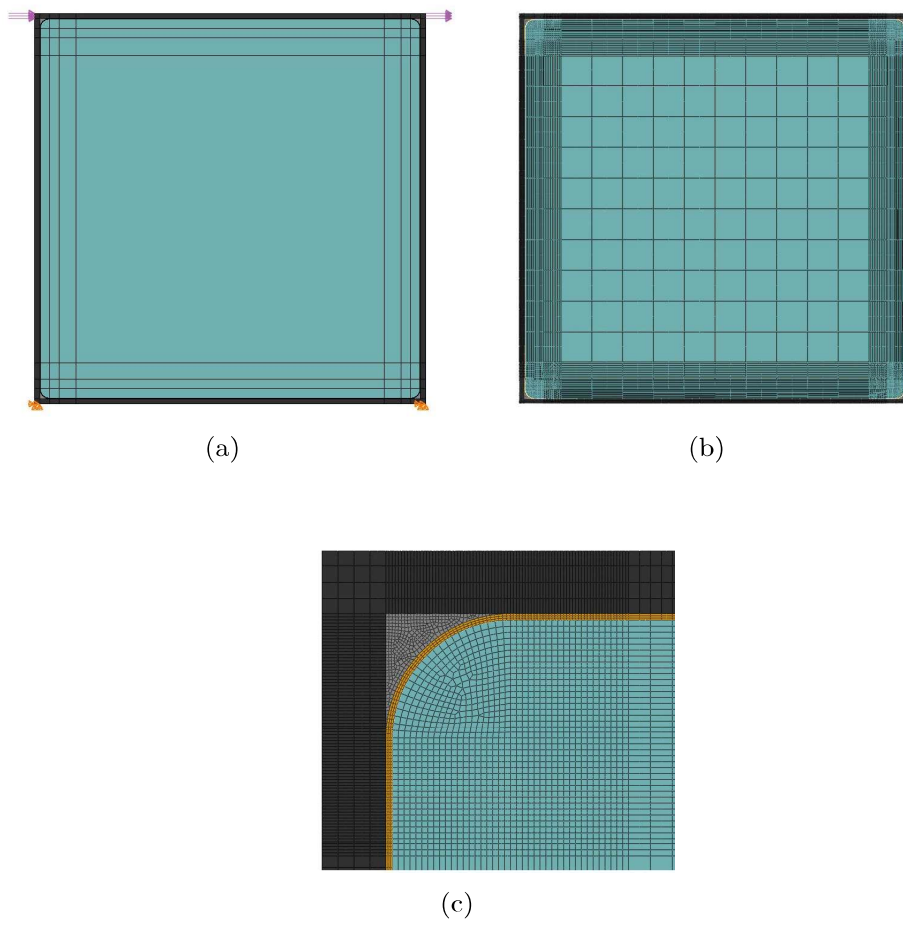


Figura 4.4: Modello numerico con problema di contatto tra guarnizione e vetro e raggio di raccordo $R = 74$ mm (a) geometria con condizioni di carico e vincolo; (b) *mesh*; (c) ingrandimento sull'angolo.

superfici di gomma e vetro [83].

Dalle analisi numeriche con problema di contatto emerge che

- la risultante delle azioni nel pannello è diretta lungo la diagonale compressa, a conferma dell'instaurarsi del meccanismo di trasferimento dei carichi con puntone diagonale (Figura 4.5a);
- il telaio ed il pannello sono a contatto nell'angolo superiore sinistro (Figura 4.5c) ed inferiore destro (Figura 4.5d), se l'azione è diretta da sinistra verso destra.

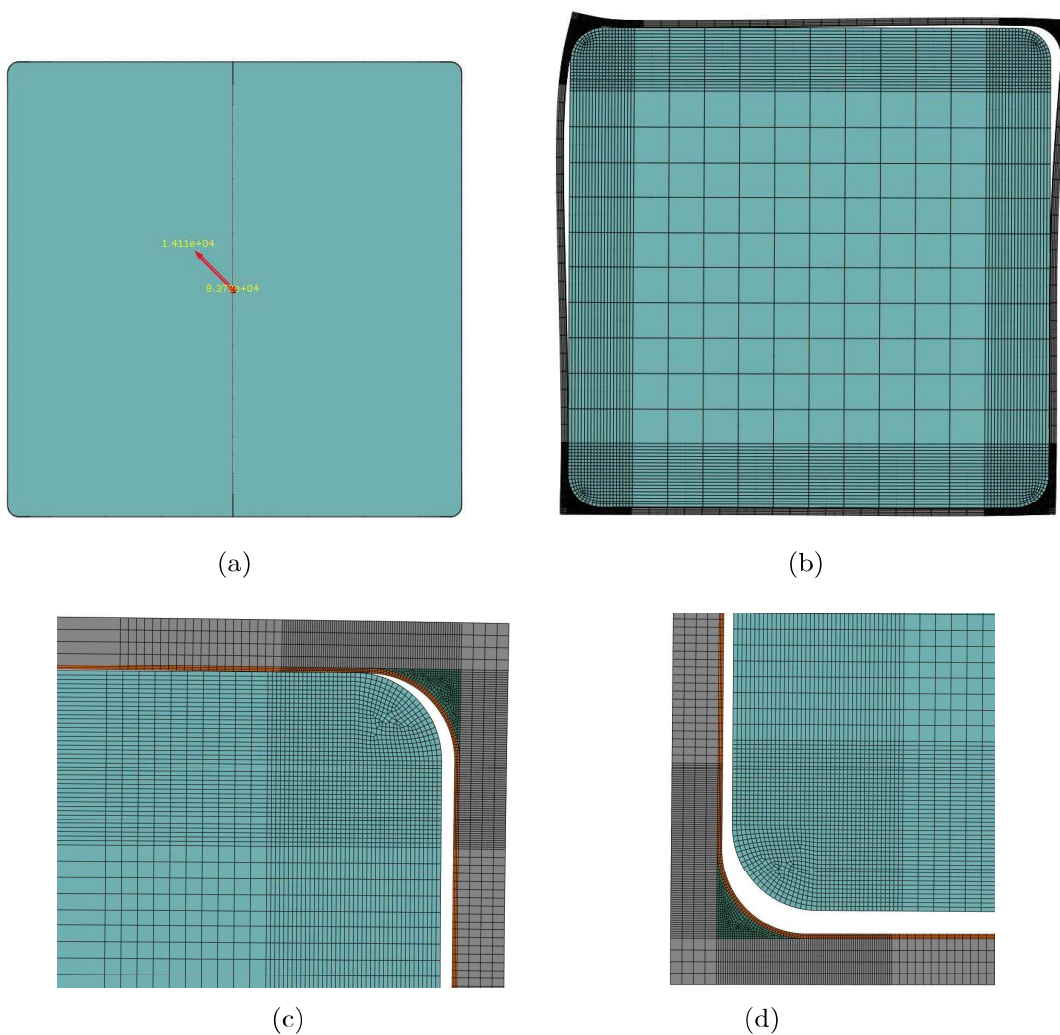


Figura 4.5: (a) Risultante delle azioni per unità di spessore (14110 N/mm) nel pannello diretta lungo la diagonale. (b) Configurazione deformata (amplificata) del modulo di HC; (c) distacco in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro; (d) distacco in corrispondenza dell'angolo inferiore sinistro.

questo caso risulta dell'ordine di 0.4). Inoltre, nel caso specifico (gomma-vetro) per alti valori di μ si verifica il coefficiente di attrito statico e dinamico sono quasi coincidenti [83], mentre, in generale, in condizione dinamiche tale coefficiente è inferiore. Una caratterizzazione sperimentale che tenga conto della geometrie a contatto, del tipo di EPDM utilizzato e della finitura del vetro si ritiene necessaria per una accurata valutazione di μ .

4.1.3.2 Soluzione analitica: lastra a cuneo

Come già descritto nel §2.1, le concentrazioni di tensione nei materiali fragili possono portare al collasso dell'intero elemento strutturale. In particolare, gli spigoli del pannello sono interessati da notevoli sforzi, inoltre lo stato tensionale residuo prodotto dal trattamento di tempera termica risulta distorto in tali porzioni [86], rappresentando un punto di debolezza che necessita di particolare cura progettuale.

Al fine di progettare il raccordo, è stato verificato che la soluzione analitica per lastra a cuneo caricata nel vertice ([87], art.35) fosse concorde con i risultati forniti dalla modellazione numerica. Con riferimento alla Figura 4.6a, una lastra di spessore h_l caricata da una forza F agente nel vertice del cuneo e uniformemente ripartita lungo lo spessore, risulta soggetta ad uno stato di compressioni radiali σ_r dirette nel vertice del cuneo, inversamente proporzionali alla distanza r e minime sull'asse ($\theta = 0$). Le tensioni radiali sono pari a

$$\sigma_r = \frac{2F}{2\alpha + \sin(2\alpha)} \frac{\cos \theta}{r} \frac{1}{h_l}, \quad (4.2)$$

dove α è il semiangolo al vertice del cuneo, pari a $\frac{\pi}{4}$ per il caso in esame.

4.1.3.3 Confronto soluzione analitica e soluzione agli elementi finiti

Il valore degli sforzi è computato lungo *path* circolari¹³, come mostrato in Figura 4.6b. Tali valori sono confrontati con quelli ottenuti coal variare della distanza r e considerando uno spessore h_l pari a quello delle lastre in vetro, con forza F risultante dall'analisi numeriche. La Figura 4.7 riporta il confronto tra la soluzione analitica e FEA al variare del raggio r (e conseguentemente della lunghezza dell'arco proiettata sull'orizzontale L_r).

Il confronto mostra un'ottima corrispondenza tra le due soluzioni, quella analitica restituisce valori della tensione radiale inferiori per distanze r minori come mostrato in Figura 4.7a. Volendo limitare il valore minimo (massimo in valore assoluto, $\theta = 0$) della tensione di compressione all'angolo caricato, si pone $\sigma_{r,L} = 70.00$ MPa e ricorrendo all'espressione (4.2) si ottiene la distanza limite r_L

$$r_L = \frac{2F}{2\alpha + \sin(2\alpha)} \frac{1}{\sigma_{r,L} h_l}. \quad (4.3)$$

Sostituendo in (4.3) le quantità per il caso in esame si ottiene $r_L = 157.17$ mm.

Avendo definito la distanza limite, sono state studiate tre possibili soluzioni geometriche per l'angolo del pannello in LG mostrate in Figura 4.10:

- *Soluzione A* con distanza $r_A = 149.12$ mm e raggio di raccordo $R_A = 360$ mm;
- *Soluzione B* con distanza e raggio di raccordo inverso $r_B = R_B = 150.00$ mm;
- *Soluzione C* di tipo squadrato con distanza $r_C = 151.32$ mm.

¹³Se si confrontano i valori della tensione principale minima del modello senza elemento d'angolo (§4.1.2) in Figura 4.3a con quelli di Figura 4.6b si nota che i primi sono inferiori: la risposta è più rigida se è presente la diagonale tesa, quindi si hanno minori spostamenti e conseguentemente tensioni di compressione minori.

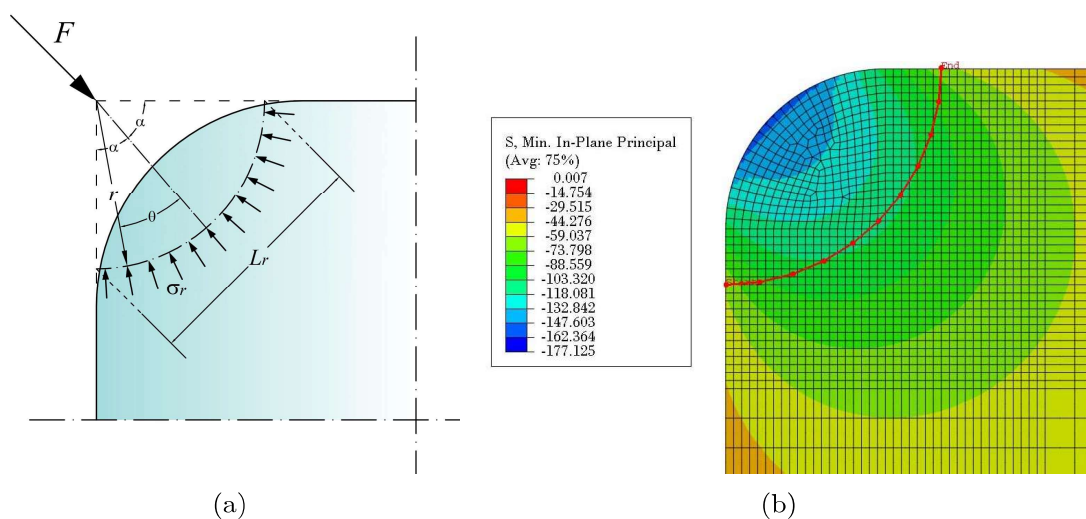


Figura 4.6: Calcolo dello stato tensionale in corrispondenza del raccordo (a) lastra caricata nel vertice da una forza di compressione e parametri dimensionali dell'equazione (4.2) ; (b) definizione del *path* radiale (in rosso) per la valutazione delle tensioni minime di compressione da analisi numeriche con raggio del raccordo $R = 74$ mm.

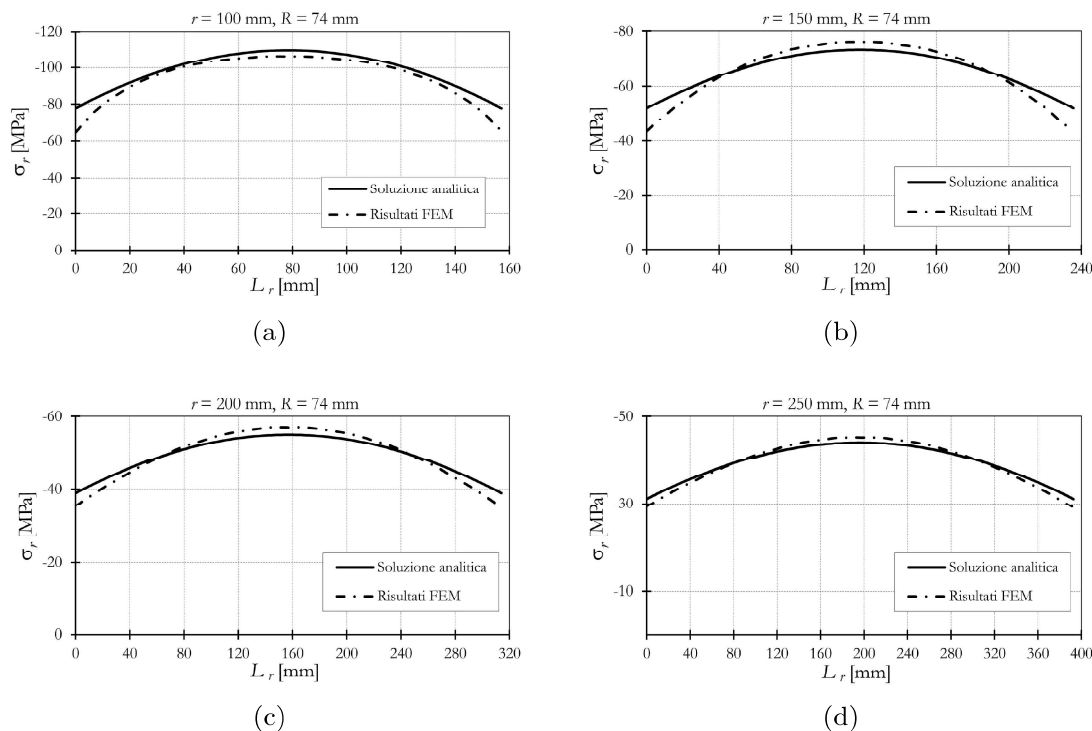


Figura 4.7: Confronto tra soluzione analitica ed analisi tramite FEM con raggio di raccordo $R = 74$ mm pannello di LG al variare del raggio r (a) $r = 100$ mm; (b) $r = 150$ mm; (c) $r = 150$ mm; (d) $r = 200$ mm.

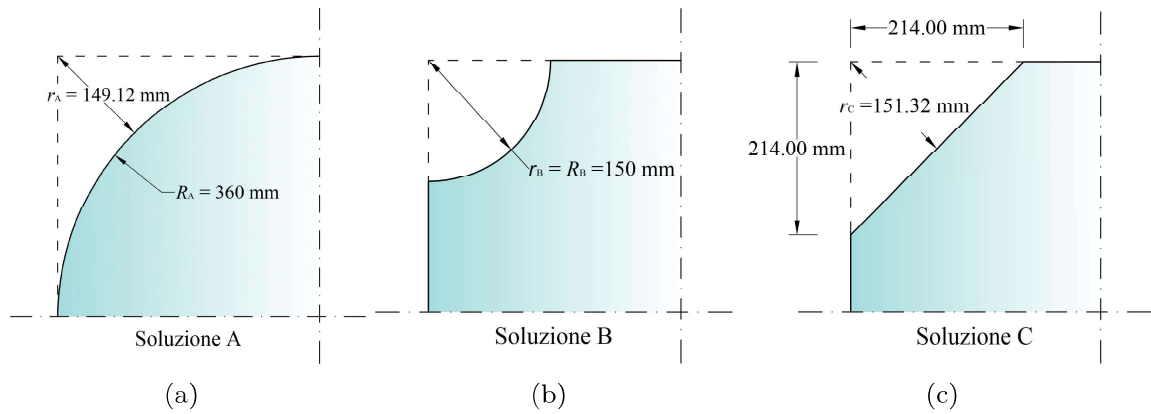


Figura 4.8: Diverse soluzioni geometriche per l'angolo del pannello di LG (a) *Soluzione A* con $r_A = 149.12$ mm e $R_A = 360$ mm; (b) *Soluzione B* con $r_B = R_B = 150.00$ mm; (c) *Soluzione C* con $r_C = 151.32$ mm.

4.1.4 Ottimizzazione della geometria del raccordo

I modelli FE sono mostrati in Figura 4.9: le tipologie di FE utilizzati, le proprietà di interazione guarnizione-vetro, le condizioni di carico e vincolo sono le medesime del modello al §4.1.3. Il numero di elementi è variabile a seconda della geometria (*Soluzione A* 12390 elementi, *Soluzione B* 10346 elementi, *Soluzione C* 11325 elementi).

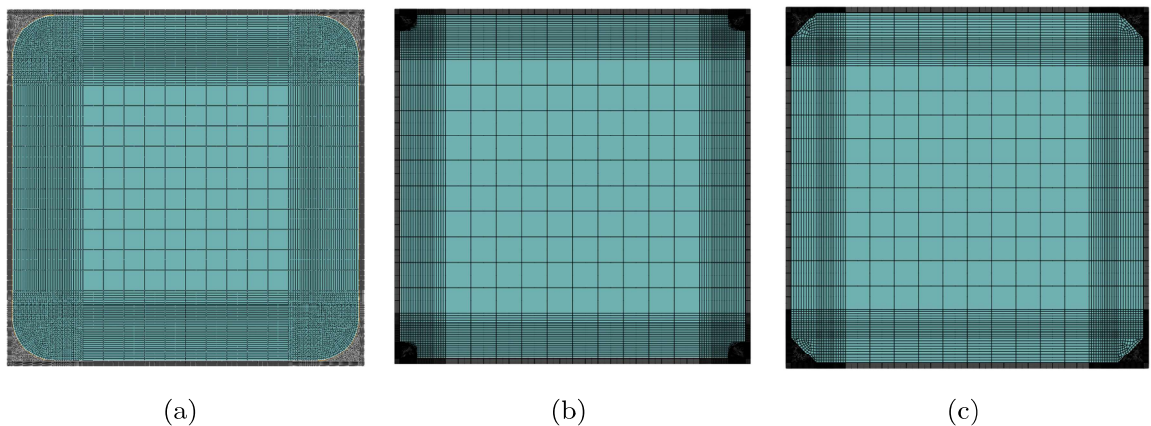


Figura 4.9: Mesh dei modelli FE del modulo quadrato della HC al variare del tipo di raccordo (a) *Soluzione A*; (b) *Soluzione B*; (c) *Soluzione C*.

In Figura 4.10 sono riportati i risultati in termini di stato di tensione principale minima (di compressione) per l'angolo superiore e inferiore per le diverse soluzioni geometriche. Nel caso dell'angolo inferiore si ha che la tensione principale minima della *Soluzione A* è pari a -70.48 MPa (Figura 4.10a) e in quello della *Soluzione B* (Figura 4.10e) risulta -71.58 MPa, quindi entrambe di poco superiori alla tensione limite $\sigma_{r,L} = -70.00$ MPa imposta e quindi accettabili, mentre per la *Soluzione C* il valore della tensione minima è di -57.71 MPa. Il confronto dello stato tensionale

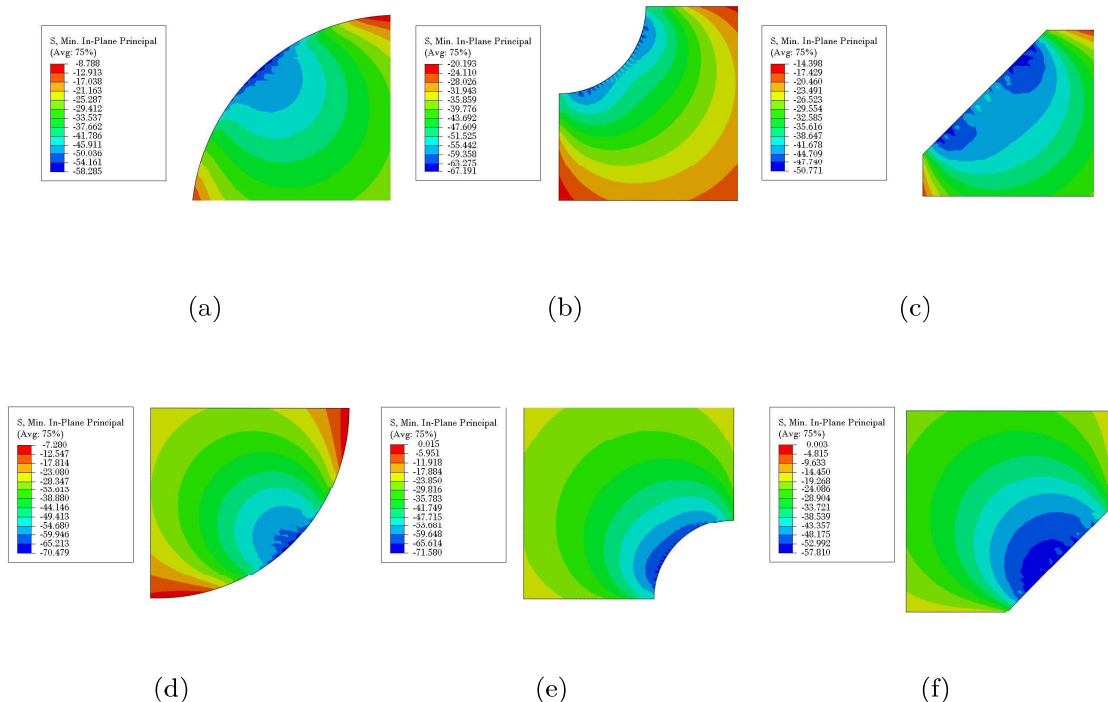


Figura 4.10: Tensioni principali minime. || Angolo superiore del pannello di LG: (a) *Soluzione A*, $\sigma_{min} = -58.28$ MPa; (b) *Soluzione B*, $\sigma_{min} = -67.19$ MPa; (c) *Soluzione C*, $\sigma_{min} = -50.77$ MPa. || Angolo inferiore (d) *Soluzione A*, $\sigma_{min} = -70.48$ MPa; (e) *Soluzione B*, $\sigma_{min} = -71.58$ MPa; (f) *Soluzione C*, $\sigma_{min} = -57.81$ MPa.

principale minimo è riportato in Tabella 4.1.

Tabella 4.1: Confronto delle tensioni principali minime per le diverse soluzioni di raccordo.

	Ang. superiore	Ang. inferiore
<i>Soluzione</i>	σ_{min} [MPa]	σ_{min} [MPa]
<i>A</i>	-58.28	-70.48
<i>B</i>	-67.19	-71.58
<i>C</i>	-50.77	-57.81

Il comportamento in termini di risposta globale non è particolarmente influenzato dalla geometria d'angolo. Le curve forza-spostamento (ottenute valutando lo spostamento orizzontale δ in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro) mostrate nel grafico in Figura 4.11 risultano quasi sovrapposte. La *Soluzione C*, con raccordo squadrato, risulta essere il sistema più rigido, come si evince anche dalla Tabella 4.2 dove è riportato anche il valore della rigidità laterale alla traslazione K_t calcolato come rapporto tra il carico massimo applicato ed il δ_{max} .

In Figura 4.12, si riportano i grafici che mostrano le forze di contatto risultanti normali e tangenziali. In tutti e tre i casi le azioni normali sono superiori di circa tre ordini di grandezza rispetto a quelle tangenziali, ne deriva che il pannello in LG è essenzialmente sollecitato da azioni di compressione normale in corrispondenza degli angoli. Nel caso delle *Soluzioni B e C* si nota come le azioni non siano

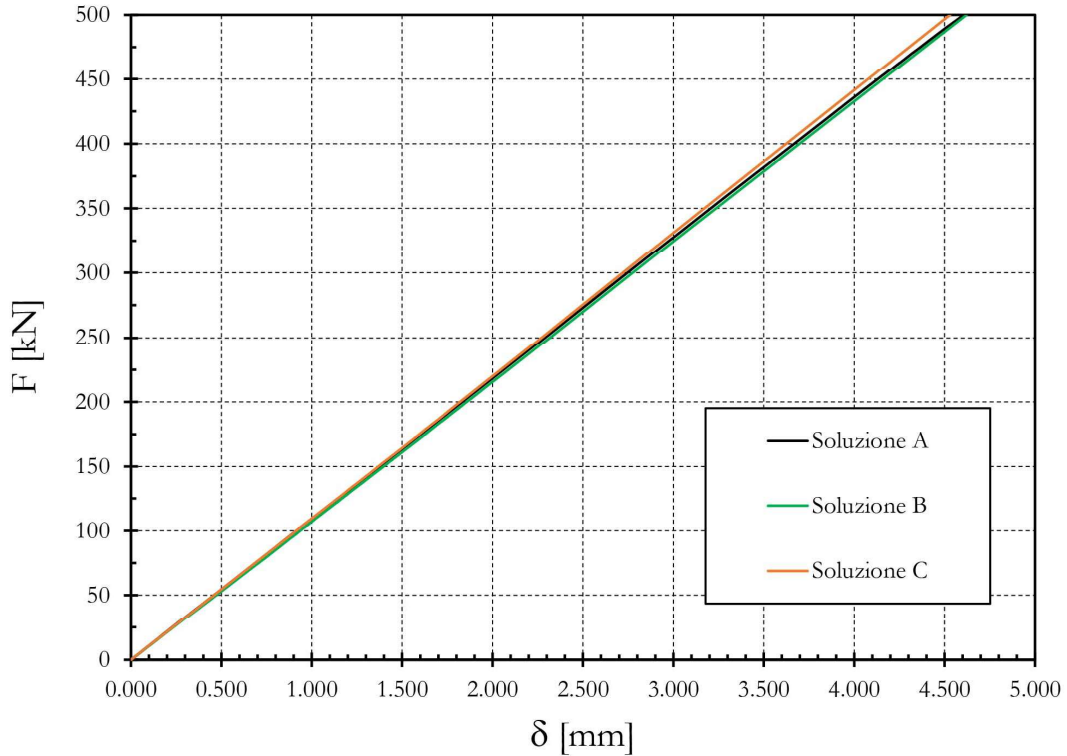


Figura 4.11: Confronto tra le diverse soluzioni d'angolo: curva forza-spostamento (F - δ), dove δ è valutato in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro.

Tabella 4.2: Confronto tra le diverse geometrie di raccordo: spostamento orizzontale massimo δ_{max} (misurato all'angolo superiore sinistro) e rigidezza laterale alla traslazione K_t .

	A	B	C
δ_{max} [mm]	4.61	4.62	4.53
K_t [N/mm]	108460	108225	110375

trasmesse solo nella porzione dove è presente l'elemento d'angolo (Figure 4.12c-d e 4.12e-f), il che spingerebbe a considerare la *Soluzione A* come più adeguata ai fini della protezione degli spigoli. Lo stato tensionale, in termini di massime tensioni principali, è riportato in Figura 4.13, per tutti e tre casi la massima tensione di trazione si riscontra al centro del pannello ed è di ~ 2.35 MPa.

Lo stato di sollecitazione del telaio in termini di tensione di *von Mises* risulta coerente con lo schema strutturale mostrato in Figura 4.1a, ed è riportato in Figura 4.14. A livello locale le *Soluzioni B* e *C* presentano concentrazioni di tensione dovute alla geometria dell'elemento d'angolo, come si evince dalle Figure 4.14e e 4.14f.

Il confronto in termini di stato tensionale e deformativo della guarnizione elastomerica, i cui risultati sono riassunti in Tabella 4.3 ed in Figura 4.15, mostra che la

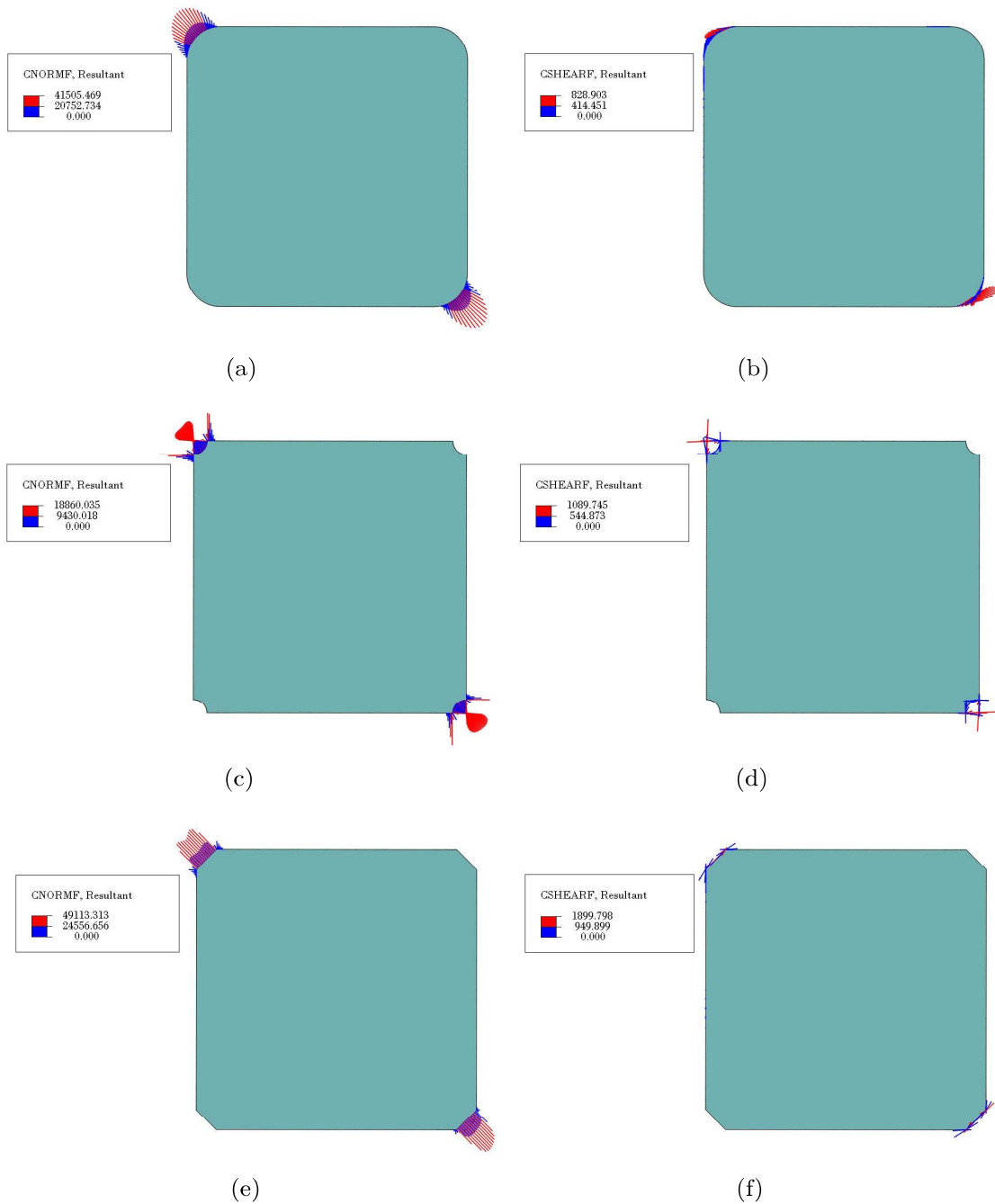


Figura 4.12: Azioni di contatto. || *Soluzione A*: (a) normali (valore massimo 41505 N); (b) tangenziali (valore massimo 829 N). || *Soluzione B*: (c) normali (valore massimo 18860 N); (d) tangenziali (valore massimo 1090 N). || *Soluzione C*: (e) normali (valore massimo 49113 N); (f) tangenziali (valore massimo 1900 N).

Soluzione A prevede minore deformazione a compressione¹⁴ e minori sforzi di *von Mises*¹⁵.

¹⁴Una eccessiva deformazione dell'elastomero potrebbe causare il contatto diretto tra il vetro e alluminio c/o l'acciaio.

¹⁵Per la verifica dei materiali elastomerici si utilizzano diversi criteri di rottura [88], tra i più usati vi è quello della massima tensione principale di *Rankine*, il criterio della tensione di *von Mises* che non tiene in conto dello stato di tensione idrostatico ed il criterio della massima deformazione principale di *Saint-Venant e Bach*.

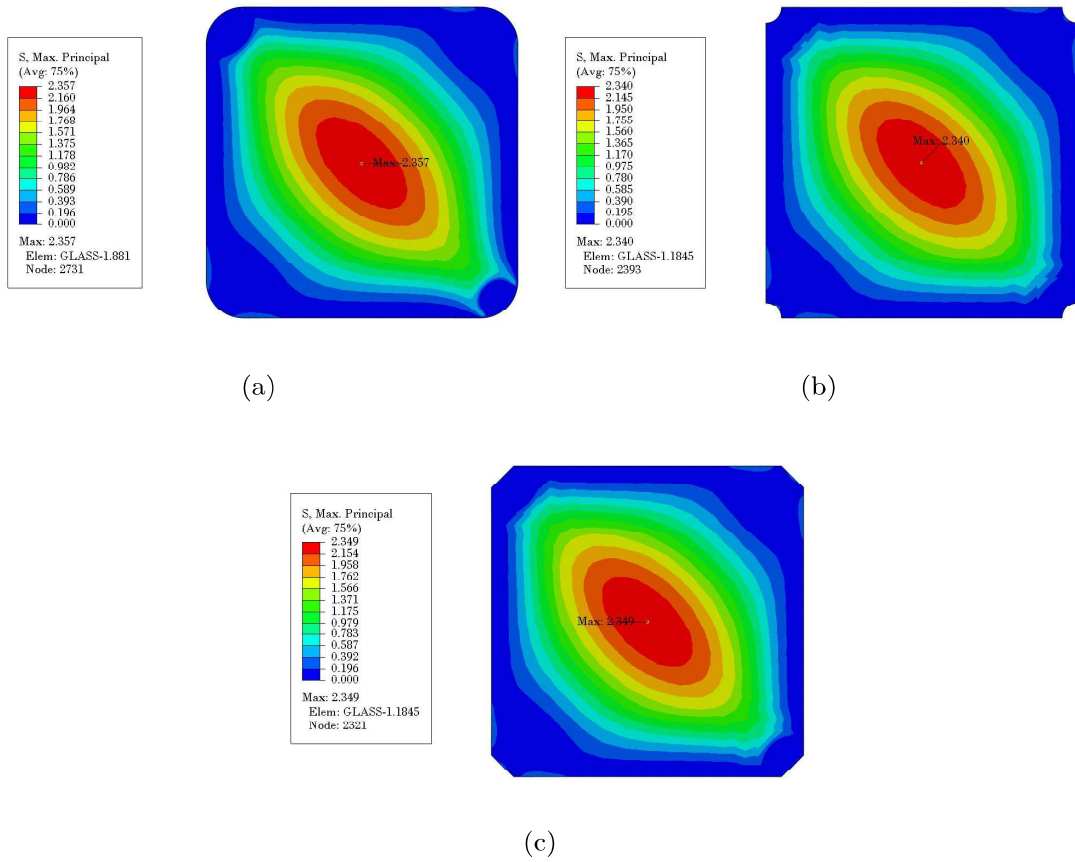


Figura 4.13: Pannello in LG, tensioni principali massime [MPa] per le diverse soluzioni di raccordo: (a) *Soluzione A*; (b) *Soluzione B*; (c) *Soluzione C*.

Tabella 4.3: Stato tensionale negli elementi della HC per diverse soluzioni d'angolo. Tensioni principali massime per il pannello in LG (σ_{max}), tensioni di *von Mises* (σ_{vM}), deformazioni principali minime (ϵ_{min}). Per il telaio le tensioni di *von Mises* sono valutate per l'intero elemento ed in corrispondenza dell'angolo (Figura 4.14). In **grassetto** sono evidenziati i valori ottimali.

Soluzione	LG		Telaio		Guarnizione	
	σ_{max} [MPa]	σ_{vM} [MPa]	σ_{vM} (angolo) [MPa]	σ_{max} [MPa]	σ_{vM} [MPa]	ϵ_{min}
A	2.36	431	191	0.58	1.95	-0.34
B	2.34	407	394	0.63	8.83	-0.63
C	2.35	403	326	0.36	10.15	-0.57

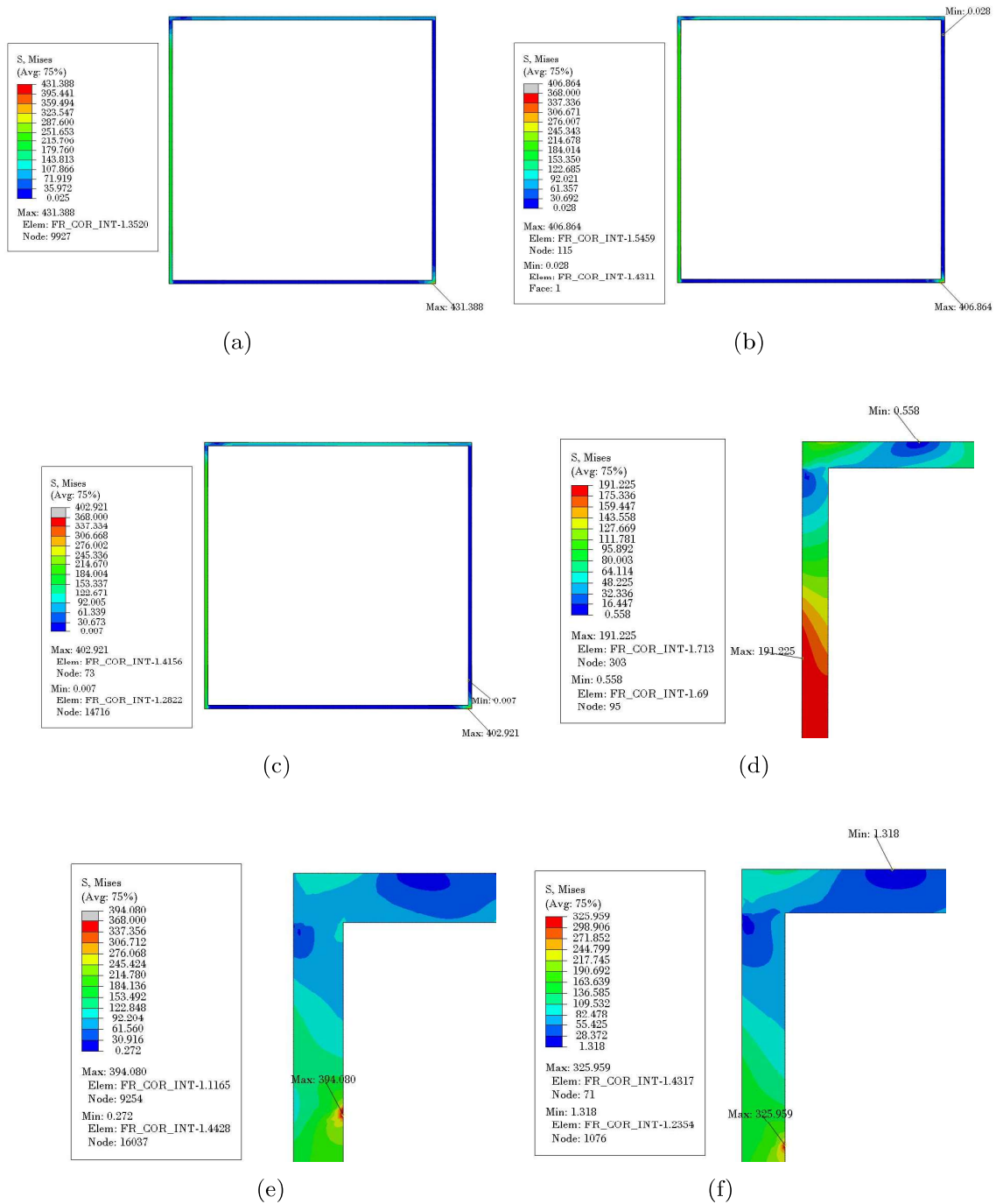


Figura 4.14: Telaio, tensioni di *von Mises* [MPa] per le diverse soluzioni di raccordo: (a) *Soluzione A*; (b) *Soluzione B*; (c) *Soluzione C*. || Ingrandimento in corrispondenza dell'angolo (d) *Soluzione A*; (e) *Soluzione B*; (f) *Soluzione C*.

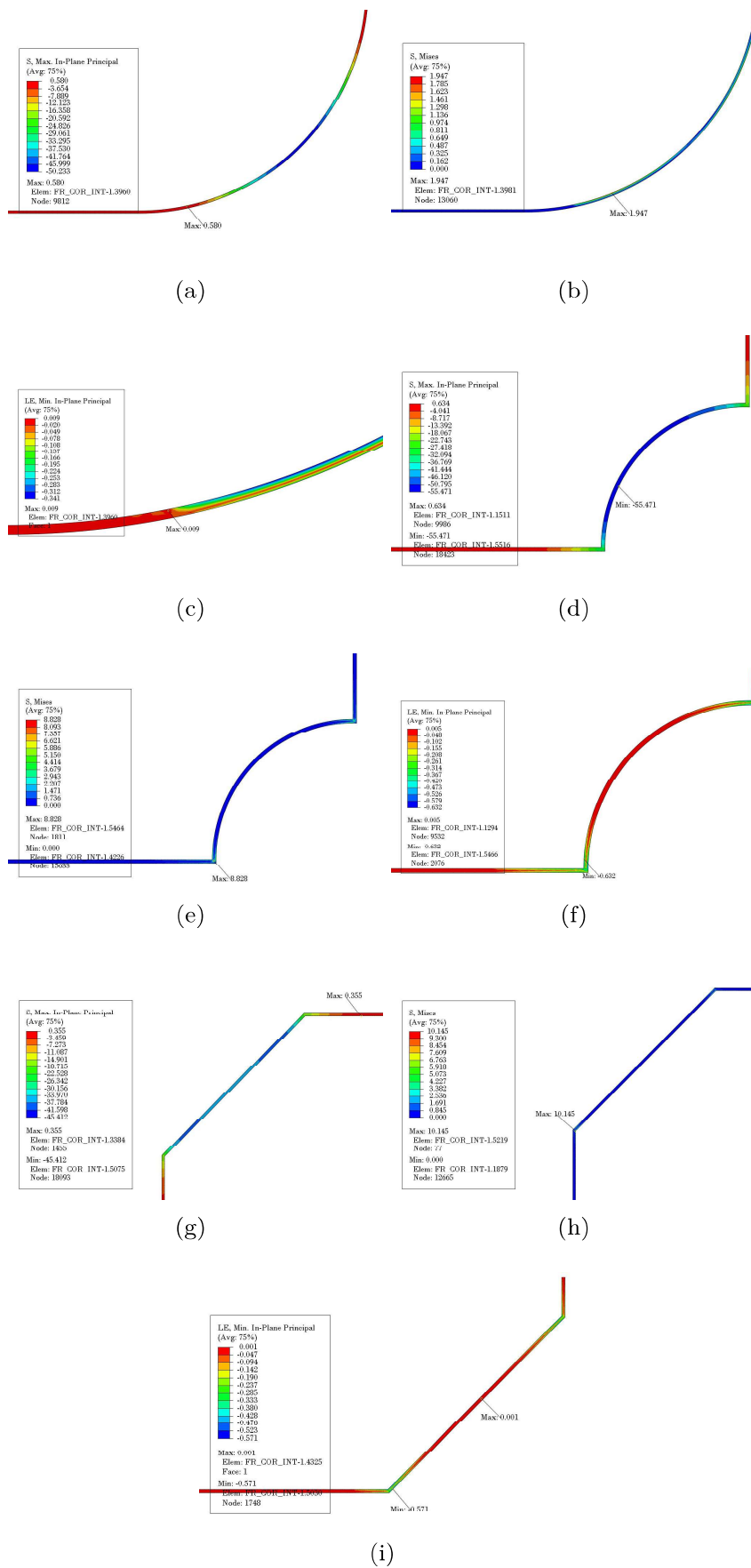


Figura 4.15: Guarnizione: *Soluzione A* (a) σ_{max} tensioni principali massime [MPa]; (b) σ_{vM} tensioni di von Mises [MPa]; (c) ϵ_{min} deformazioni principali minime; *Soluzione B* (d) σ_{max} [MPa]; (e) σ_{vM} [MPa]; (f) ϵ_{min} ; *Soluzione C* (g) σ_{max} [MPa]; (h) σ_{vM} [MPa]; (i) ϵ_{min} .

Concludendo, non sono presenti rilevanti differenze di risposta meccanica al variare della geometria del raccordo; per quanto le minori tensioni di compressione per il LG si verificano per la *Soluzione C* (Figura 4.10), l'analisi dei risultati (in sintesi in Tabella 4.3) sulle restanti parti della HC ha portato ad identificare come ottimale la *Soluzione A*¹⁶.

4.1.5 Condizioni di interazione tra pannello e guarnizione

Come è stato specificato al §4.1.3.1, le analisi sono state svolte considerando il problema di contatto tra il LG e la guarnizione, specificando un comportamento normale monolatero e con attrito (formulazione di tipo *penalty*) per quanto concerne la risposta tangenziale. Al fine di verificare l'influenza della risposta tangenziale è stata svolta anche un'analisi in assenza di attrito (indicata nel seguito con *NF*). Inoltre, considerando che in generale la risoluzione dei problemi di contatto richiede un elevato onere computazionale (oltre a implicare le già descritte difficoltà di convergenza) e con la prospettiva di sviluppare un modello 3D, è stato definito un ulteriore modello (indicato con *TC*) con assegnati *tie constraints* [76], al fine di impedire gli spostamenti relativi in corrispondenza dei raccordi, cioè dove si sviluppano le azioni di contatto come evidenziato nelle Figure 4.12a e 4.12b, mentre il resto del contorno non è in alcun modo vincolato al pannello in LG.

I modelli presentano la geometria del raccordo della *Soluzione A* (si veda §4.1.3). La *mesh* dei modelli *NF* e *TC* è la stessa del modello con interazione normale e tangenziale (indicato di seguito *CC*) di Figura 4.9a, con tipologia e numero di elementi come specificati precedentemente.

Il primo confronto si basa sul tempo computazionale dell'analisi, si evidenzia come il vincolo di tipo *tie* consenta di abbattere i tempi di elaborazione, infatti

- per il modello *CC* ~ 45 min;
- per il modello *NF* ~ 2 min;
- per il modello *TC* ~ 0.5 min.

Le curve forza-spostamento orizzontale in corrispondenza dell'angolo superiore sono mostrate in Figura 4.16, si evidenzia come la risposta sia praticamente sovrapposta per il modello *CC* e *TC*, mentre il modello *NF* con contatto normale ma in assenza di attrito risulta maggiormente deformabile. Questo è evidente anche dalla rigidità alla traslazione laterale riportata in Tabella 4.4.

Tabella 4.4: Confronto al variare del tipo di interazione pannello LG e guarnizione: spostamento orizzontale massimo δ_{max} (misurato all'angolo superiore sinistro) e rigidità laterale alla traslazione K_t .

	<i>CC</i>	<i>TC</i>	<i>NF</i>
δ_{max} [mm]	4.61	4.60	4.75
K_t [N/mm]	108460	108767	105197

Dall'analisi dello stato tensionale emergono alcune differenze locali dovute alle diverse proprietà di interazione. Lo stato di tensione principale minimo dell'in-

¹⁶La possibilità di utilizzare la *Soluzione C* non è da escludere, soprattutto se il processo di lavorazione risulta di più semplice realizzazione.

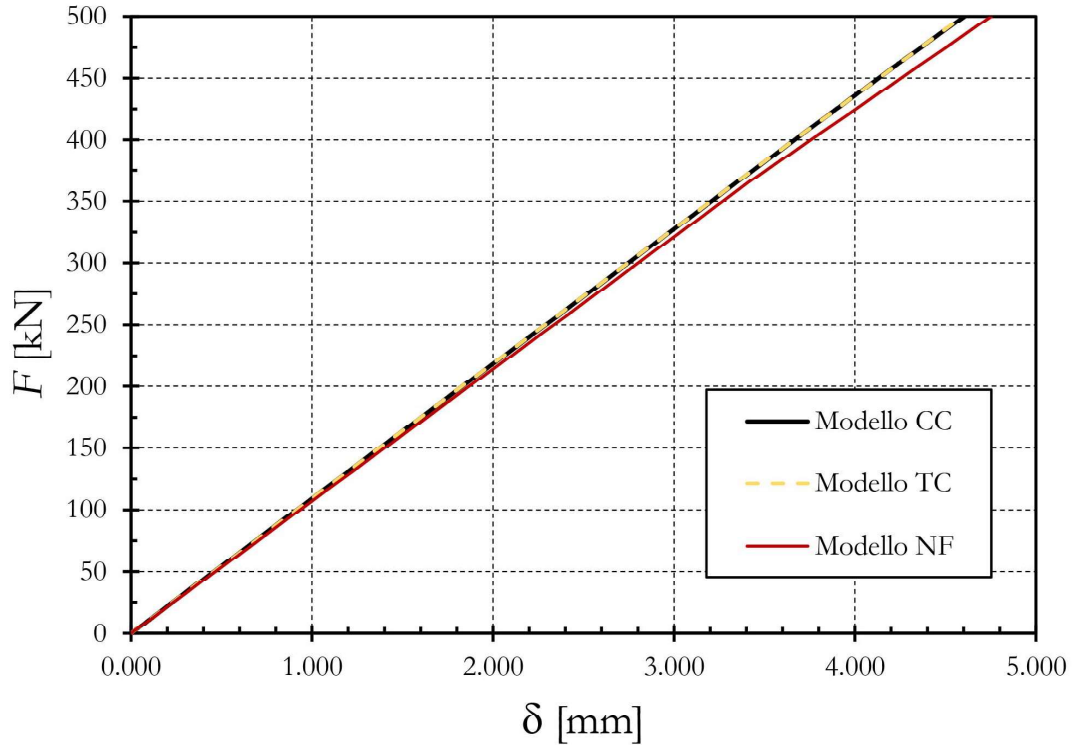


Figura 4.16: Confronto al variare del tipo di interazione pannello LG e guarnizione: curva forza-spostamento (F - δ), dove δ è valutato in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro.

tero pannello è mostrato in Figura 4.17, non si evidenziano differenze rilevanti. La tensione minima in corrispondenza dell'angolo inferiore presenta una differenza massima tra il modello *CC* (-70.48 MPa) e *TC2* (-64.33 MPa) del 8.7%. Tale valore si attinge in una porzione ridotta del pannello (Figura 4.17g) ed, inoltre, trattandosi di sforzi di compressione una stima in difetto non è tale da invalidare l'utilità del modello stesso.

Osservando le tensioni principali massime, il cui *contour plot* è rappresentato in Figura 4.18, si rileva che il vincolo di tipo *tie* del modello *TC* provoca delle concentrazioni di tensione di trazione in corrispondenza del bordo inferiore (Figura 4.18d). Trascurando gli elementi interessati da tali concentrazioni di sforzo si ottiene un valore della tensione di trazione massima al centro del pannello di 2.36 MPa, uguale per i modelli *CC* (Figura 4.18a) e *TC* (Figura 4.18e).

Il tipo di interazione ha un'influenza trascurabile sullo stato tensionale del telaio e degli elementi d'angolo, mentre influenza notevolmente lo stato di sollecitazione della guarnizione, come mostrato in Figura 4.19. Confrontando i risultati riportati nella Tabella 4.5 è evidente che la tensione massima di trazione per la guarnizione nel caso del modello *TC* è notevolmente superiore rispetto al modello *CC*, discorso inverso vale per il modello *NF*, mentre in termini di deformazione minima i tre valori sono quasi coincidenti. Considerando che la funzione primaria della guarnizione è quella di evitare il contatto diretto tra le parti in acciaio e il pannello in LG, si possono ritenere accettabili i risultati dei modelli *TC* e *NF*.

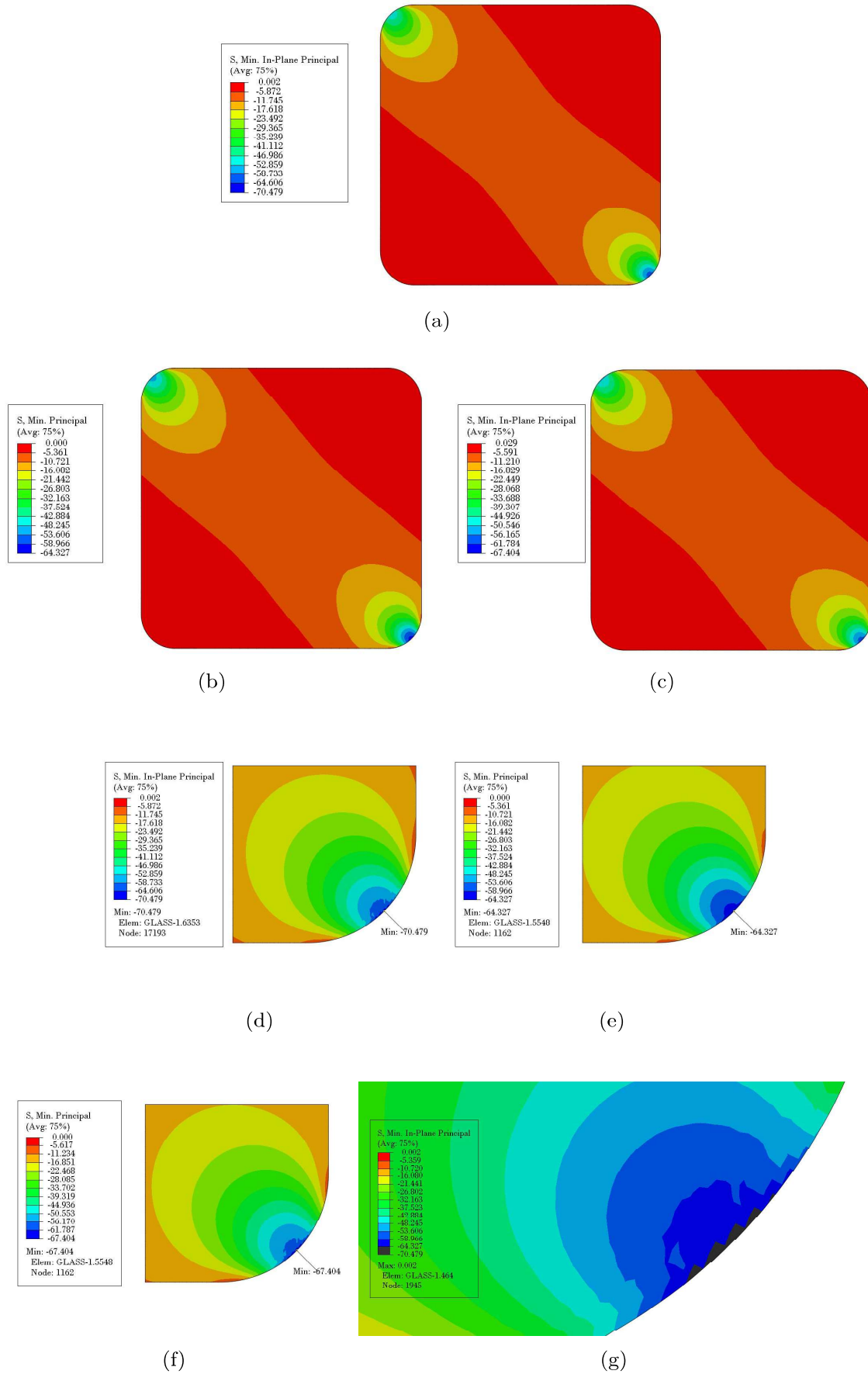


Figura 4.17: Pannello in LG, tensioni principali minime [MPa]: (a) modello *CC*; (b) modello *TC*; (c) modello *NF*. || Ingrandimento sull'angolo inferiore (d) modello *CC*; (e) modello *TC*; (f) modello *NF*. || (g) Ingrandimento ulteriore sulla porzione dell'angolo inferiore del modello *CC* con $\sigma_{p,min} < -64.33$ MPa (in nero).

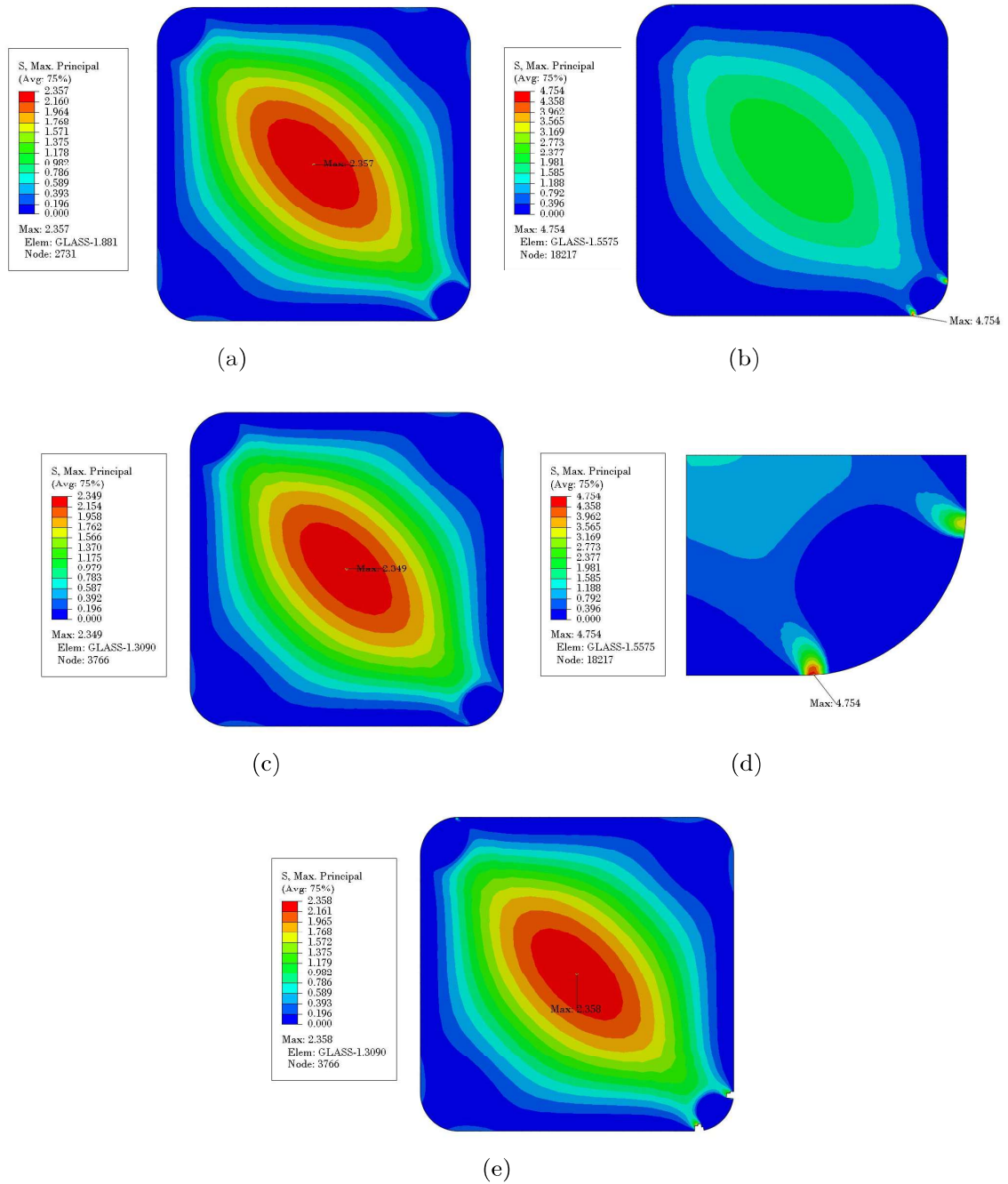


Figura 4.18: Pannello in LG, tensioni principali massime [MPa]: (a) modello *CC*; (b) modello *TC*; (c) modello *NF*. Modello *TC*: (d) concentrazione di tensione conseguenza del vincolo *tie*; (e) tensioni principali massime [MPa] trascurando gli elementi di bordo.

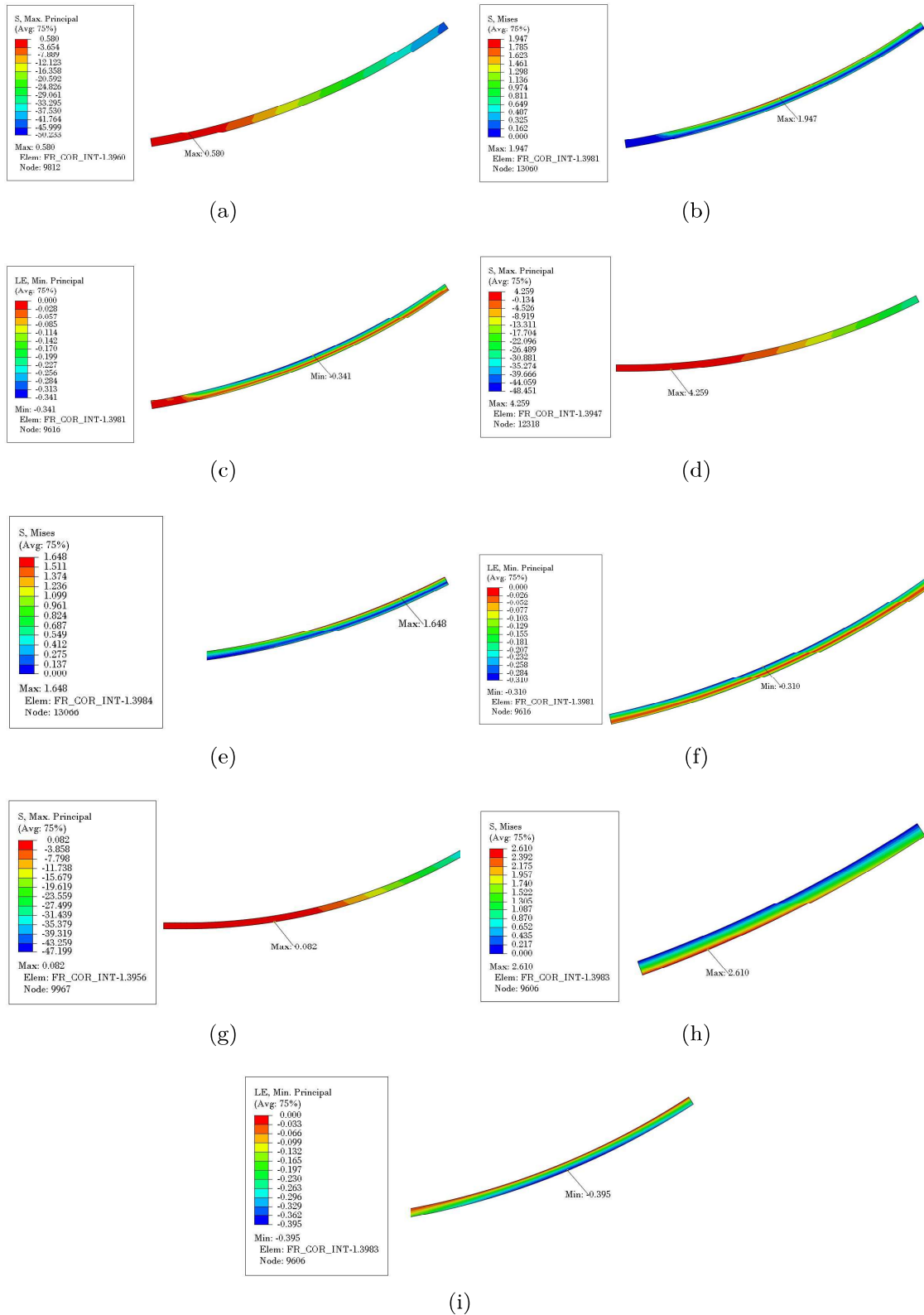


Figura 4.19: Guarnizione: modello *CC* (a) tensioni principali massime [MPa]; (b) tensioni di *von Mises* [MPa]; (c) deformazioni principali minime; modello *TC* (d) tensioni principali massime [MPa]; (e) tensioni di *von Mises* [MPa]; (f) deformazioni principali minime; modello *NF* (g) tensioni principali massime [MPa]; (h) tensioni di *von Mises* [MPa]; (i) deformazioni principali minime.

Tabella 4.5: Stato tensionale negli elementi della HC per diverse condizioni di interazione. Tensioni principali minime (σ_{min}) e massime (σ_{max}) per il pannello in LG. Per il modello *TC* si riporta in parentesi il valore trascurando gli elementi di bordo. Tensioni di *von Mises* (σ_{vM}), deformazioni principali minime (ε_{min}).

Modello	LG		Guarnizione		
	σ_{min} [MPa]	σ_{max} [MPa]	σ_{max} [MPa]	σ_{vM} [MPa]	ε_{min}
<i>CC</i>	-70.5	2.36	0.58	1.95	-0.34
<i>TC</i>	-64.3	4.75 (2.36)	4.26	1.65	-0.31
<i>NF</i>	-67.4	2.35	0.08	2.6	-0.39

In definitiva, pur considerando i limiti di accuratezza che l'analisi con vincoli di tipo *tie* prevede a livello di stato tensionale locale, l'evidente vantaggio in termini di onere computazione, soprattutto in previsione di modelli 3D, portano a validare la possibilità di tale semplificazione.

4.1.6 Materiale dell'elemento d'angolo

Al fine di valutare l'influenza del materiale che costituisce l'elemento d'angolo sono state effettuate analisi con materiali di diverso modulo elastico (§3.2.1.3)

- alluminio - modello *TC*;
- POM-GF25 - modello *TC2*;
- POM-C - modello *TC3*;
- PTFE - modello *TC4*.

Come evidenziato in §4.1.5, il modello con vincoli di tipo *tie* in corrispondenza dei raccordi fornisce una buona approssimazione dello stato tensionale e deformativo ma con un onere computazionale minore, per tale motivo è stato usato nelle successive analisi numeriche. I materiali sono stati assunti con comportamento elastico-lineare e in Tabella 3.2 sono riportati valori di riferimento assunti ai fini della modellazione.

Dal confronto delle curve forza-spostamento, mostrate in Figura 4.20, risulta evidente che la rigidità del materiale d'angolo influisca notevolmente sulla risposta globale del sistema: fino ad un valore del carico applicato pari a 175 kN, la risposta è lineare per tutti i materiali, successivamente i materiali più deformabili comportano una risposta non lineare della cella.

Il modello *TC2* mostra una risposta laterale molto vicina al modello *TC*, pur presentando il POM-GF25 un modulo elastico di un ordine di grandezza inferiore a quello dell'alluminio (Tabella 3.2). Per brevità, in Tabella 4.6 si riportano i risultati delle analisi numeriche (i *contour plot* sono riportati in Appendice A). In Tabella 3.2 si riportano le tensioni principali massime, sia in corrispondenza del bordo che in corrispondenza del centro del pannello, infatti, come è stato evidenziato in §4.1.5 il vincolo di tipo *tie* genera tensioni di trazione al bordo del pannello *irrealistiche* rispetto alla modellazione con contatto monolatero ed elevato coefficiente di attrito.

Le minori tensioni principali per il pannello in LG si rilevano per il modello *TC4*: la maggior rotazione del pannello comporta un incremento delle tensioni di trazio-

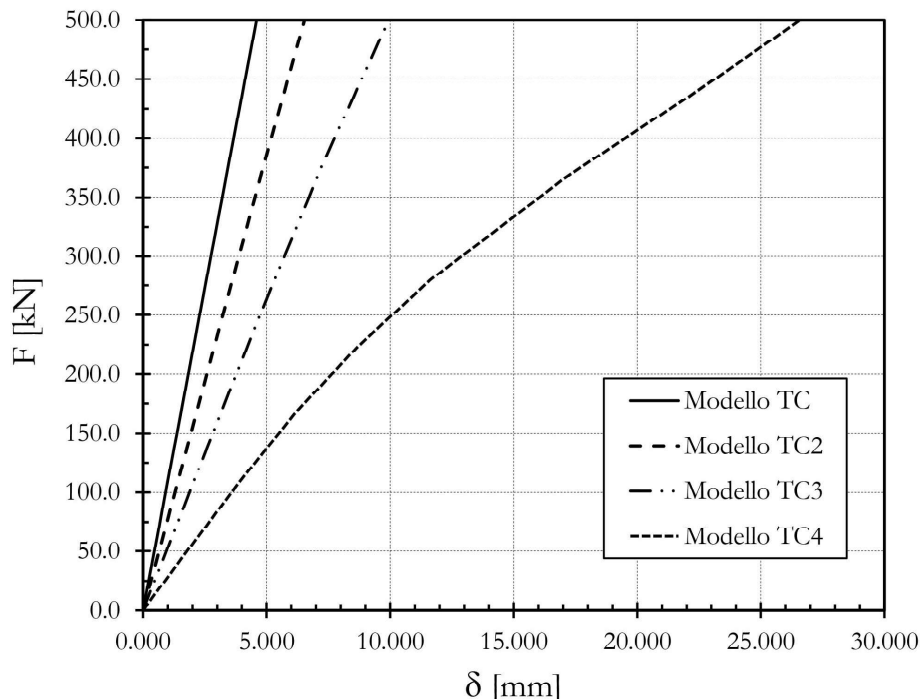


Figura 4.20: Confronto al variare del tipo di materiale dell'elemento d'angolo: curva forza-spostamento (F - δ), dove δ è valutato in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro.

ne e tangenziali a causa della definizione dei vincoli *tie* (come è possibile notare dalle rilevanti tensioni principali massime in corrispondenza del bordo $\sigma_{max,E}$ in Tabella 4.6).

Inoltre, nel caso del modello *TC4*, le tensioni nell'elemento d'angolo superano ampiamente il limite di snervamento del materiale (Tabella 3.2) ed inoltre la maggior deformabilità del sistema comporta una diffusa plasticizzazione del telaio in acciaio (con conseguente comportamento non lineare evidenziato nel grafico di Figura 4.20). A questo si aggiunge la notevole compressione della guarnizione ($\varepsilon_{min} = -0.95$), che suggerisce l'utilizzo di materiali di rigidezza maggiore per la realizzazione degli elementi d'angolo. Nei modelli *TC2* e *TC3* non si verifica la diffusa plasticizzazione del telaio come nel modello *TC4*, ma si hanno concentrazioni di tensioni superiori al limite di snervamento. Per l'elemento costituito da POM-C (modello *TC3*) si verifica il superamento del limite di snervamento, anche se solo localmente.

Si può concludere che, per la realizzazione dell'elemento d'angolo, è possibile utilizzare proficuamente anche materiali con modulo elastico inferiore a quello dell'alluminio.

Tabella 4.6: Stato tensionale negli elementi della HC per differenti materiali dell'elemento d'angolo. Tensioni principali minime (σ_{min}), tensioni principali massime in corrispondenza del bordo del LG ($\sigma_{max,E}$), tensioni principali massime in corrispondenza del centro del LG ($\sigma_{max,C}$), tensioni di *von Mises* (σ_{vM}), deformazioni principali minime (ε_{min}). In **grassetto** sono evidenziati i valori ottimali.

Modello	Pannello in LG			Telaio	El. d'angolo	Guarnizione		
	σ_{min} [MPa]	$\sigma_{max,E}$ [MPa]	$\sigma_{max,C}$ [MPa]	σ_{vM} [MPa]	σ_{vM} [MPa]	σ_{max} [MPa]	σ_{vM} [MPa]	ε_{min}
TC	-64.33	4.75	2.36	221.14	105.37	1.65	3.13	-0.31
TC2	-66.11	11.2	2.35	424.72	106.22	9.48	2.98	-0.42
TC3	-63.72	24.68	2.34	409.62	180.16	20.61	8.31	-0.59
TC4	-53.64	72.96	2.31	574.3	170.72	66.89	43.7	-0.95

4.1.7 Confronto tra modelli agli elementi finiti bidimensionali e tridimensionali

Il modello 3D sviluppato in ABAQUS (Figura 4.21a) è costituito da 448588 elementi: il telaio di contorno è modellato con elementi ad 8 nodi (C3D8), la guarnizione con elementi di tipo a 8 nodi e formulazione di ibrida (C3D8H) e gli elementi d'angolo sono costituiti da elementi a 6 nodi (C3D6). Nello spessore, ogni strato di vetro è stato diviso in due elementi ad 8 nodi (C3D8), mentre l'intercalare è costituito da tre elementi ad 8 nodi e formulazione ibrida (C3D8H). La *mesh* è mostrata nelle Figure 4.21b, 4.21c e 4.21d.

Nei quattro spigoli del telaio sono impediti gli spostamenti fuori piano¹⁷. In aggiunta, al fine di modellare l'effetto di confinamento del telaio sulla guarnizione, lo spostamento fuori piano del materiale elastomerico è stato impedito. Vincoli di tipo *tie* sono stati applicati tra il vetro e la guarnizione, in corrispondenza del raccordo superiore sinistro e inferiore destro.

Le dimensioni geometriche sono le medesime del modello 2D. La singola lastra in vetro ha spessore 9.76 mm, mentre quello del singolo intercalare è pari a 0.78 mm. Ricorrendo all'approssimazione della rigidità secante (§2.2), l'intercalare è stato modellato come materiale elastico lineare con modulo di *Young* $E_{int} = 342$ MPa (Appendice D), tale valore si riferisce ad una durata del carico pari ad 1 min¹⁸ e per una temperatura di 30 °C, supponendo che la HC sia installata in ambiente interno e non sottoposta ad irraggiamento solare diretto.

¹⁷Un adeguato vincolo che impedisca le traslazioni fuori piano deve, necessariamente, essere realizzato per HC connesse a strutture esistenti.

¹⁸ Il valore di 1 min è a vantaggio di sicurezza considerando che un terremoto di intensità II e III della scala Mercalli Modificata ha durata media in termini di accelerazione di circa 45 s con deviazione standard di ± 15 s e decresce all'aumentare dell'intensità [89].

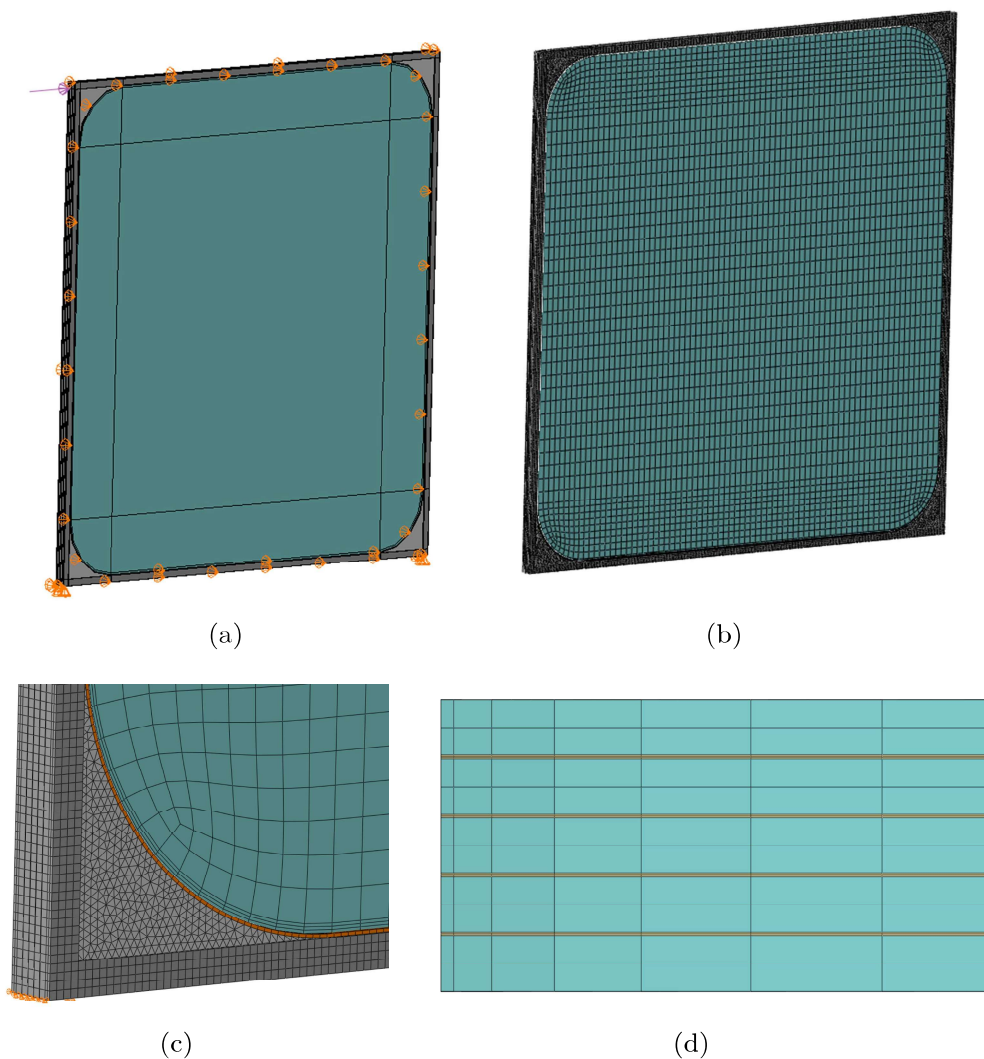


Figura 4.21: Modello 3D della HC (a) geometria, carichi e condizioni di vincolo; (b) *mesh*; (c) ingrandimento su un angolo; (d) ingrandimento sulla sezione del pannello in LG.

4.1.7.1 Rigidezza laterale

Il primo confronto è effettuato in termini di rigidezza alla traslazione orizzontale. Tale rigidezza è stata valutata applicando una forza unitaria (1 kN) e valutando lo spostamento dell'angolo superiore sinistro. La risposta del sistema è mostrata nel grafico di Figura 4.22. La rigidezza laterale K_t è valutata come rapporto tra il carico e lo spostamento orizzontale δ_{max} in corrispondenza dell'angolo dove è applicato il carico. Come mostrato in Tabella 4.7, la variazione percentuale in termini di rigidezza alla traslazione Δ tra i due modelli (2D e 3D) è del 1.5%

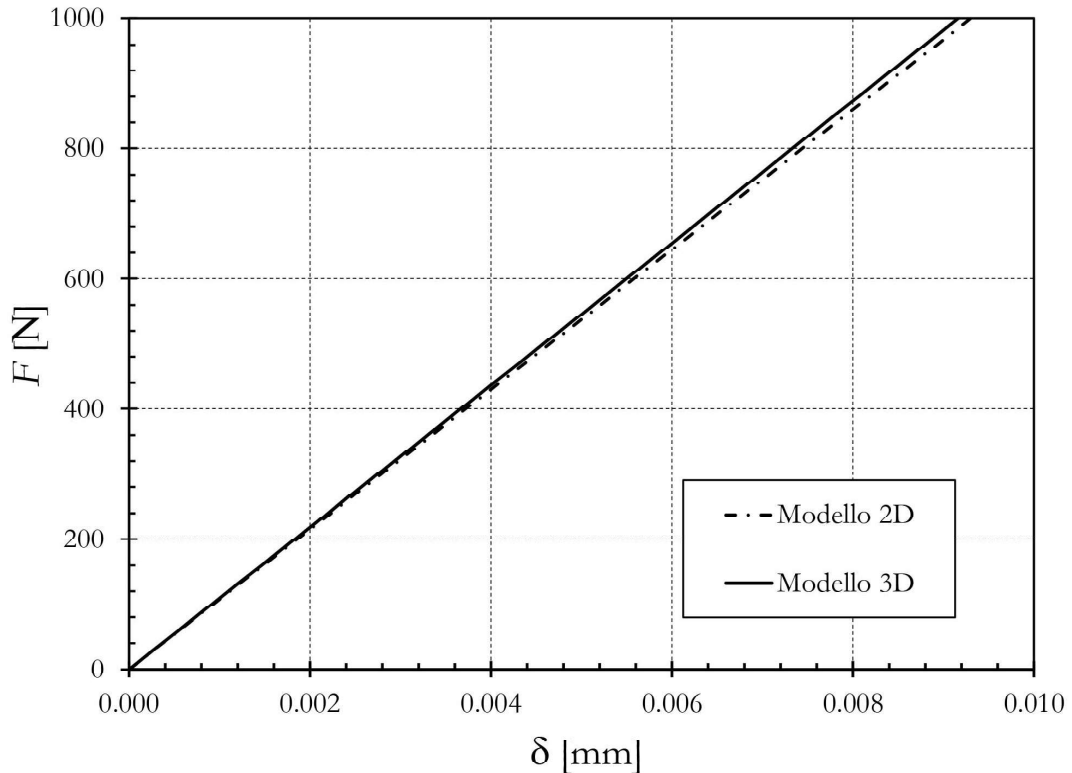


Figura 4.22: Confronto tra FEA 2D e 3D: curva forza-spostamento (F - δ), dove δ è valutato in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro.

Si evidenzia inoltre che, come premesso nella modellazione bidimensionale, l'intercalare ha influenza trascurabile nella risposta nel piano di elementi in LG in fase pre-rottura.

Tabella 4.7: Confronto tra FEA 2D e 3D: spostamento orizzontale massimo δ_{max} (misurato all'angolo superiore sinistro) e rigidezza laterale alla traslazione K_t .

$\delta_{max,2d}$	$\delta_{max,3d}$	$K_{t,2d}$	$K_{t,3d}$	Δ
[mm]	[mm]	[N/mm]	[N/mm]	[%]
$9.30 \cdot 10^{-3}$	$9.16 \cdot 10^{-3}$	107508	109170	1.5

4.1.7.2 Stato tensionale

Il confronto in termini di stato tensionale tra il modello 2D e quello 3D, riassunto in Tabella 4.8, mostra alcune significative differenze. I valori che maggiormente si discostano sono quelli che risentono delle condizioni del vincolo *tie* quindi il valore della tensione principale massima al bordo, e delle condizioni di vincolo fuori piano per la guarnizione. Se si considerano gli elementi nello spessore, e differenze percentuali diminuiscono. I *contour plot* dello stato tensionale per il modello 3D sono riportati in Appendice B.

Tabella 4.8: Stato tensionale negli elementi della HC, confronto tra modello 3D e modello 2D. Tensioni principali minime (σ_{min}), tensioni principali massime in corrispondenza del bordo del LG ($\sigma_{max,E}$), tensioni principali massime in corrispondenza del bordo per lastra di vetro centrale ($\sigma_{max,EC}$), tensioni principali massime in corrispondenza del centro delle lastre di vetro ($\sigma_{max,C}$), tensioni di *von Mises* (σ_{vM}), deformazioni principali minime (ε_{min}), deformazioni principali minime per elementi nello spessore ($\varepsilon_{min,C}$).

	Pannello in LG				Telaio	El. d'angolo	Guarnizione		
	σ_{min} [MPa]	$\sigma_{max,E}$ [MPa]	$\sigma_{max,EC}$ [MPa]	$\sigma_{max,C}$ [MPa]	σ_{vM} [MPa]	σ_{vM} [MPa]	σ_{max} [MPa]	ε_{min}	$\varepsilon_{min,C}$
2D	-64.33	4.75	4.75	2.36	426.09	105.37	3.13	-0.31	-.31
3D	-69.30	11.03	7.70	2.36	437.7	122.10	3.30	-0.66	-.26
Δ	7.2 %	57 %	38 %	0.1 %	2.7 %	13.7 %	5.3 %	53.1 %	21.1 %

4.1.7.3 Modello tridimensionale con alette di confinamento

Un ulteriore modello 3D è stato sviluppato al fine di considerare la sezione completa in acciaio di Figura 4.1b, cioè comprensiva di *alette di confinamento*, come mostrato in Figura 4.23. Il numero di FE è pari a 550209, mentre la tipologia di elemento usata per discretizzare le diverse parti è il medesimo del modello 3D precedente. Le condizioni di carico e vincolo sono le stesse di Figura 4.21, ad esclusione degli spostamenti fuori piano per la guarnizione, in questo caso sono impediti dal telaio stesso definendo vincoli di tipo *tie* (Figura 4.23b).

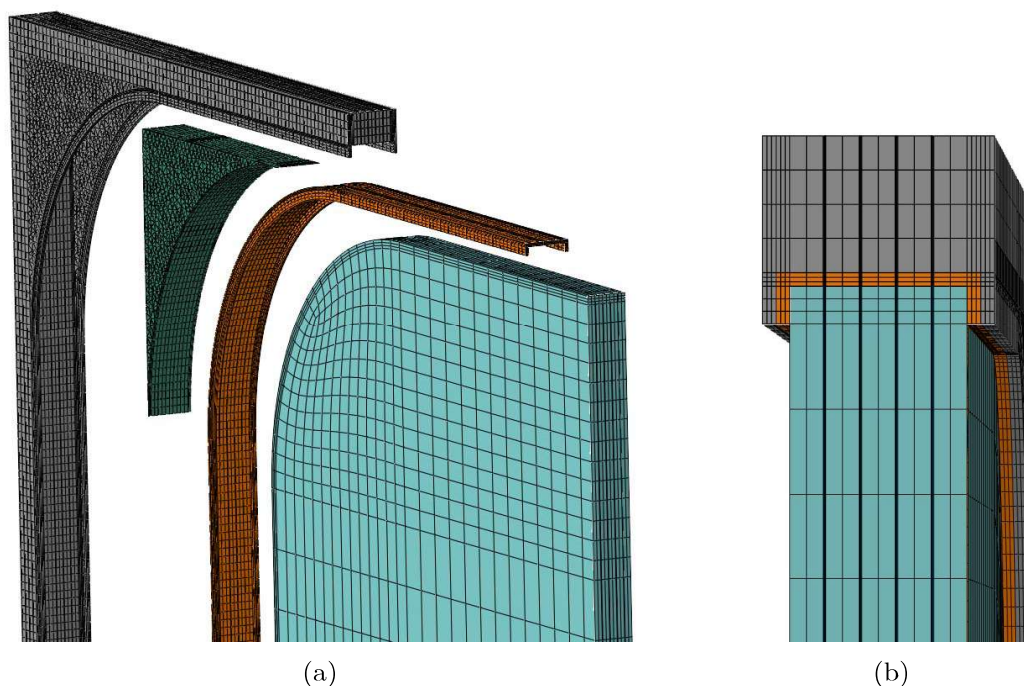


Figura 4.23: Modello 3D con sezione del telaio non rettangolare (a) esploso assometrico; (b) sezione prospettica della HC.

Il confronto tra i due modelli 3D in termini di rigidezza alla traslazione orizzontale è riportato in Tabella 4.9 e in Figura 4.24. L'andamento dello stato tensionale per i diversi elementi è riportato in in Appendice B. Inoltre, come mostrato in Figura

4.25, la risultante delle azioni nel pannello è diretta lungo la diagonale ed è pari a 707 kN, lo stesso valore di azione nella diagonale dello schema semplificato in Figura 4.1a.

Tabella 4.9: Confronto tra FEA 3D e 3D completo: rigidità laterale alla traslazione K_t .

$K_{t,3d}$	$K_{t,3dc}$	Δ
[N/mm]	[N/mm]	[%]
109170	113516	3.83

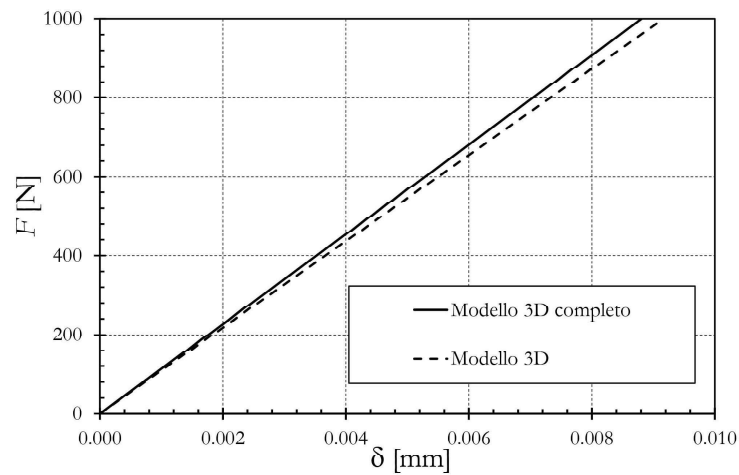


Figura 4.24: Confronto tra FEA 3D e 3D completo di alette di confinamento: curva forza-spostamento (F - δ), dove δ è valutato in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro.



Figura 4.25: Pannello in LG risultante lungo la diagonale pari a 707 kN (in figura unità di misura [N]).

4.2 Calcolo del puntone equivalente in termini di rigidezza

Per il calcolo della larghezza del puntone si può far riferimento all'analogo caso di pannello murario confinato da un telaio al contorno. Il modello con puntone discende dall'osservazione del campo di compressioni nel pannello murario di riempimento, soggetto a carichi orizzontali nel piano, che si sviluppa principalmente lungo la diagonale nel momento in cui si verifica il distacco con il telaio (Figura 4.26 [90]). In modo analogo, nella HC si instaura un campo di compressioni diagonali se il telaio di contorno non è solidale al LG (§4.1.3.1).

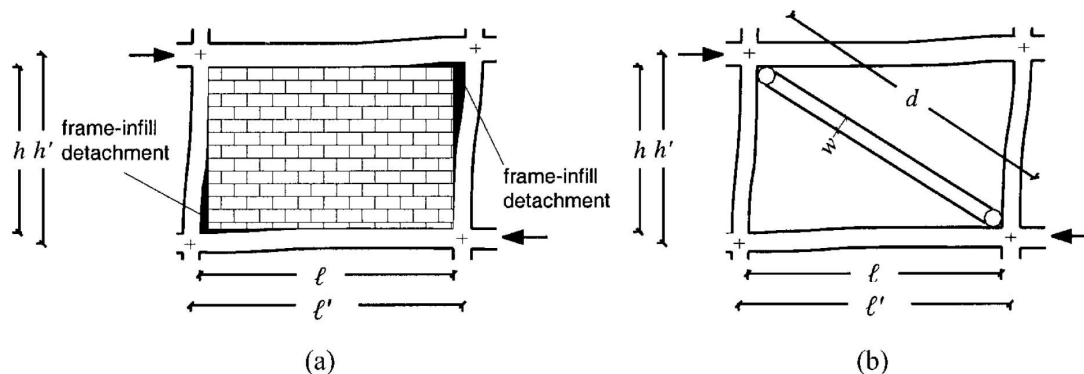


Figura 4.26: Pannello murario contornato da un telaio. (a) Distacco del pannello dal telaio sollecitato da carico orizzontale con conseguente campo di compressioni diagonale; (b) schema strutturale semplificato dove la muratura è sostituita da un pendolo di spessore equivalente [90].

Una prima valutazione di massima della larghezza del puntone equivalente per il pannello¹⁹ usata in [56] per il caso di pannello in vetro monolitico inserito in un telaio di contorno in acciaio, riprende la formula utilizzata da *Holmes* [93] per il caso di telai a contorno di pannelli in mattoni o in calcestruzzo. La larghezza equivalente $w_{d,H}$ è un terzo della lunghezza della diagonale compressa L_d [93]

$$w_{d,H} = \frac{L_d}{3}. \quad (4.4)$$

Un approccio più accurato per valutare le dimensioni del puntone diagonale prevede di eguagliare la risposta del sistema in Figura 4.27a con quella del modello

¹⁹La definizione di un solo puntone lungo la diagonale è valida nel caso di analisi statiche, dove appunto è rappresentativo del campo di compressioni diagonali che si sviluppa nel pannello. Quando la HC è soggetta a carichi ciclici o dinamici, il puntone diagonale cambia in accordo alla direzione del carico. Nella modellazione, generalmente, si assume che il puntone diagonale sia attivo solo se soggetto a sforzi di compressione. Nel caso in cui il programma usato non prevede la possibilità di definire elementi con risposta monolaterale, si definiscono due elementi nelle due direzioni con area equivalente dimezzata. Tale assunzione comporta un significativo cambio dello stato di sollecitazione interna del telaio di contorno specialmente nella colonna del telaio (le trazioni diminuiscono mentre le compressioni aumentano). In ogni caso, il singolo puntone è accettabile quando è trascurabile il legame adesivo tra il telaio esterno e il pannello di riempimento come avviene nel caso della cella [91]. In aggiunta, volendo considerare con maggiore accuratezza gli effetti sul telaio di contorno, è stato mostrato che la definizione di più puntone, disposti parallelamente uno all'altro, in una direzione fornisce ottimi risultati [92].

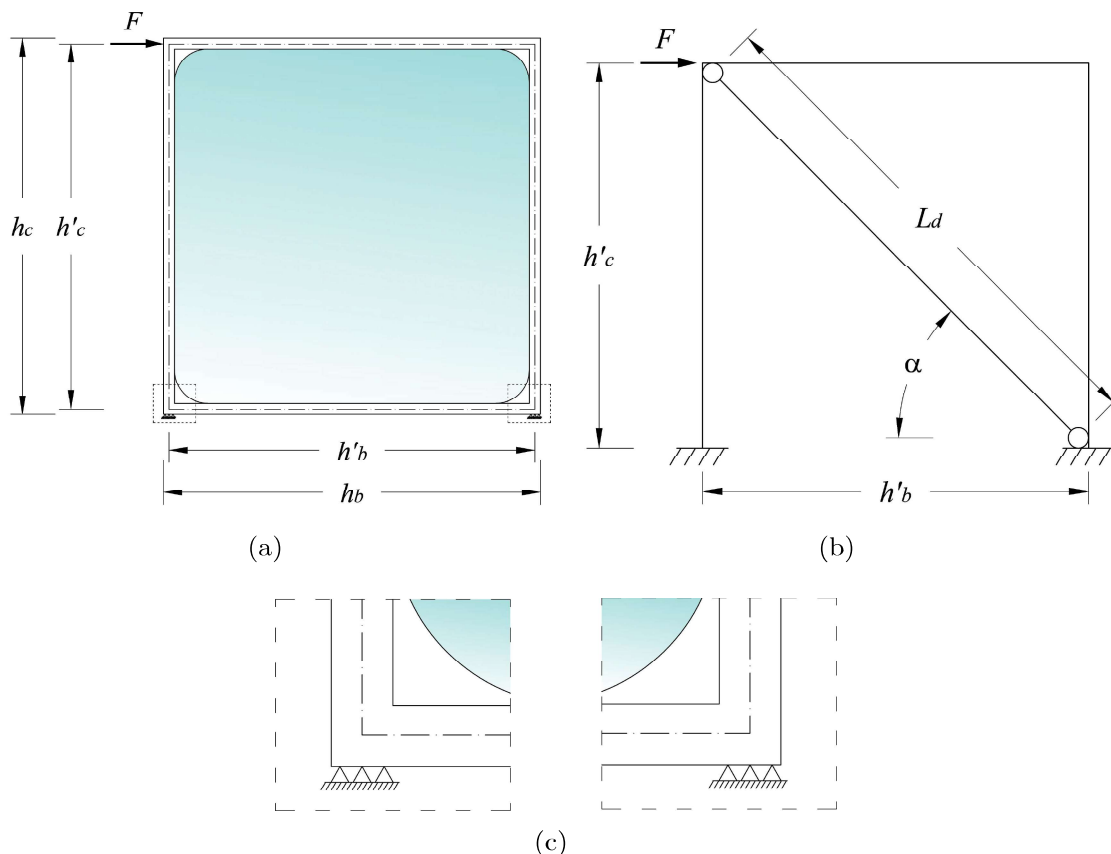


Figura 4.27: Schemi strutturali (a) schema utilizzato per le FEA; (b) telaio controventato con il puntone equivalente. Le altezze h'_c e h'_b si riferiscono alle linee d'asse di colonne e travi; (c) ingrandimento sulle condizioni di vincolo poste alla base del modello agli FE.

semplificato in Figura 4.27b [90]. Nello schema strutturale di Figura 4.27b sono stati posti dei vincoli di tipo incastro e non è stata considerata la presenza della trave inferiore. Il vincolo incastro è equivalente ai vincoli cerniera del modello FE che si estendono per una data lunghezza impedendo la rotazione (Figura 4.27). La soppressione della trave inferiore deriva dal fatto che la sua rigidità flessionale non influenza in maniera significativa la rigidità laterale del sistema oggetto di studio. Inoltre, lo schema strutturale in Figura 4.27b, rispetto a quello di Figura 4.1a, non presenta cerniere tra le aste del telaio: come sarà mostrato, per telai di non elevata rigidità flessionale, la capacità rotazionale degli estremi è del tutto trascurabile.

La rigidità laterale dello schema in Figura 4.27b, equivalente allo schema in Figura 4.28a, può essere determinata, con buona approssimazione, valutando la forza orizzontale F che produce uno spostamento unitario del punto P, posto all'angolo superiore sinistro del telaio. Lo schema strutturale in Figura 4.28a può essere studiato sovrapponendo i due schemi rappresentati nelle Figure 4.28b e 4.28c. La rigidità complessiva D_i dello schema semplificato con controvento diagonale, mostrato in Figura 4.28a, si assume quindi pari alla somma di quella dello schema strutturale reticolare con controvento diagonale D_d e quella dello schema strutturale a telaio D_f

$$D_i = D_d + D_f. \tag{4.5}$$

Per lo schema strutturale di Figura 4.28b si ottiene un valore della rigidezza laterale D_d pari a

$$D_d = \frac{k_d \cos^2 \alpha}{1 + \frac{k_d}{k_c} \sin^2 \alpha}, \quad (4.6)$$

dove k_d e k_c sono, rispettivamente, la rigidezza assiale del puntone diagonale e del pilastro, valutate come

$$k_d = \frac{E_d t_d w_d}{L_d}; \quad k_c = \frac{E_f A_c}{h'_c}, \quad (4.7)$$

dove E_d è modulo elastico del materiale del pannello e quindi in questo caso è pari ad E_G ; E_f è il modulo elastico del materiale con cui è realizzato il telaio (acciaio ferritico); t_d è lo spessore del pannello in LG; L_d lunghezza della diagonale; w_d è la larghezza del puntone equivalente (grandezza incognita); A_c è l'area della sezione trasversale dei pilastri o colonne; h'_c è l'altezza del pilastro da Figura 4.28a. La deformabilità assiale della colonna gioca un ruolo notevole nella stima della larghezza del puntone, nel caso specifico di sezioni trasversali ridotte.

La rigidezza laterale D_f del telaio in Figura 4.28c può essere valutata usando l'espressione [90]

$$D_f = \frac{24E_f I_c}{h_c^3} \left(1 - 1.5 \left(3 \frac{I_b h'_c}{I_c h'_b} + 2 \right)^{-1} \right), \quad (4.8)$$

dove I_c e I_b sono, rispettivamente, il momento di inerzia della sezione dei pilastri e della trave. In Tabella 4.10 sono riportati i valori adoperati per il calcolo della rigidezza alla traslazione dello schema strutturale di Figura 4.28c.

Tabella 4.10: Parametri meccanici e geometrici usati per il calcolo della rigidezza alla traslazione D_f dello schema strutturale in Figura 4.28c.

E_f	I_c	h'_c	I_b	h'_b	D_f
[MPa]	[mm ⁴]	[mm]	[mm ⁴]	[mm]	[N/mm]
190840	450970	3048	450970	3048	51

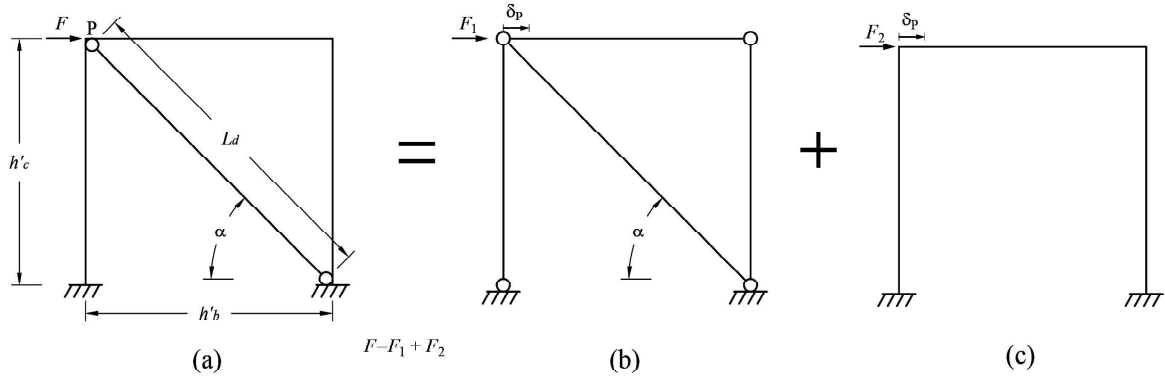


Figura 4.28: Valutazione della rigidezza alla traslazione laterale. (a) Telaio controventato con puntone equivalente di rigidezza D_i ; (b) schema strutturale reticolare con controvento diagonale di rigidezza D_d ; (c) schema strutturale a telaio di rigidezza D_f .

La rigidezza D_i (pari a $K_{t,3dc}$ di Tabella 4.9) viene valutata dalle FEA, applicando una forza pari a 1 kN e determinando lo spostamento che provoca sul sistema. Risulta evidente che tale stima tiene conto dell'elemento d'angolo che, come è stato verificato al §4.1.6, influenza fortemente la risposta globale a seconda del materiale di cui è costituito. Confrontando la rigidezza alla traslazione D_i (Tabella 4.11) con D_f (Tabella 4.10), calcolata come da equazione (4.8), si evidenzia come la prima sia maggiore di oltre tre ordini di grandezza, ne deriva che la rigidezza del solo telaio sia trascurabile, quantomeno per le sezioni trasversali del telaio considerate. Nel caso di telaio di rigidezza superiore si può comunque ricavare D_d a partire dall'equazione (4.5)

$$D_d = D_i - D_f, \quad (4.9)$$

e invertendo la relazione (4.6) è possibile ottenere il valore della rigidezza assiale del puntone equivalente

$$k_d = \frac{D_d}{\left(\cos^2 \alpha - \frac{D_d}{k_c} \sin^2 \alpha\right)}. \quad (4.10)$$

Infine, richiamando l'equazione (4.7), si può determinare la larghezza del puntone equivalente come

$$w_d = \frac{k_d L_d}{E_d t_d}. \quad (4.11)$$

In Tabella 4.11 sono riportati i valori della larghezza del puntone equivalente calcolati secondo l'equazione (4.11) e secondo la regola di *Holmes* (equazione 4.4), si evidenzia come i due valori differiscano del 81%.

In Figura 4.29 è riportato il modello monodimensionale realizzato con il software Ftool [94]. Le caratteristiche geometriche e meccaniche sono quelle riassunte nelle Tabelle 4.10 e 4.11. I valori di rigidezza alla traslazione per il modello FEM 3D ($D_{i,3D}$) e con puntone equivalente ($D_{i,1D}$), riportati in Tabella 4.12, sono valutati

4.2 Calcolo del puntone equivalente in termini di rigidezza

Tabella 4.11: Parametri meccanici e geometrici usati per il calcolo della larghezza del puntone equivalente w_d dello schema strutturale in Figura 4.28b. Larghezza del puntone equivalente $w_{d,H}$ secondo l'equazione (4.4).

D_i	D_d	α	k_c	k_d	L_d	E_d	t_d	w_d	$w_{d,H}$
[N/mm]	[N/mm]	[rad]	[N/mm]	[N/mm]	[mm]	[MPa]	[mm]	[mm]	[mm]
113516	113465	$\frac{\pi}{4}$	177416	629565	4243	70000	48.80	782	1414

come rapporto tra il carico unitario e lo spostamento orizzontale risultante δ_P (Figura 4.28). La risposta in termini di rigidezza risulta ben approssimata dal modello monodimensionale con una differenza percentuale inferiore al 1% (Tabella 4.12).

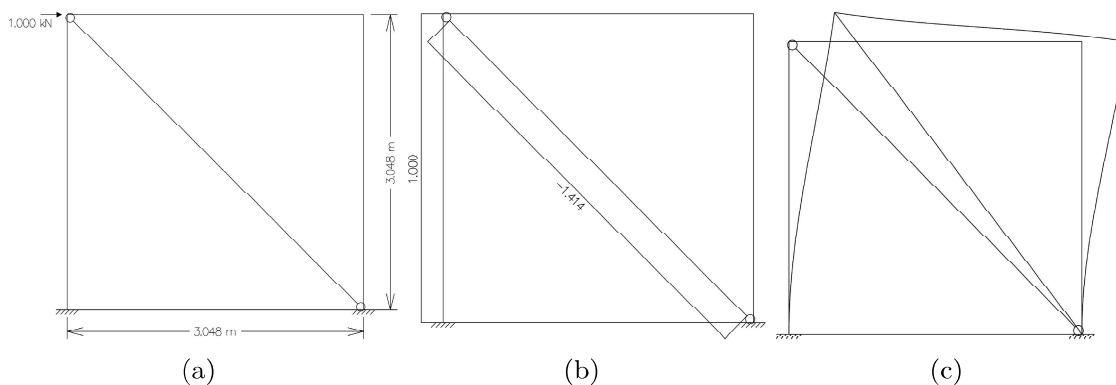


Figura 4.29: Modello di calcolo sviluppato in Ftool con elementi monodimensionali. (a) Schema strutturale con carico unitario; (b) diagrammi dello sforzo normale; (c) configurazione deformata.

Tabella 4.12: Confronto tra modelli FEM con elementi monodimensionali e tridimensionali. δ spostamento orizzontale in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro, η valore dello spostamento verticale del medesimo punto, D_i rigidezza alla traslazione orizzontale, Δ differenza percentuale tra le diverse grandezze considerate.

	1D	3D	Δ
η [mm]	$5.63 \cdot 10^{-3}$	$5.45 \cdot 10^{-3}$	3.3%
δ [mm]	$8.86 \cdot 10^{-3}$	$8.81 \cdot 10^{-3}$	0.6%
D_i [N/mm]	112790	113520	0.6%

In conclusione, il pannello in LG, per la HC oggetto di indagine, può essere sostituito da un puntone di rigidezza equivalente di spessore $t_d = 48.80$ mm e larghezza $w_d = 782$ mm, cioè per le geometrie ed i materiali considerati la larghezza del puntone risulta $w_d \simeq \frac{L_d}{5.4}$. In Appendice C si riporta la valutazione del puntone equivalente di una cella quadrata ma di dimensioni inferiori (pannello in LG di dimensioni $2450 \text{ mm} \times 2450 \text{ mm}$) secondo la procedura qui illustrata.

4.3 Verifiche di stabilità dell'equilibrio

I modelli della biforcazione dell'equilibrio elastico non sono in grado di descrivere la resistenza ai fenomeni di instabilità nel caso di elementi strutturali con imperfezioni iniziali e/o non linearità del materiale e quindi la reale risposta di un elemento strutturale. Nel caso di buckling di colonne caricate di punta o di instabilità flesso-torsionale di travi, il carico critico elastico rappresenta un limite superiore per la resistenza (Figura 4.30a [95]). Nel caso di fenomeni di instabilità per le piastre (§3.1), il carico sostenuto può superiore di quello critico a causa del comportamento post-critico o di *post-buckling*, conseguenza degli effetti membranali (Figura 4.30b [95]).

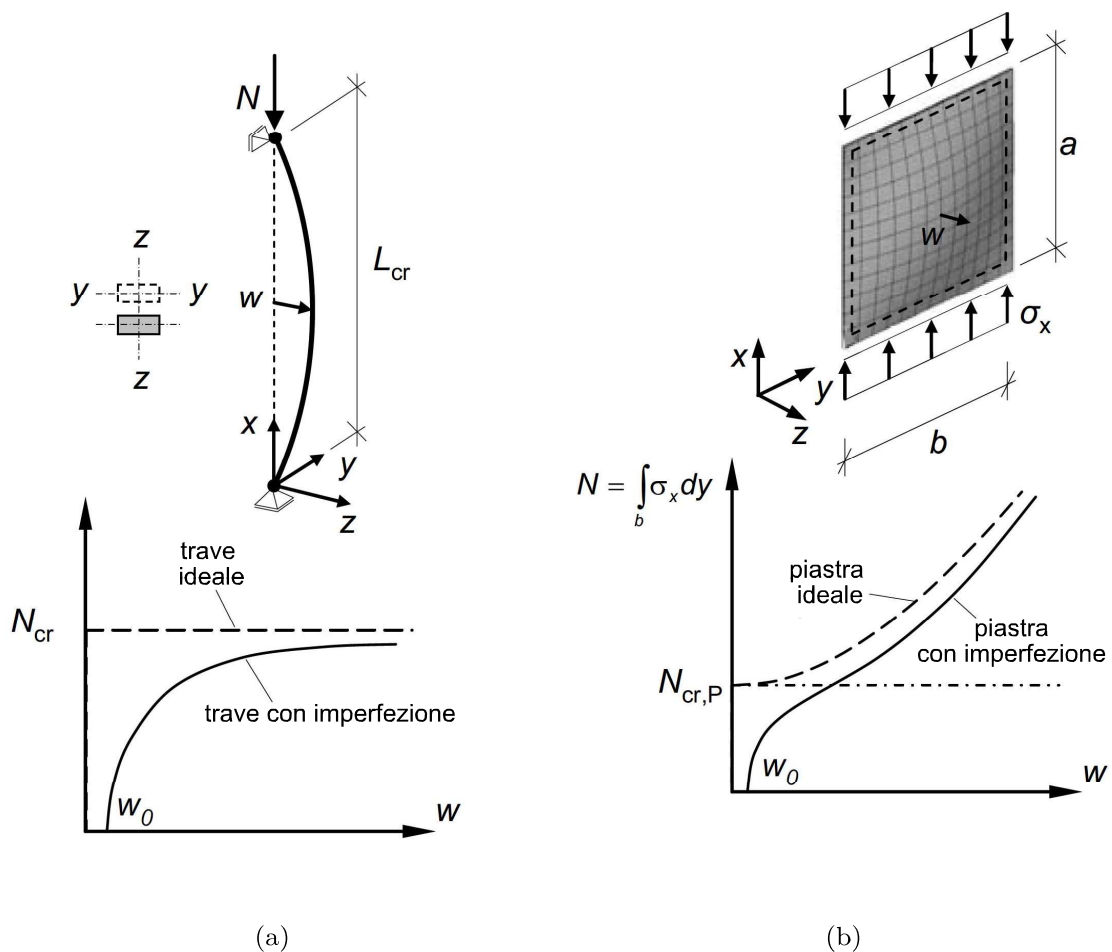


Figura 4.30: Fenomeni di instabilità e curva carico spostamento fuori piano $N - w$, con imperfezione iniziale w_0 (a) trave semplicemente appoggiata caricata di punta; (b) piastra compressa nel piano su due lati opposti [95].

La HC, essendo un elemento strutturale snello, necessita di analisi di *buckling* al fine di valutare la suscettibilità ai fenomeni di instabilizzazione. Come è stato verificato nel §4.1.7.3, la HC sottoposta ad azioni orizzontali in testa trasmette un'azione di compressione $N_{Ed} = 707$ kN al pannello di LG lungo i due angoli opposti. Dato che per il problema in esame non esiste una soluzione in forma

chiusa, al fine di valutare la suscettibilità della HC a fenomeni di instabilità sono state svolte le seguenti verifiche²⁰:

- verifica semplificata, effettuata considerando un pannello fittizio sottoposto a compressione, di altezza pari alla lunghezza della diagonale compressa;
- verifica tramite modello numerico 2D con spessore efficace per il LG e comprensivo del solo telaio di contorno;
- verifica tramite modello numerico 3D considerando l'intera geometria.

4.3.1 Verifica semplificata

Una prima verifica semplificata [96] può essere effettuata considerando un pannello equivalente di altezza pari alla diagonale della piastra ($h' = L_d$) e larghezza pari a quella della sezione trasversale fornita dal piano di sezione la cui traccia è ortogonale alla diagonale e passante per il punto medio della stessa. Il carico di compressione normale è assunto come uniformemente distribuito lungo i lati ortogonali alla diagonale compressa.

A partire dalle dimensioni iniziali la larghezza del pannello risulta $b' = \frac{b}{h}\sqrt{b^2 + h^2}$ ($b' = L_d$ se il pannello è quadrato) e semplicemente appoggiato lungo i lati minori, come rappresentato in Figura 4.31, riadattando la formula per il calcolo del carico critico euleriano per un pannello appoggiato su due lati opposti caricato di punta

$$N_{cr,1} = \frac{\pi^2 E_G t_{eq}^3 b'}{12 h'^2 (1 - \nu_G^2)}, \quad (4.12)$$

dove il fattore $\frac{E_G t_{eq}^3}{12(1-\nu_G^2)}$ è la rigidità flessionale della piastra.

Lo spessore effettivo t_{eq} è valutato facendo riferimento al modello *Enhanced Effective Thickness* (EET) proposto in [39, 40] (§2.3.1.3). Nel caso di verifiche di stabilità, il parametro rilevante ai fini delle stesse è il momento di inerzia; per tale ragione non è necessario calcolare lo spessore effettivo per il calcolo delle tensioni $\hat{t}_{\sigma,i}$ (equazione (2.18) del §2.3.1.3) ma solo quello per il calcolo delle deformazioni \hat{t}_w (equazione (2.17) del §2.3.1.3).

Particolarizzando l'equazione (2.17) al caso di 5 lastre di vetro dello stesso spessore t connesse tramite intercalari di spessore t_{int} , come da Figura 4.32, si ha

$$\hat{t}_w = \sqrt[3]{\frac{1}{\frac{\eta}{5t^3 + 12(2td_1^2 + 2td_2^2)} + \frac{1-\eta}{5t^3}}}, \quad (4.13)$$

dove d_i è la distanza dell' i -sima lastra dal baricentro geometrico della sezione stratificata come mostrato in Figura 4.32 e η è il coefficiente adimensionale che fornisce il grado di accoppiamento assicurato dall'intercalare, compreso tra 0 (limite *layered*, comportamento a strati indipendenti) e 1 (comportamento monolitico).

Essendo la condizione di vincolo reale intermedia tra trave con doppio appoggio e con doppio incastro, il valore di η viene assunto pari al valore minimo tra i due

²⁰Verifiche di instabilità locale non sono oggetto del presente lavoro. Tali aspetti sono significativi soprattutto in caso di rottura del LG.

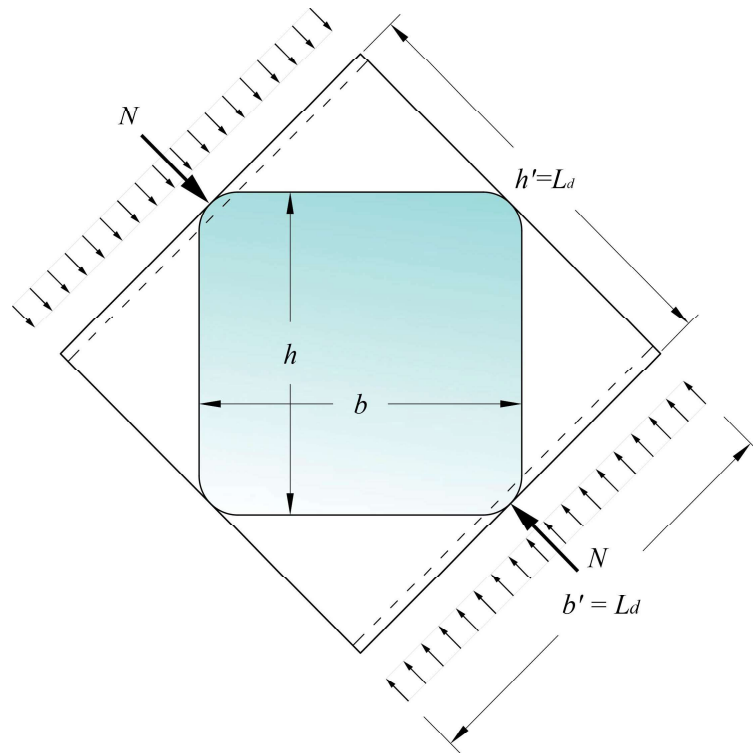


Figura 4.31: Pannello equivalente ricavato a partire dal pannello originario sollecitato lungo la diagonale.

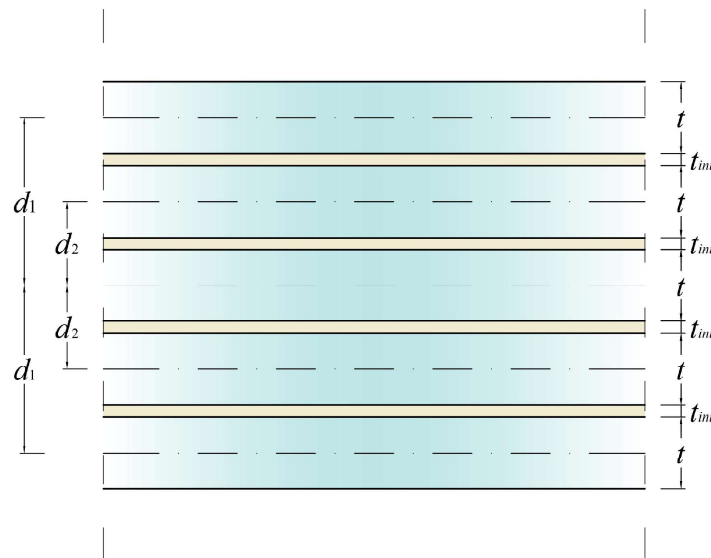


Figura 4.32: Geometria dell'elemento di vetro stratificato dove sono indicati i parametri dimensionali utilizzati nelle equazioni (4.13) e (4.15).

casi limite mostrati in Figura 4.33

$$\eta = \min\{\eta_1, \eta_2\}, \quad (4.14)$$

dove η_i si può calcolare particolarizzando l'espressione (2.19)

$$\eta_i = \frac{1}{1 + \frac{E_G t_{int}}{12 G_{int}} \frac{30 t^3}{t^2 + 24(t + t_{int})^2} \Psi_i}. \quad (4.15)$$

Per l'intercalare è stato assunto come modulo di elasticità tangenziale $G_{int} = 110$ MPa (si veda §3.2.1 e §D), tale valore si riferisce ad una durata del carico pari ad 1 min²¹ e per una temperatura di 30 °C.

Il coefficiente dimensionale Ψ_i ($i = 1, 2$) dipende dalla geometria, dalle condizioni di vincolo e carico ed è pari a [41]

$$\Psi_i = \frac{\int_{-h'/2}^{+h'/2} [g_i''(x)]^2 dx}{\int_{-h'/2}^{+h'/2} [g_i'(x)]^2 dx}, \quad (4.16)$$

dove $g_i(x)$ è una funzione di forma assunta corrispondente alla deformata di una trave omogenea sotto le stesse condizioni di carico e vincolo della trave in esame. Per il caso in Figura 4.33a, la funzione di forma iniziale assunta è data dall'equazione

$$g_1(x) = a \sin\left(\frac{\pi x}{h'}\right), \quad (4.17)$$

mentre per il caso 4.33(b) si assume

$$g_2(x) = a \left[1 - \cos\left(\frac{2\pi x}{h'}\right) \right]. \quad (4.18)$$

L'equazione (4.16) per le due funzioni (4.17) e (4.18) restituisce i due valori

$$\psi_1 = \frac{\pi^2}{h'^2}, \quad (4.19)$$

$$\psi_2 = \frac{4\pi^2}{h'^2}, \quad (4.20)$$

che, sostituiti nella (4.12), consentono il calcolo di η_1 e η_2 . Entrambi i valori sono quasi unitari: il comportamento è sostanzialmente monolitico per le condizioni considerate. Nella Tabella 4.13 sono confrontati lo spessore efficace in termini di spostamento \hat{t}_w calcolato con la (4.13) e ponendo $\eta = \eta_2$ (essendo il minore tra i

²¹Si veda la Nota 18.

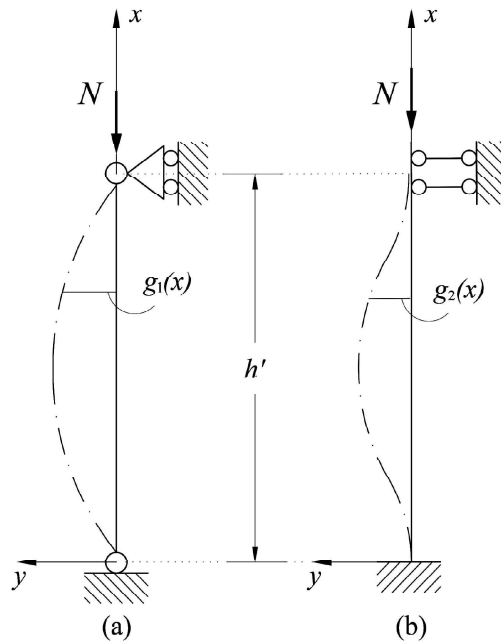


Figura 4.33: Modelli adottati per il calcolo dello spessore equivalente tramite le funzioni di forma $g_i(x)$. (a) Asta doppiamente incernierata; b) asta doppiamente incastrata.

due coefficienti), lo spessore t_L nel caso di *layered limit* ($\eta = 0$) e lo spessore t_M per il *monolithic limit* ($\eta = 1$).

Tabella 4.13: Confronto tra spessore efficace per il calcolo degli spostamenti \hat{t}_w , al limite di comportamento a strati indipendenti t_L e al limite monolitico t_M .

\hat{t}_w	t_L	t_M
[mm]	[mm]	[mm]
50.72	16.69	51.21

Assumendo $t_{eq} = \hat{t}_w$ e richiamando l'equazione (4.12) si ottiene il valore dello sforzo normale critico pari a $N_{cr,1} = 1736$ kN, superiore al carico sollecitante $N_{Ed} = 707$ kN. Il carico orizzontale corrispondente allo sforzo normale critico risulta pari a $H_1 = 1228$ kN.

4.3.2 Modello agli elementi finiti bidimensionale

La seconda verifica di buckling è stata svolta tramite un modello numerico 2D. Nuovamente, è stata considerata non la cella sottoposta ad azione orizzontale, ma il pannello sottoposto ad azioni di compressione diagonale vincolato fuori piano dal telaio in acciaio.

L'analisi è svolta in due fasi:

- nella prima viene svolta un'analisi dei modi propri di buckling al fine di valutare il carico critico euleriano e la prima forma modale da usare come imperfezione geometrica iniziale nella successiva fase. L'estrazione dei modi propri è svolta in regime elastico lineare;

- nella seconda fase è effettuata un'analisi non lineare, tenendo conto delle non linearità dei materiali e considerando l'imperfezione geometrica iniziale. L'analisi svolta consente di valutare anche l'eventuale comportamento post-critico.

Definizione del modello 2D

Il modello, mostrato in Figura 4.34, con pannello di LG di dimensioni $h = b = 3000$ mm (Figura 4.31) e spessore equivalente t_{eq} (calcolato in precedenza per il modello trave²², è costituito da 3586 elementi *shell* ad 8 nodi (S8R). Il telaio in acciaio è modellato con 457 elementi monodimensionali a 3 nodi (B32). Il carico unitario è stato applicato come pressione uniforme agli angoli del LG, gli spostamenti fuori piano del telaio sono impediti nei quattro angoli ($w = 0$) ed è vincolato isostaticamente per gli spostamenti nel piano (u, v) come indicato in Figura 4.34.

Il telaio è vincolato al pannello lungo i lati tramite *tie constraints*. Nella fase di estrazione delle forme modali, la sezione del telaio connessa al pannello è stata modellata con rigidezza flessionale nel piano trascurabile, essendo il LG non incollato al telaio e rigidezza flessionale fuori piano valutata considerando il momento di inerzia pari a $I_s = \frac{h_s b_s^3}{12}$ con riferimento alla sezione rettangolare del telaio rappresentata in Figura 4.1b.

Il minimo carico critico normale euleriano è stato valutato con un'analisi lineare

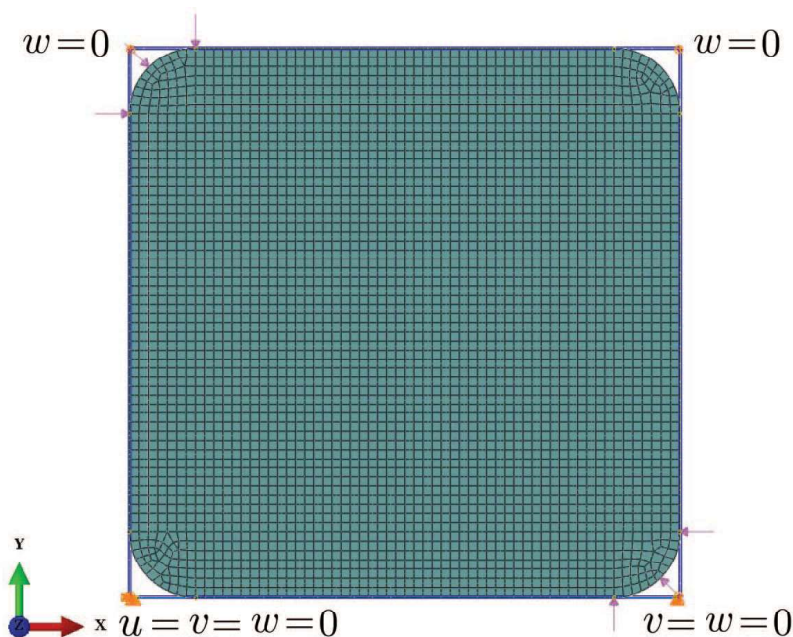


Figura 4.34: Geometria, mesh, condizioni di carico e vincolo del modello utilizzato per l'analisi di buckling.

di buckling agli autovalori ed è corrispondente al 1° modo di instabilizzazione mostrato in Figura 4.35a, e risulta essere $N_{cr,2} = 2583$ kN. Si evidenzia come rispetto alla verifica semplificata, il carico critico è molto superiore: nel caso semplificato di

²²Modellare un elemento bidimensionale con *EET* di un elemento monodimensionale non è un approccio rigoroso, ma è giustificato dal punto di vista ingegneristico poiché il comportamento tende al limite monolitico.

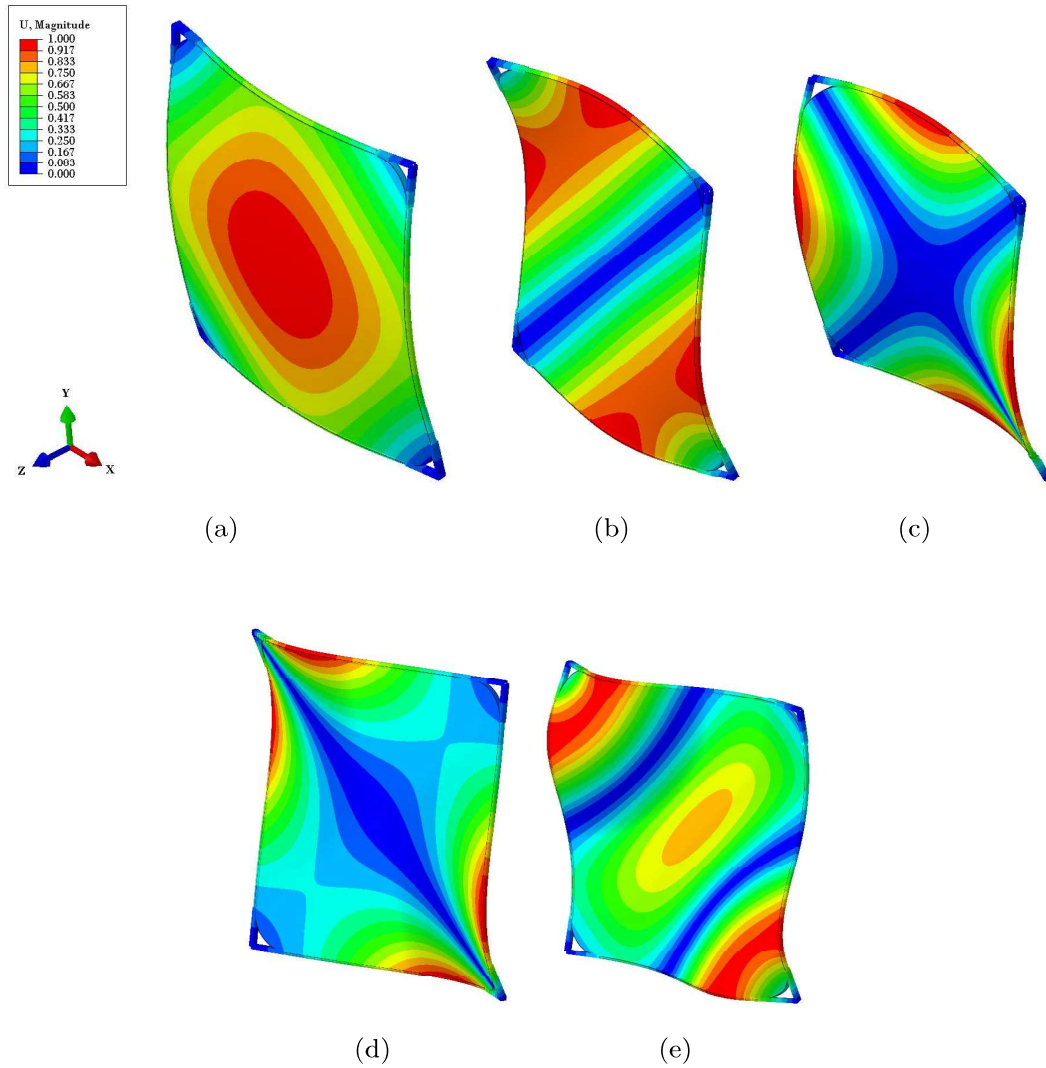


Figura 4.35: Modi di buckling (in rosso gli spostamenti massimi) (a) 1° modo con carico critico 2583 kN; (b) 2° modo con carico critico 3274 kN; (c) 3° modo con carico critico 5026 kN; (d) 4° modo con carico critico 7093 kN; (e) 5° modo con carico critico 7357 kN.

pannello diagonale (§4.3.1), lo stesso è considerato non vincolato fuori piano lungo i lati paralleli alla diagonale, mentre nel caso 2D il vincolo è fornito dal telaio.

L'analisi di tipo non lineare è stata eseguita considerando un'imperfezione geometrica iniziale secondo la prima forma modale di *buckling*, con ampiezza pari a $w_0 = h/300$, secondo quanto suggerito da [97]. Il grafico carico-spostamento, in Figura 4.36, mostra l'andamento del carico in funzione dello spostamento fuori piano massimo. L'analisi è arrestata per un valore dello sforzo normale di 2571 kN per difficoltà di convergenza numerica, a causa della plasticizzazione dell'acciaio. Ne deriva che il comportamento è decisamente più complesso di quello mostrato in Figura 4.30

In ogni caso, il carico critico è molto vicino a quello euleriano e molto superiore a quello sollecitante. Le massime tensioni di trazione in corrispondenza del valore di convergenza sono rappresentate in Figura 4.37, dove sono escluse le concentrazioni di tensione negli elementi in prossimità dei bordi perché dovute alla presenza dei vincoli *tie*, e quindi considerate non realistiche. Si evidenzia che nel caso di lastra esterna in TTG il valore di tensione pari a 73 MPa, inferiore alla resistenza carat-

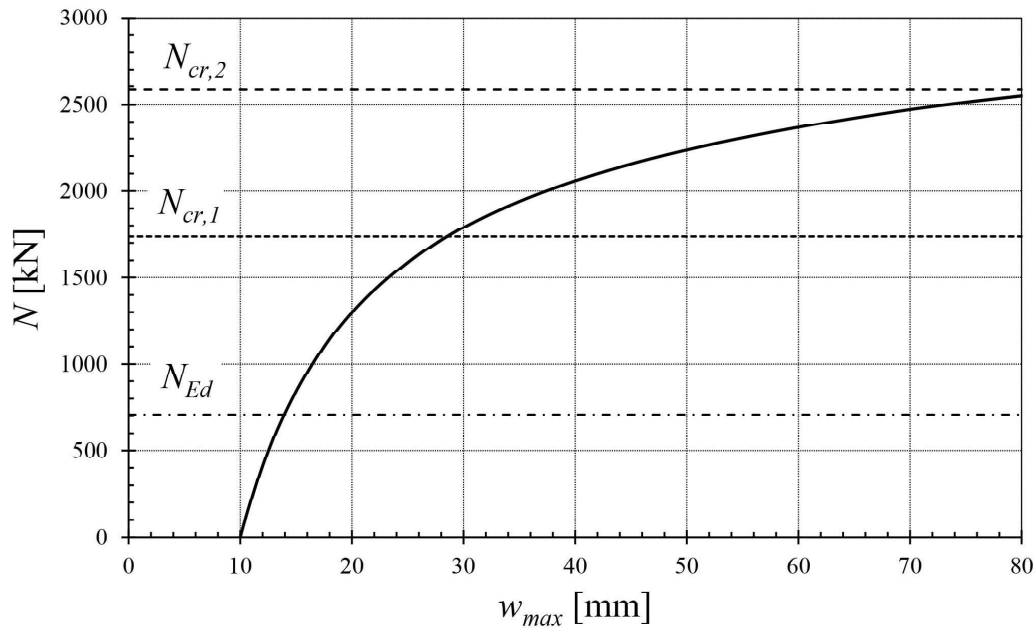


Figura 4.36: Curva carico-massimo spostamento fuori piano ($N - w_{max}$) con imperfezione iniziale $w_0 = h/300$. Si riporta inoltre il valore del carico normale sollecitante N_{Ed} , del carico critico normale per la verifica semplificata di modello $N_{cr,1}$ e del modello 2D $N_{cr,2}$.

teristica nominale di 120 MPa²³ (Tabella 2.3, §2.1.1).

Il carico orizzontale corrispondente allo sforzo normale critico risulta $H_2 = 1817$ kN.

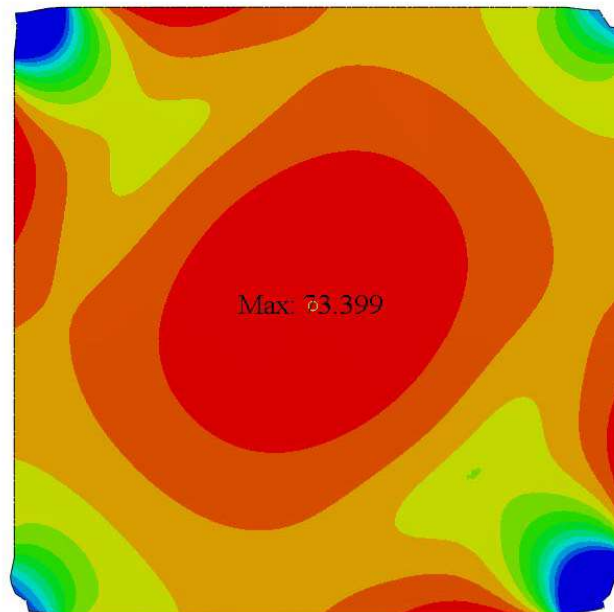
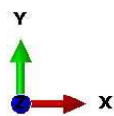
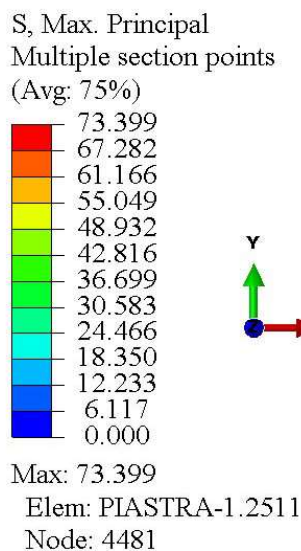


Figura 4.37: Tensioni principali massime [MPa] sulla faccia esterna del pannello, escludendo dal *plot* le concentrazioni di tensioni al contorno del pannello.

²³Nell'ambito della progettazione deve essere definito il valore di *design*.

4.3.3 Modello tridimensionale agli elementi finiti

Il modello 3D è lo stesso presentato al §4.1.7.3, con la differenza di aver definito vincoli *tie* in corrispondenza delle alette di confinamento, al fine di modellare il vincolo fuori piano del telaio rispetto al pannello²⁴.

La soluzione trovata è un'approssimazione del problema, non avendo definito le reali condizioni di contatto per esigenze computazionali. La presenza di materiali molto deformabili come la guarnizione può causare difficoltà di convergenza nelle analisi di *buckling* [76].

Il primo modo di instabilizzazione è riportato in Figura 4.38, corrispondente ad un carico critico orizzontale $F_{h,cr}$ pari a 2758 kN, di molto superiore rispetto a quelli ottenuti nei casi mostrati in precedenza.

Successivamente è stata eseguita un'analisi non lineare, assumendo il primo modo come imperfezione iniziale di ampiezza posta pari a $w_0 = h/1000$ [44], differente dal valore $h/300$ utilizzato in precedenza, dato che nel caso bidimensionale si è considerato un elemento sottoposto ad una sollecitazione normale, mentre in questo caso si considera la reale condizione di carico tagliante.

Come si può osservare in Figura 4.38, la deformata differisce notevolmente da quella ottenuta nel caso bidimensionale. Per l'acciaio è stato assunto il legame elasto-plastico bilineare e comportamento iperelastico con formulazione polinomiale di *Ogden* (§3.2.1) per la guarnizione.

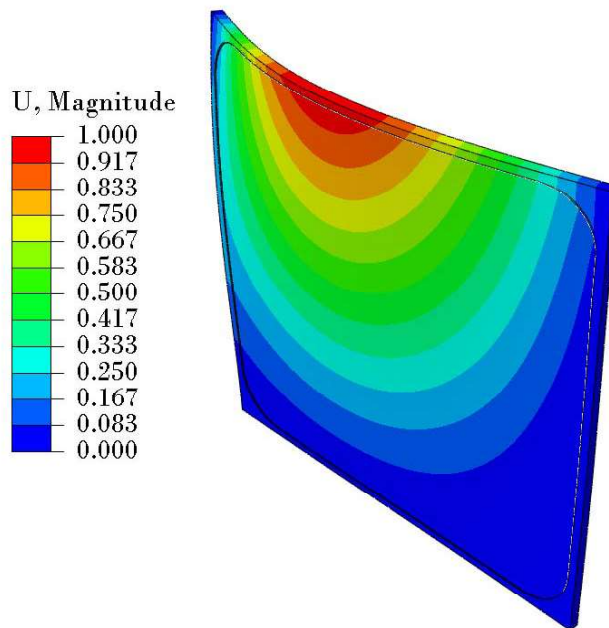


Figura 4.38: Primo modo di instabilizzazione con carico critico orizzontale 2578 kN.

Anche in questo caso l'analisi è arrestata per difficoltà di convergenza per la diffusa

²⁴Si tratta di un approccio approssimato, poiché con tale vincolo un'aliquota del carico è trasferita tramite tensioni tangenziali. I problemi di contatto richiedono elevati sforzi computazionali nel caso di modelli 3D e non possono essere definiti nelle analisi di *buckling* lineari. Pur con tale semplificazioni, il meccanismo di trasferimento secondo la diagonale è di maggior rilevanza (grazie alla superiore rigidità) rispetto al trasferimento per tensioni tangenziali.

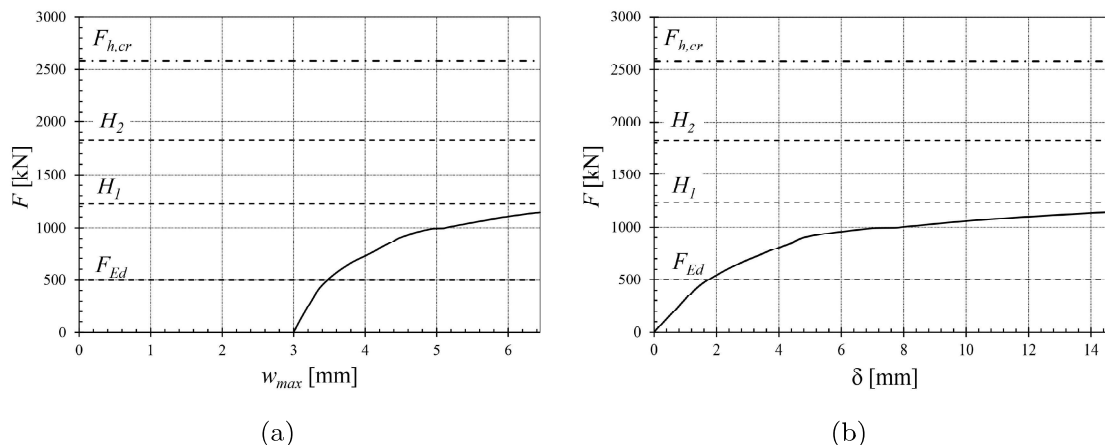


Figura 4.39: Analisi di *buckling* non lineare per il modello 3D. (a) Curva carico-massimo spostamento fuori piano; (b) curva carico-spostamento orizzontale nel piano. $F_{h,cr}$ carico critico euleriano modello 3D, H_2 carico critico euleriano modello 2D, H_1 carico critico euleriano modello a trave, F_{Ed} carico sollecitante.

plasticizzazione del telaio e anche per la non linearità della guarnizione, ne deriva che il comportamento è più complesso rispetto a quello qualitativo di Figura 4.30. In ogni caso, dalla curva forza-massimo spostamento fuori piano (w_{max}) in Figura 4.39a, si evidenziano le seguenti caratteristiche

- il carico orizzontale considerato come limite risulta $H_3 = 1145$ kN, molto inferiore al carico critico orizzontale in condizioni elastiche $F_{h,cr} = 2758$ kN, mentre è molto vicino al carico critico orizzontale del modello semplificato $H_1 = 1228$ kN (§4.3.1);
- confrontando il massimo spostamento fuori piano per il modello 2D e quello 3D si ha una notevole differenza (un ordine di grandezza), conseguenza anche della scelta dell'imperfezione iniziale;
- il carico critico è superiore al carico sollecitante F_{Ed} .

In Figura 4.39b, si riporta la curva carico-spostamento orizzontale (nel piano), calcolato all'angolo superiore sinistro del frame: si noti come anche in presenza dell'imperfezione iniziale il legame sia in pratica lineare fino al valore del carico sollecitante F_{Ed} , per poi divenire non lineare, come conseguenza dell'incremento degli spostamenti fuori piano e della diffusa plasticizzazione del telaio.

Risulta evidente che gli approcci precedenti non garantiscono un livello di approssimazione ottimale, poiché essi trascurano gli importanti spostamenti nel piano della HC ed il conseguente incremento di sollecitazioni di trazione nell'asta del telaio, ma tengono conto esclusivamente della possibile instabilità del pannello. Nella modellazione tridimensionale viene invece considerata la reale risposta al carico esterno dell'intera HC e quindi delle specifiche condizioni al contorno del telaio.

Come si può notare l'andamento delle tensioni principali minime (Figura 4.40a) è in prevalenza lungo la diagonale compressa; così come ha direzione diagonale la risultante delle tensioni normali e tangenziali, pari a 1621 kN, valutata considerando un piano di sezione verticale (Figura 4.40b).

Le tensioni principali massime al centro del pannello, per la lastra più esterna, sono pari a 8.92 MPa (Figura 4.40b). Conseguenza che il pannello con ogni probabilità si

instabilizza prima del raggiungimento del valore di resistenza a trazione. Inoltre, l'esiguo valore della tensione principale massima al centro della piastra dimostra che l'instabilità si manifesta per la geometria della configurazione. In ogni caso, sono state escluse le elevate concentrazioni di tensione lungo i bordi, derivanti dalla definizione dei vincoli *tie*.

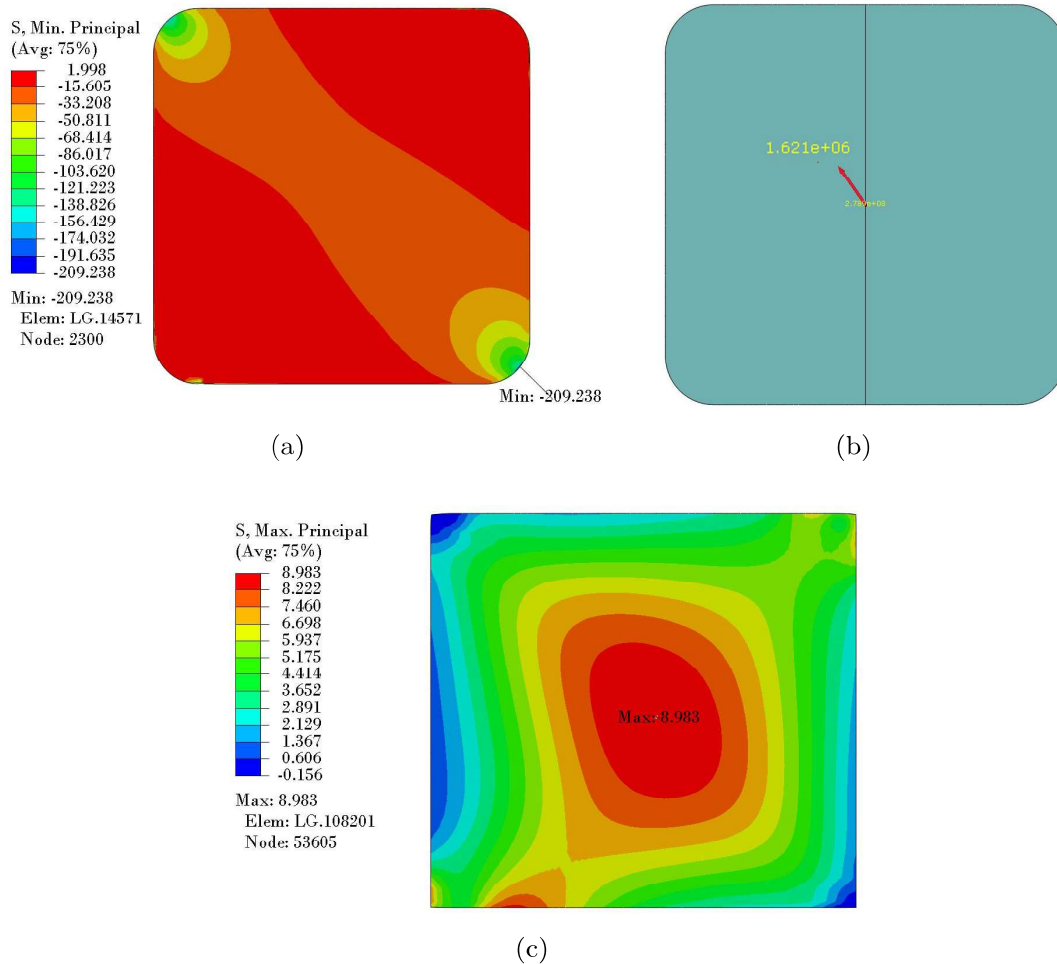


Figura 4.40: Pannello LG (a) tensioni principali minime [MPa]; (b) risultante delle tensioni, rispetto ad un piano di sezione verticale, diretta lungo la diagonale 1621 kN (unità di misura in figura [N]); (c) tensioni principali massime al centro del pannello [MPa].

In Tabella 4.14 si riportano i valori del carico limite orizzontale secondo i diversi modelli considerati. Come già sottolineato, i modelli 1D e 2D trascurano i rilevanti spostamenti orizzontali nel piano della cella, e non considerano il conseguente aggravio di sollecitazione nel telaio per gli spostamenti orizzontali che si verificano. In particolare il modello 2D fornisce un carico limite a sfavore di sicurezza, mentre il modello 1D può essere usato per una prima stima della resistenza al *buckling* del pannello caricato lungo la diagonale. Come si vedrà nel successivo paragrafo, nel caso di cella con telaio sottile e pannello in LG costituito da cinque lastre, il carico ultimo con vetro in fase di pre-rottura non è legato alla resistenza del pannello in vetro ma alla plasticizzazione del telaio.

Tabella 4.14: Confronto verifiche di stabilità. F_{Ed} carico orizzontale di progetto, H_1 carico limite orizzontale modello semplificato 1D, H_2 carico limite modello 2D, H_3 carico limite orizzontale modello 3D.

F_{Ed}	H_1	H_2	H_3
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
500	1228	1817	1145

4.4 Considerazioni sulla capacità ultima del diaframma ibrido con vetro stratificato integro

Al fine di valutare la capacità del modulo di HC, il modello 2D (con vincoli *tie*) descritto al §4.1.5 è stato sottoposto ad un carico orizzontale crescente. In Figura 4.41, si riporta il grafico carico-spostamento orizzontale, l'analisi è arrestata per un valore del carico orizzontale pari a 1074 kN (inferiore al carico limite per *buckling* del modello 3D, Tabella 4.14). Si evidenzia che l'andamento ricalca il comportamento elasto-plastico incrudente del telaio in acciaio: infatti per un carico orizzontale di $F_y = 996$ kN si ha la plasticizzazione della colonna per la sollecitazione normale di trazione, che segna il limite di comportamento lineare per uno spostamento orizzontale $x_y = 12.93$ mm. Lo spostamento laterale normalizzato rispetto all'altezza (*drift*) al limite elastico $d_{r,y} = 0.42$ %, risulta superiore al valore dello 0.3% previsto dalla linea guida FEMA [98] per strutture reticolari in acciaio con controventi concentrici.

Invece, considerando lo spostamento ultimo $x_u = 99.56$ mm, si ha un massimo *drift* di $d_{r,u} = 3.22$ %, valore nuovamente superiore a quello previsto dalle FEMA [98] le quali forniscono, nel caso di strutture reticolari e controventi concentrici, un valore pari a 1.1% se ordinarie e 2% se speciali.

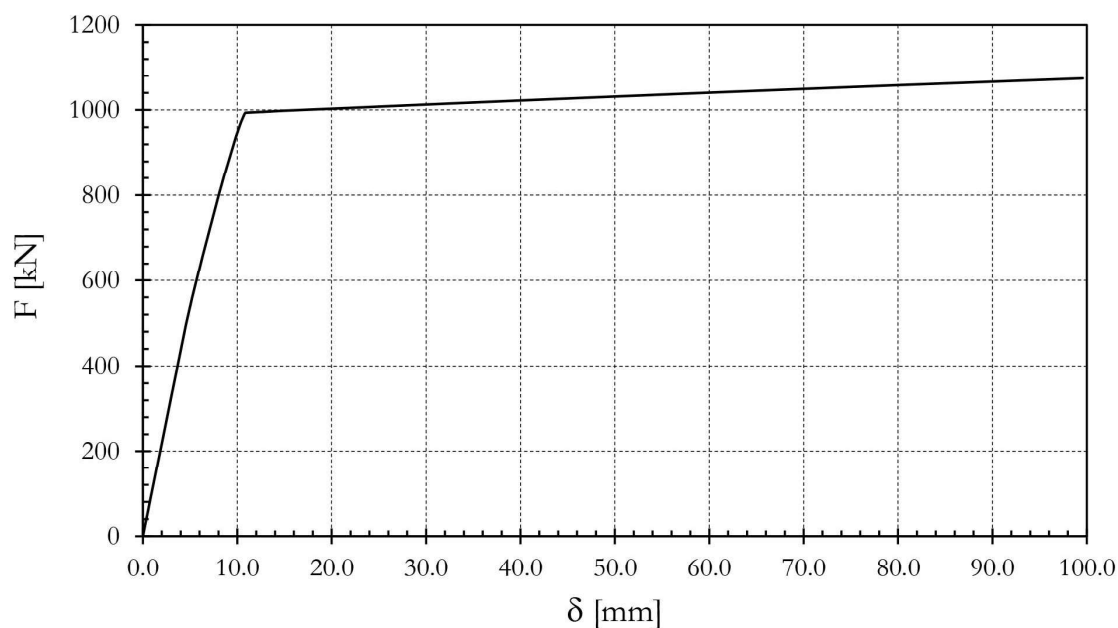


Figura 4.41: Curva carico-spostamento orizzontale.

Lo stato di sforzo per il carico considerato è riportato in Figura 4.42: come si può

osservare, i valori di tensione principale minima e massima sono inferiori ai valori di resistenza nominale del vetro, ne consegue che il pannello rimane integro per l'azione considerata.

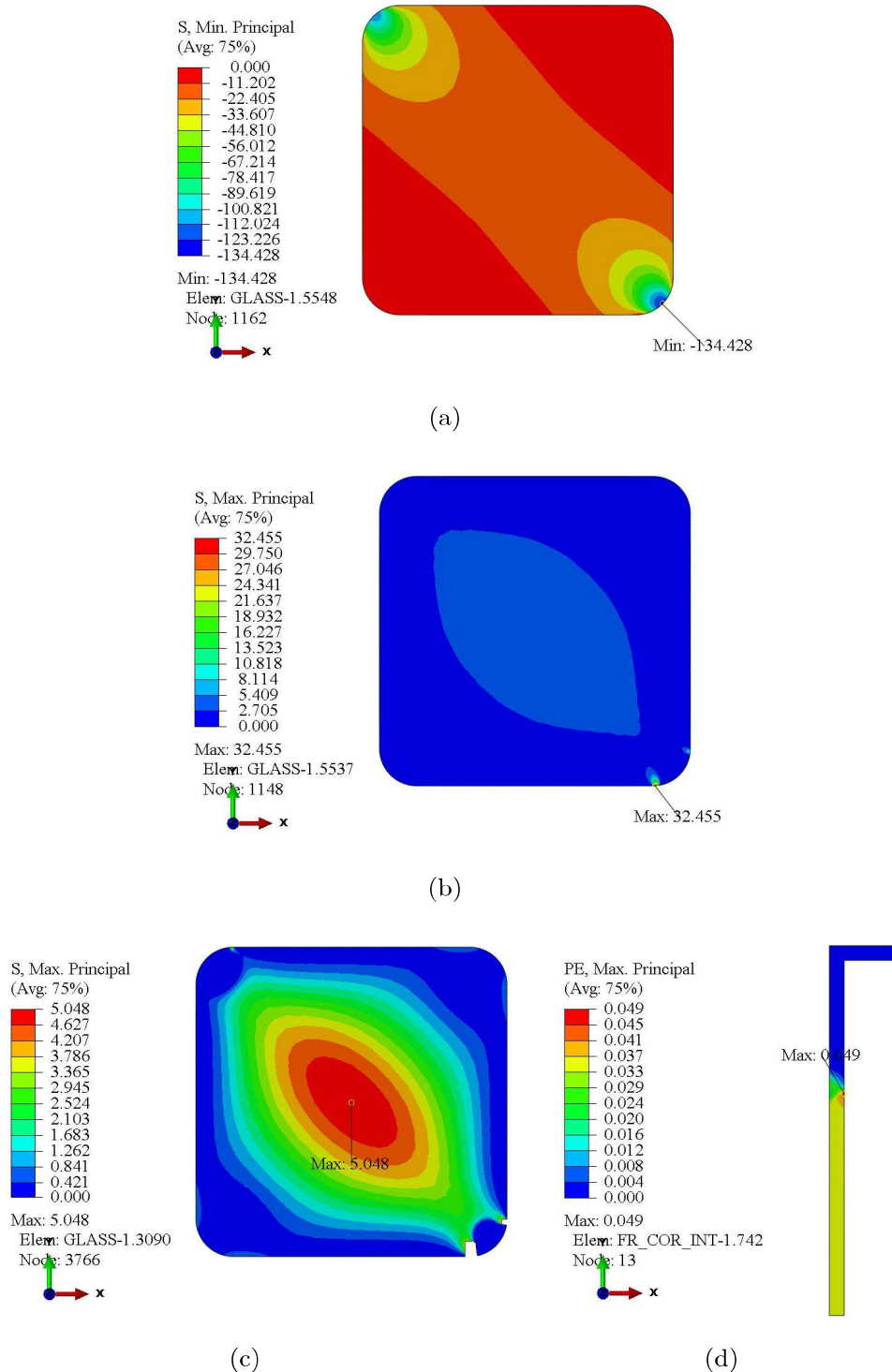


Figura 4.42: Stato di tensione [MPa] per un carico pari a 1074 kN (a) tensioni principali minime; (b) tensioni principali massime; (c) tensioni principale massime escludendo gli elementi di bordo con concentrazioni di tensione non realistiche; (d) deformazione plastica nella colonna in trazione del telaio.

La capacità ultima non risulta quindi connessa a rottura del vetro o a fenomeni

di instabilità ma alla plasticizzazione del telaio in acciaio²⁵. La colonna del telaio, per il carico considerato, raggiunge un valore di deformazione plastica pari al 4.9% (Figura 4.42d) quindi inferiore al valore ultimo pari al 15% (Figura 3.11).

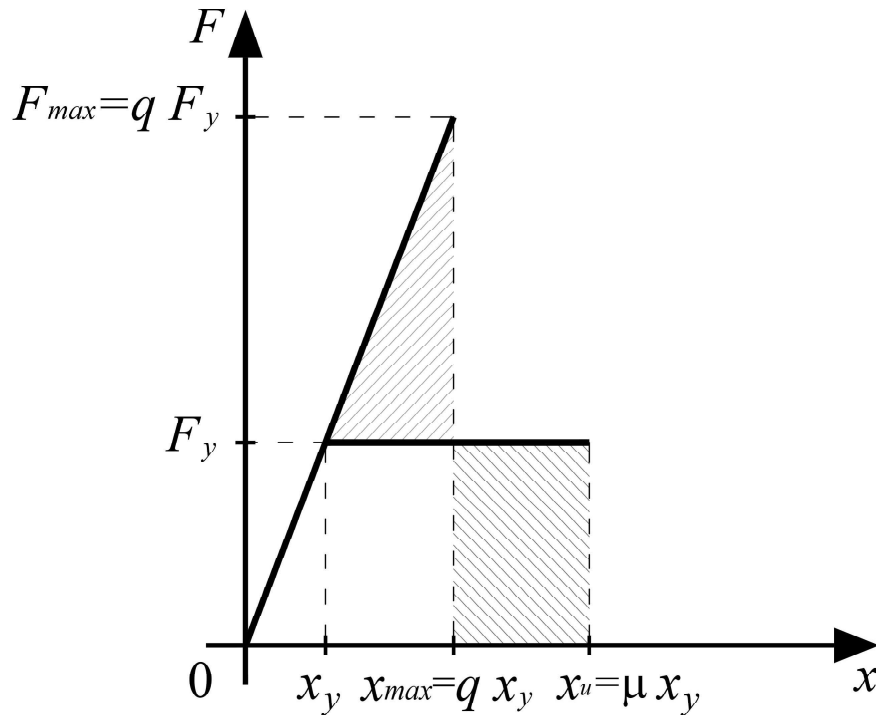


Figura 4.43: Rappresentazione schematica del criterio energetico per la stima del coefficiente di comportamento q . Affinché le aree sottese le due curve siano equivalenti, devono essere equivalenti le aree non comuni (tratteggiate).

Tradizionalmente, nell'ambito del progetto delle strutture sollecitate da azioni sismiche, si usa il parametro q , fattore di comportamento [99, 100], rappresentativo delle capacità dissipative di un sistema. Generalmente il fattore di comportamento per sistemi dissipativi costituiti da materiali tradizionali varia tra 2 e 5 (nel caso di strutture in acciaio), mentre il valore 1.5 rappresenta un limite per le strutture poco dissipative. Infine per le strutture fragili tale valore è unitario (non potendo dissipare l'energia in ingresso). Il coefficiente di comportamento può essere stimato ricorrendo al *criterio energetico* per sistemi strutturali con periodo di vibrazione compreso nell'intervallo di massima ampiezza dello spettro sismico [101]. Per tali periodi, considerando un sistema ad un grado di libertà, il coefficiente di comportamento esprime l'equivalenza energetica tra l'energia del sistema ipotizzato indefinitamente elastico e quella dissipata dallo stesso oscillatore ma con comportamento elastico-perfettamente plastico. Tale relazione si traduce, con riferimento alla Figura 4.43, con l'equivalenza delle aree sottese dalle due curve.

Dato uno spostamento x_u che può raggiungere il sistema non lineare sottoposto a

²⁵Si suppone che la connessione in fondazione e tra i diversi moduli di cella siano progettate per livelli di sollecitazioni superiori alle capacità dell'elemento verticale del telaio.

carichi sismici, il coefficiente di comportamento q ed il corrispondente rapporto di duttilità μ sono definiti come

$$q = \frac{F_{max}}{F_y}, \mu = \frac{x_u}{x_y} \quad (4.21)$$

ed il bilancio energetico schematizzato in Figura 4.43 conduce a

$$q = \sqrt{2\mu - 1} \geq 1. \quad (4.22)$$

Per gli spostamenti valutati (x_y, x_u) si ottiene $\mu = 7.70$ che, sostituito nell'equazione (4.22), fornisce un fattore di comportamento $q = 3.80$.

In conclusione, il modulo di HC risulta un elemento con comportamento sicuramente non fragile, grazie all'uso combinato acciaio e LG.

Il fattore di comportamento è stato valutato facendo alcune ipotesi semplificative:

- non sono state considerate imperfezioni iniziali;
- le connessioni degli elementi costituenti il telaio sono state considerate perfette (perfetta solidarietà tra gli elementi verticali e orizzontali);
- il vincolo offerto dalle fondazioni è stato considerato ideale;
- non è stata considerata l'interazione con la struttura esistente.

Il risultato è comunque di rilievo, poiché evidenzia che una struttura principalmente in vetro può manifestare capacità dissipative significative, dovute al fatto che il collasso è legato non ad un meccanismo di tipo fragile, come la rottura del pannello in LG, ma alla plasticizzazione dell'asta tesa del telaio.

Ne deriva che gli elementi ibridi in LG, contornati da telai in acciaio, possono essere progettati favorendo questo possibile collasso dell'asta tesa e quindi con sezioni del telaio trasversale ridotte, secondo un approccio che potrebbe essere denominato “*di pannello forte-telaio debole*” .

COMPORTAMENTO POST-ROTTURA

La conoscenza approfondita del comportamento post-rottura di elementi in LG caricati nel piano è necessaria al fine di poter valutare le capacità residue delle HC anche in caso di rottura di tutte le lastre di cui sono costituiti i pannelli. In questo capitolo viene esaminato un approccio semplificato per valutare la risposta di pannelli in LG caricati nel piano ed in particolare per stimarne la rigidità residua. Una parte dei risultati presentati nel presente capitolo sono stati pubblicati in [102, 103].

L'analisi e la modellazione della risposta meccanica in fase di post-rottura presenta notevoli difficoltà ad almeno due livelli di scala di indagine. Alla scala *microscopica* del materiale, la modellazione del meccanismo dinamico di frattura è problematica [104, 105]. Come già esposto in §2.1.1, lo stato di coazione dovuto al processo di tempera provoca un subitaneo rilascio di energia elastica, producendo un tipo di frammentazione che dipende sia dallo spessore che dallo stato tensionale indotto [106] come evidenziato dalle misurazioni fotoelastiche [107]. Le misurazioni sperimentali effettuate con una fotocamera ad alta velocità [108] hanno messo in luce la formazione di un percorso di frattura complesso a partire da una concentrazione di tensione di innesco localizzata, solo qualitativamente prevista da un approccio LEFM. Alcuni studi hanno dimostrato che la forma e la dimensione dei frammenti risultanti sono correlati all'energia elastica *post-mortem* [109, 110], cioè l'energia che rimane immagazzinata nei frammenti ottenuti. In ogni caso, lo studio della frattografia di materiali fragili è un compito molto complicato, che richiede sofisticati metodi di analisi [111].

Alla scala *mesoscopica*, si deve considerare la delicata interazione dei frammenti di vetro con l'intercalare polimerico. Le proprietà di adesione possono essere valutate con i test *Through-Cracked-Tensile* (TCT) [112], sfruttando anche le proprietà fotoelastiche dell'intercalare per la misurazione dello stato tensionale durante il processo di delaminazione [113]. La modellazione della risposta del polimero sottoposto a grandi deformazioni a trazione è difficoltosa, poiché richiede un approccio non lineare che tenga conto della dipendenza dalla velocità di deformazione e dal verificarsi di danni [114].

Le indagini sperimentali [115, 116, 117] hanno mostrato che la risposta per la fase post-rottura è influenzata

- dalla rigidità dell'intercalare (tipo di polimero, temperatura, tipo e durata caratteristica delle azioni applicate [118, 119]),
- dall'adesione tra vetro-intercalare e dal livello di delaminazione [120],
- dalla tipologia di carico (impulsivo o quasi statico) e dispositivi di vincolo [121].

In particolare, la parziale delaminazione tra vetro e polimero, riducendo il vincolo e consentendo al polimero di ammorbidirsi e deformarsi [122], assorbe una significativa quantità di energia [123, 124].

La situazione si complica ulteriormente nel caso di carichi impulsivi in conseguenza di un'onda d'urto o di un impatto da corpo duro [125], specialmente nel caso di facciate con supporti puntuali [126]. In tali casi, si rende necessaria la valutazione della quantità di energia che può essere dissipata nel rapidissimo processo di delaminazione. In particolare, il processo di rottura può produrre un drastico decadimento della rigidità di travi in LG, con la conseguente diminuzione del carico critico di instabilizzazione per flessione [127].

Quando un elemento in LG è rinforzato dall'adesione con elementi in acciaio inossidabile nella zona sottoposta a trazione [128] o quando elementi metallici sono inseriti durante il processo di laminazione [129], la distribuzione tensionale risulta, chiaramente, fortemente influenzata; le tensioni di trazione si distribuiscono non solo nel vetro ma anche negli ulteriori elementi di rinforzo inseriti.

Ad ogni modo, come dimostrato dalle esperienze sperimentali e dalla modellazione [130, 123], un aspetto chiave che influenza la capacità post rottura è rappresentato dalla forma e dalla grandezza dei frammenti di vetro [131]. Risulta evidente quanto sia arduo seguire il percorso di frattura considerando molte migliaia di frammenti in un codice FEM, tenendo inoltre in considerazione le complesse proprietà di adesione tra vetro e intercalare polimerico.

Per tale ragione sono stati proposti diversi approcci semplificati, sebbene a livello qualitativo [132, 133, 134]. Un modello analitico è stato recentemente proposto da *Galuppi e Royer Carfagni* per il LG costituito da lastre di TTG usando tecniche di omogeneizzazione alla *Hashin* [135], con il fine di fornire una semplice formula per la rigidità efficace (o equivalente) nel post-rottura dell'elemento sotto carichi di trazione uniassiale [131] e equi-biassiale [136]. In un approccio di tale tipo, si assume che sia noto a priori quale sia lo stadio di rottura/delaminazione, al fine di ricercare le proprietà meccaniche residue. Un aspetto cruciale è rappresentato dal fenomeno di *tension stiffening* dell'intercalare per mezzo dell'adesione polimero-vetro, richiedendo considerazioni sulla diffusione delle tensioni dalla regione del polimero libera a quella incollata al vetro.

In generale, per la fase post-rottura del LG si distingue la risposta per azioni fuori dal piano e nel piano. Per la flessione fuori piano, *Kott e Vogel* [133] hanno notato l'analogia con la meccanica del conglomerato cementizio armato: il momento flettente è equilibrato dalle tensioni di compressione dovute al contatto diretto dei frammenti e dalle tensioni di trazione nell'intercalare polimerico, irrigidito a trazione dall'adesione con i frammenti di vetro che agiscono come le armature di rinforzo [137].

Per quanto concerne le capacità nel piano, studi sperimentali [121, 138] hanno

dimostrato che il LG danneggiato può dissipare energia sottoposto a carichi ciclici fuori piano (Figura 5.1), esibendo una risposta *isteretica* grazie al contatto coesivo polimero-vetro. Ciò suggerisce che le HC progettate al fine di rimanere in campo elastico per moderati terremoti, giungano a rottura nel caso di eventi sismici di maggiore intensità dissipando energia. L'approccio ingegneristico proposto nei seguenti paragrafi parte considerando che il pannello in LG sia rotto con un minuto *pattern* di rottura. Questa situazione rappresentativa della fase post-rottura del TTG caratterizzata dalla presenza di frammenti relativamente minuti, formati a causa del subitaneo rilascio di energia immagazzinato a seguito del trattamento termico, può essere estesa, in alcune circostanze, anche al HSG²⁶.

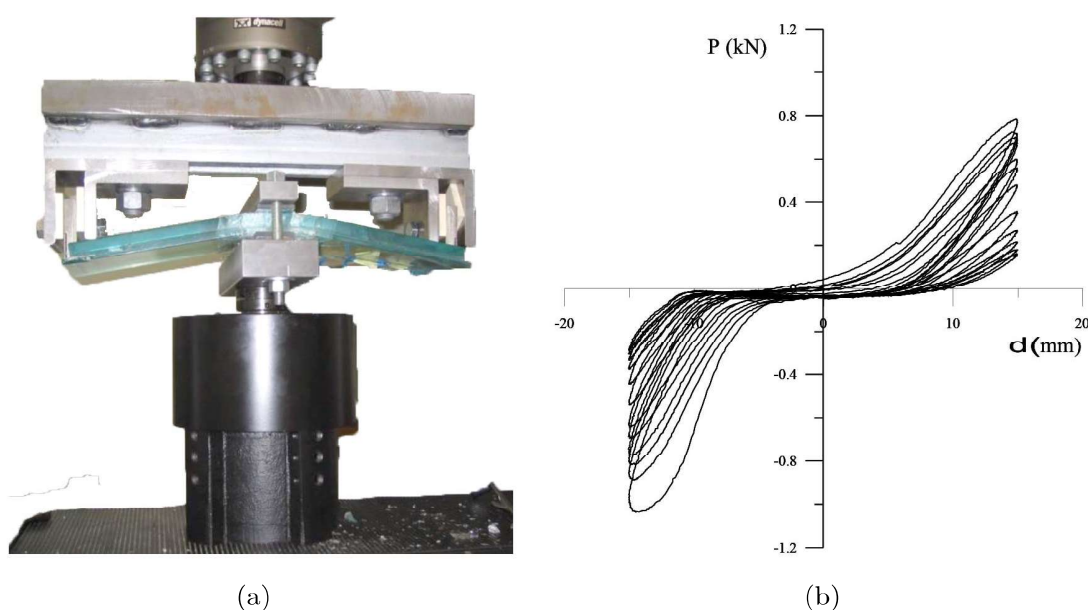


Figura 5.1: Flessione ciclica di LG in fase post-rottura [138] (a) prova sperimentale; b) ciclo isteretico.

Il metodo si basa su un approccio *micro-macro*, che dapprima analizza la cella elementare costituita da un solo frammento in vetro parzialmente incollato all'intercalare, e dopo considera un insieme di celle. Viene inoltre presentata un'analisi numerica qualitativa del processo di delaminazione per carichi ciclici il cui scopo non è quello di fornire uno strumento accurato per seguire l'evoluzione in tutte le sue complessità, ma piuttosto per riconoscere, in casi paradigmatici, alcuni aspetti qualitativi che sono utili per l'approccio semplificato presentato. Considerando una ragionevole ipotesi per lo stato tensionale nell'intercalare in parziale contatto con il vetro, si ottiene una formula per la stima del limite inferiore per la rigidezza equivalente del pannello rotto. Questa formula è validata tramite il confronto con i risultati di indagini numeriche al variare di parametri geometrici (lo spessore dell'intercalare, la dimensione del frammento di vetro), la forma del frammento di

²⁶Come è stato evidenziato in §3.1, la dimensione dei frammenti alla rottura dei pannelli risulta funzione dell'energia elastica immagazzinata [55], ne deriva che un uso combinato di TTG e HSG, può comportare un maggiore immagazzinamento di energia e di conseguenza una più minuta frammentazione del vetro indurito termicamente.

vetro e della regione adesa vetro-intercalare. Da queste analisi è possibile stimare le proprietà meccaniche medie per il pannello rotto. Una volta identificate le proprietà macroscopiche, è possibile usare modellazioni FEM standard per valutare il comportamento di un sistema complesso.

5.1 Modello semplificato

Per il vetro trattato termicamente, che si frammenta in piccoli pezzi di dimensione comparabile allo spessore della piastra, formando una trama a mosaico sostanzialmente uniforme (Figura 5.2a), le tecniche di omogeneizzazione rappresentano un approccio conveniente. Il problema del modello considerato è quello di un elemento in LG costituito da due piastre di vetro rotto. Si assume che la modalità di rottura sia speculare nei due strati, tale assunto è a vantaggio di sicurezza perché corrisponde alla minima rigidità a trazione in fase di post-rottura, come confermato da diversi studi [116, 139].

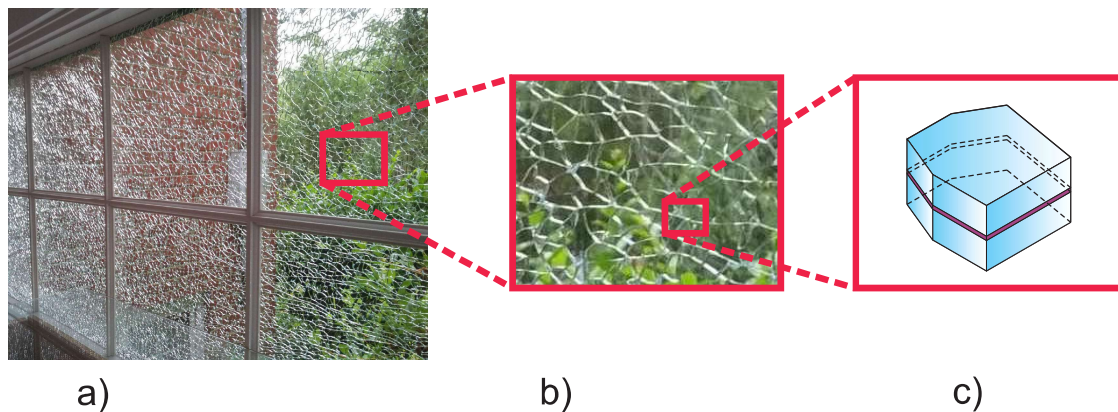


Figura 5.2: a) Pannello rotto di LG costituito da vetro trattato termicamente, b) elemento di volume rappresentativo and c) cella elementare (singolo frammento).

Come osservato in [132, 140], la delaminazione vetro intercalare gioca un ruolo decisivo sulla risposta a trazione²⁷, perché consente l'allungamento dell'intercalare: se non ci fosse delaminazione, la deformazione dell'intercalare sarebbe localmente infinita, conducendo ad uno strappo istantaneo. D'altra parte, le tensioni di compressione possono essere sostenute dal contatto tra i frammenti di vetro: perciò il modulo di *Young* è uguale a quello del LG intatto²⁸. In conclusione, il pannello di vetro rotto può essere modellato con un materiale bimodulo [142], con il modulo elastico del vetro in compressione e il modulo equivalente dell'intercalare in trazione. Comunque, come discusso in [143, 144], mentre la risposta è facilmente valutata quando le tensioni principali sono entrambe positive o negative,

²⁷La risposta a trazione, governata dalle proprietà meccaniche dell'intercalare e dall'adesione con il vetro, può essere determinata sperimentalmente con, e.g., test "Compression Shear" [141] o "Through-Cracked-Tensile" [139, 113].

²⁸Questo assunto è valido finché non c'è un completo distacco di alcuni frammenti dall'intercalare, e/o instabilità del vetro sottoposto a compressione. Considerando che si stanno considerando solo elementi caricati nel piano, ci si aspetta che la regione di contatto tra i frammenti sia grande e le tensioni di compressione limitati.

la risposta per taglio puro, interpretata dal modulo efficace a taglio, è di difficile determinazione.

5.1.1 Cella elementare

Per un pannello in LG rotto (Figura 5.2a) caricato nel piano con condizioni al contorno arbitrarie, si può definire un elemento di volume rappresentativo (*Representative Volume Element*, RVE) che includa un campione di tutte le eterogeneità [145, 146]: per il caso in esame, dovrà contenere un discreto numero di frammenti (Figura 5.2b). All'interno del RVE, supposto in uno stato piano di tensione, i frammenti di vetro sono o connessi dall'intercalare oppure in contatto diretto. Dal momento che il *pattern* di rottura è casuale, ogni cella elementare, rappresentata in Figura 5.2c, ha, in generale, una forma irregolare. Con riferimento alla Figura 5.3a: (x, y) è il sistema di riferimento nel piano medio del RVE, con assi paralleli alle direzioni principali di tensione alla scala macroscopica, con le corrispondenti tensioni principali σ_x e σ_y . Ponendo l'attenzione sulla generica cella elementare evidenziata in Figura 5.3b, si può osservare che le compressioni possono essere equilibrate dal contatto diretto anche se i bordi non sono ortogonali per la presenza dell'attrito che in generale è crescente all'aumentare dell'irregolarità dei bordi. Il problema alla microscala quindi consiste nella determinazione della risposta a trazione tenendo in conto la regione incollata dell'intercalare, la forma è a priori incognita.

5.1.2 Forma della interfaccia adesa vetro-intercalare

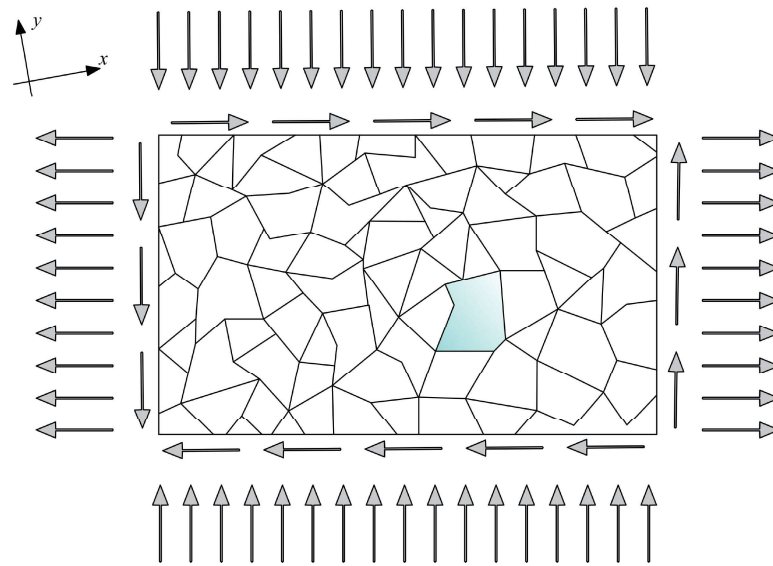
Sottoposto ad un carico incrementale, e ancor di più sotto carichi ciclici, l'elemento presenta una progressiva delaminazione, con conseguente redistribuzione dello sforzo nell'intercalare. La dimensione e la forma della regione adesa vetro-intercalare dipende chiaramente dal tipo di carico, dalla dimensione del frammento, e dalle proprietà viscoelastiche dell'intercalare [119], influenzate dalla temperatura e umidità ambientale [147, 122] e dalla velocità di carico [148].

Si consideri, in via preliminare, il caso di una cella quadrata, i cui bordi sono paralleli alle tensioni principali. Sottoposte ad un carico di trazione uniassiale, le fessure parallele alla direzione di carico sono soggette ad una tensione di apertura nulla o negativa (dovuta alla contrazione laterale dell'intercalare), si tratta del problema monodimensionale di Figura 5.4a, già analizzato in [119], dove la rigidità equivalente è governata dall'estensione della zona delaminata.

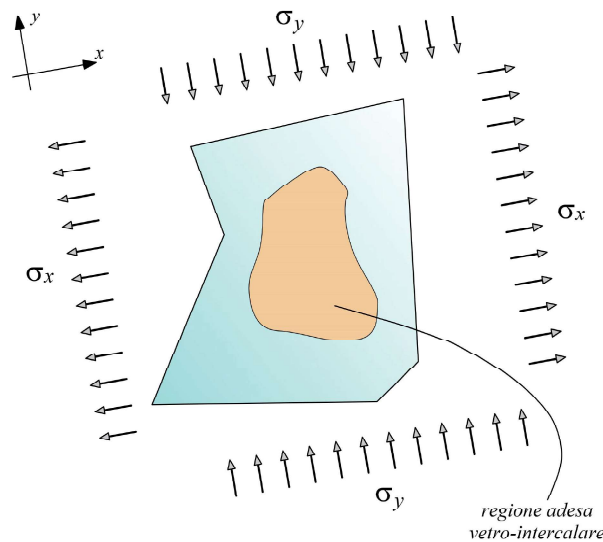
Nel caso di un carico equibiassiale, come mostrato in Figura 5.4b, il problema è stato analizzato in [136], dove è stato dimostrato che la zona adesa, inizialmente quadrata con angoli arrotondati tende a diventare circolare con l'incremento monotono del carico.

In caso di generico carico di trazione biassiale, può essere dedotto che la regione adesa, inizialmente rettangolare con gli angoli arrotondati, diviene ellittica con proporzioni che dipendono dalle due tensioni principali (Figura 5.4c). In caso di carichi ciclici, che mantengono lo stesso rapporto tra le tensioni principali, la forma attesa della regione adesa è la stessa di quella sottoposta a carico monotono perchè la delaminazione non viene modificata dopo il primo picco di carico.

La situazione è molto differente nel caso di taglio puro ciclico nel piano, corrispondente al caso di tensioni di trazione in una direzione e uguale compressione nella



(a)



(b)

Figura 5.3: (a) Stato tensionale e sistema di riferimento per RVE; (b) cella elementare con indicate le tensioni principali.

direzione ortogonale (Figura 5.4d). Alternando lo stato di sforzo, ci si attende la progressiva delaminazione nelle due direzioni, si potrebbe chiedere se la forma della regione adesiva, nel lungo periodo, diventi comparabile al caso al carico monotono equibiassiale.

5.1.3 Valutazione numerica della delaminazione sotto carico ciclico di taglio puro

Al fine di valutare la forma della regione adesiva in caso di carico di taglio puro ciclico, sono state svolte analisi tridimensionali per mezzo del software ABAQUS [76]. Si consideri una cella elementare quadrata di dimensioni 200 mm × 200 mm, costituita da due strati in vetro di 10 mm di spessore e connesse da un intercalare di 2 mm di spessore. Nel modello schematicamente rappresentato in Figura 5.5a, solo metà cella è stata oggetto di modellazione sfruttando la simmetria rispetto

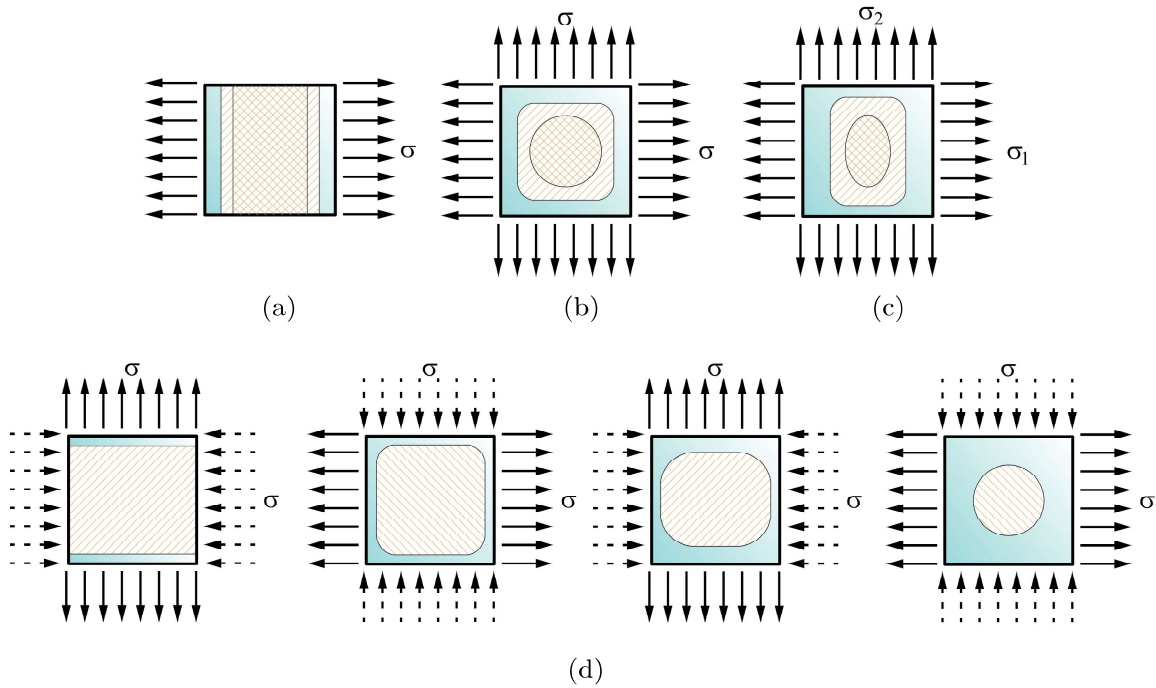


Figura 5.4: Forma ipotizzata per la regione adesa vetro-intercalare, evidenziata con tratteggio, per (a) carico uniassiale [131], (b) carico equibiaxiale [136], (c) carico biaxiale con $\sigma_1 > \sigma_2$. (d) Risultati qualitativi nel caso di taglio ciclico.

al piano medio. Per gli strati in vetro e per l'intercalare sono stati usati elementi solidi lineari a 8 nodi con integrazione ridotta (C3D8R) con *enhanced hourglass control* attivo. Il modello di materiale elastico lineare isotropo è stato assunto sia per il vetro (modulo di *Young* $E_G = 70$ GPa e coefficiente di *Poisson* $\nu_G = 0.22$) che per l'intercalare polimerico (modulo di *Young* secante E_P nell'intervallo $100 \div 200$ MPa e coefficiente di *Poisson* $\nu_P = 0.49$). L'interfaccia tra vetro e polimero è stata modellata con uno strato di spessore 0.001 mm (vedi Figura 5.5a) costituito da elementi coesivi 3D ad 8 nodi (COH3D8). L'intercalare della cella è stato sottoposto a trazione, alternativamente in una direzione e in quella ortogonale, considerando che la contrazione laterale del polimero è impedita dalla presenza dei frammenti adiacenti.

Seguendo [149], si assume che l'adesione sia governata da una legge coesiva tensione σ vs. δ apertura di tipo triangolare (TSL, *Triangular Separation Law*)²⁹ di Figura 5.5b. La TSL è definita da tre parametri indipendenti, scelti tra il picco di tensione σ_0 , il corrispondente valore dello spostamento δ_0 , l'apertura critica δ_c e l'energia di frattura G_c rappresentata dall'area del triangolo. Come suggerito in [140] si assume il rapporto $\delta_0/\delta_c = 0.5$. Gli altri parametri dipendono fortemente dal tipo di adesione e dalla velocità di carico [140, 148, 149]. Quindi riferendosi a valori reperibili in letteratura [140, 148, 149], l'energia di frattura G_c è stata assunta nell'intervallo $150 \div 750$ J/m², mentre il valore della tensione di picco compresa tra 3 e 7.5 MPa. A causa della mancanza di dati sperimentali per il modo misto, cioè in presenza di tensione normale al piano (σ_n) e tangenziali (τ_s e τ_t); seguendo [148] si assume un criterio di tensione nominale quadratico per l'iniziazione del

²⁹Tale assunto è fatto nell'ottica di valutare in maniera qualitativa la forma adesa per carichi alternati, la valutazione accurata non è tra gli scopi della presente ricerca.

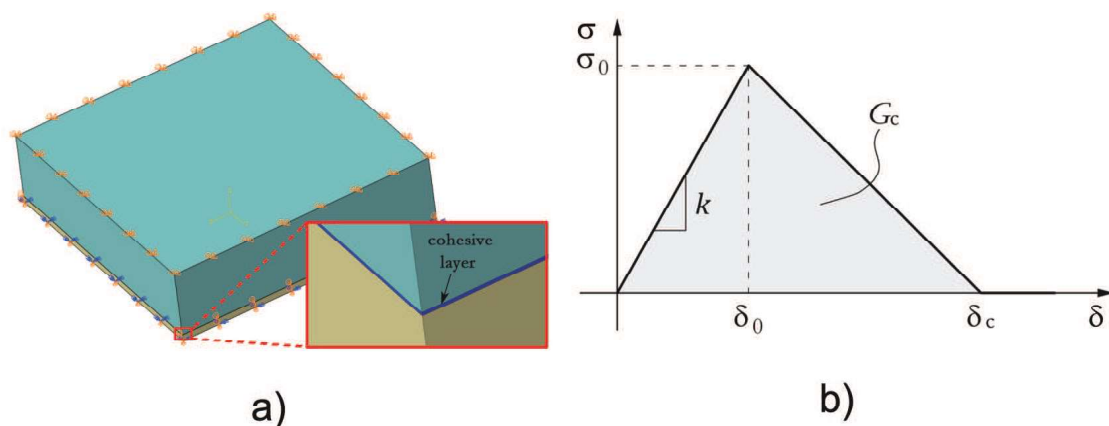


Figura 5.5: a) Modello 3D di una cella elementare rappresentativa isolata da due fessure consecutive. L'ingrandimento mostra lo strato di elementi coesivi definiti all'interfaccia vetro-polimero. b) Rappresentazione qualitativa della legge coesiva tensione σ vs. δ apertura assunta nelle analisi numeriche.

danno, espresso dall'equazione

$$\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_{n,0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_{s,0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_t}{\tau_{t,0}}\right)^2 = 1, \quad (5.1)$$

dove $\sigma_{n,0}$, $\tau_{s,0}$ e $\tau_{t,0}$ sono, rispettivamente, la tensione normale e quelle tangenziali di picco, mentre σ_n , τ_s e τ_t sono i valori di sforzo in un dato istante. Inoltre le rigidezze iniziali normali e tangenziali sono imposte uguali, ma con differenti valori della tensione di picco.

La storia di carico è stata divisa in diversi *step*, trascurando, in prima approssimazione, la dipendenza dal tempo delle proprietà elastiche dell'intercalare. Nelle Figure 5.6 e 5.7, sono mostrati i risultati delle analisi numeriche al variare dei parametri della TSL. In grigio sono mostrate le regioni che presentano un completo distacco del polimero dal vetro. Dal confronto delle suddette Figure, si nota che una leggera modifica dei parametri coesivi fornisce una risposta qualitativamente differente, e, in particolare, diverse forme dell'area adesa. In ogni caso, è possibile trarre delle conclusioni di ordine generale. Nel primo step di carico, la delaminazione si verifica nella direzione ortogonale al carico, mentre nei successivi step l'area incollata assume una forma quadrata con gli angoli arrotondati. Il carico corrispondente all'inizio del processo di delaminazione, così come l'evoluzione della zona adesa, è fortemente influenzato dal rapporto tra la rigidezza degli elementi coesivi e quella dell'intercalare, e dal valore della tensione di picco. Nonostante le diverse incertezze evidenziate, si può concludere che la dimensione e la forma della zona adesa in seguito a carichi alternati, evidenzia un fenomeno di *adattamento*. Inoltre, alla lunga la regione incollata tende a regolarizzarsi e diviene arrotondata, così confermando, almeno a livello qualitativo, i risultati attesi discussi precedentemente e mostrati in Figura 5.4.

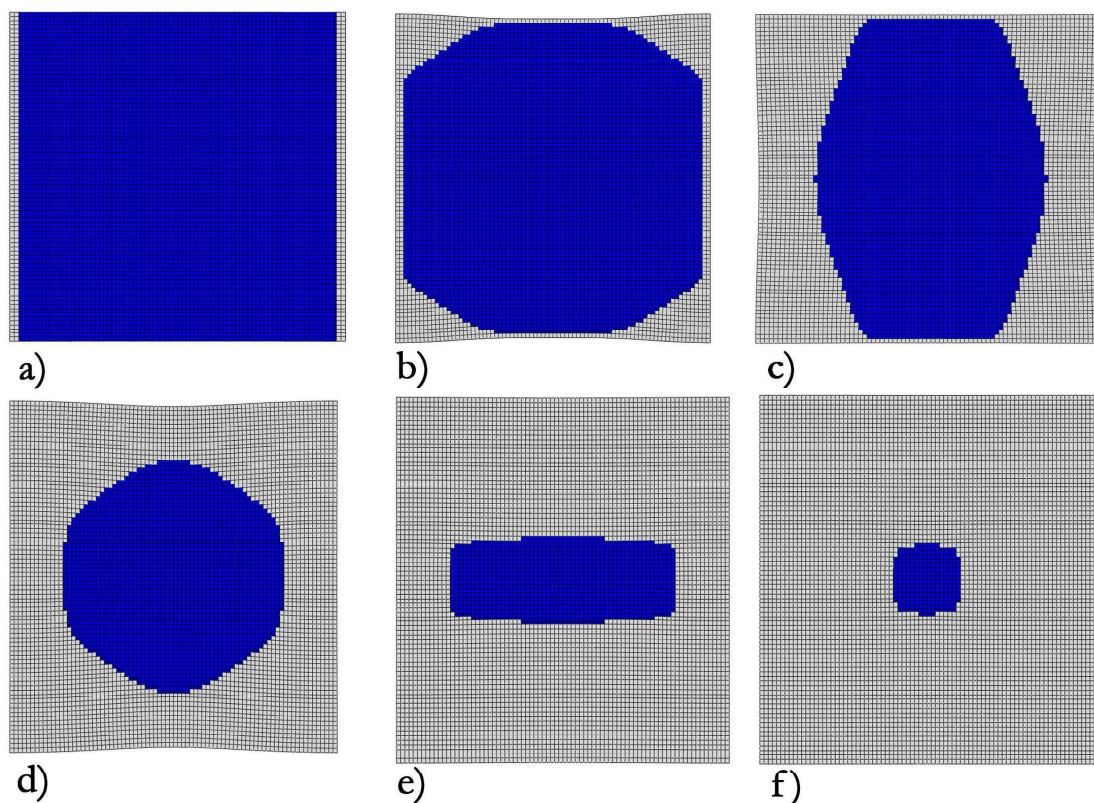


Figura 5.6: Evoluzione della regione delaminata: a) al termine del primo step di carico; b) al termine del secondo step di carico; c) al termine del terzo di carico; d) durante il quarto step di carico; e) al termine del quarto step di carico; f) al termine del sesto step di carico. Parametri assunti per la legge coesiva: $\sigma_0 = 7.5$ MPa, $\tau_0 = 3.5$ MPa, $\delta_c = 0.2$ mm.

5.2 Risposta della cella elementare

La rigidezza equivalente del pannello in LG rotto può essere valutata analiticamente estendendo l'approccio proposto in [131, 136] al caso di carico di trazione generico nel piano. Per quanto, come discusso in §5.1, risulta difficoltoso determinare in maniera precisa la forma della regione adesiva, si può impiegare un approccio ingegneristico.

5.2.1 Stato tensionale

Si consideri la cella elementare di Figura 5.8a dove una porzione dell'intercalare di spessore t_{int} , con forma convessa arbitraria, incollata al frammento di vetro in una regione arbitraria centrale, soggetta ad uno stato piano di tensione omogeneo. Si indichino con x e y le direzioni principali delle tensioni principali σ_x e σ_y . Dal momento che gli sforzi di compressione sono sostenuti dai frammenti di vetro, si considerino solo gli sforzi positivi, indicati come $\bar{\sigma}_x = \langle \sigma_x \rangle$ e $\bar{\sigma}_y = \langle \sigma_y \rangle$, rispettivamente, dove $\langle a \rangle = a$ se $a > 0$, zero in caso contrario.

Lo stato tensionale nell'intercalare è molto complesso. Analisi numeriche 3D sono state svolte in via preliminare con ABAQUS per valutare la diffusione degli sforzi tra la regione incollata e distaccata facendo riferimento a casi paradigmatici. Il caso più semplice è quello di Figura 5.9, che mostra lo stato tensionale (σ_x e σ_y sono mostrati sul lato sinistro e destro, rispettivamente) in una cella quadrata (lato 50 mm), con intercalare di spessore $t_{int} = 2$ mm incollato al vetro in una regione circolare di raggio 15 mm. Nuovamente, sia il vetro che l'intercalare sono modellati

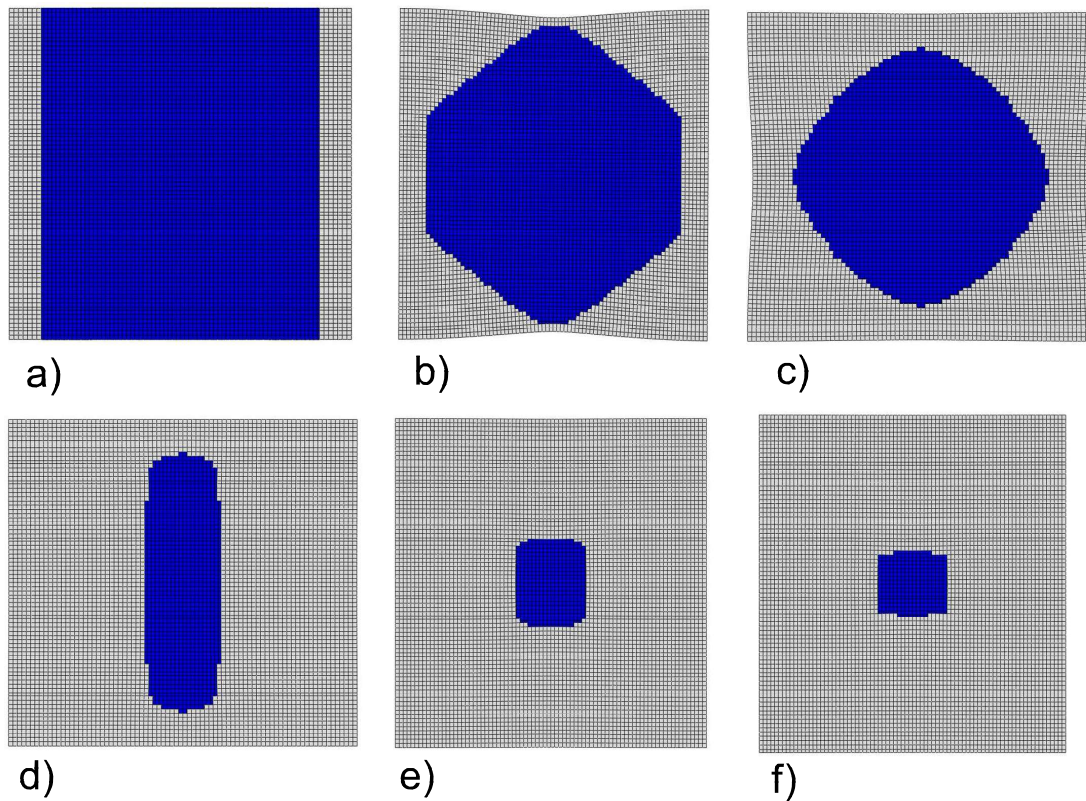


Figura 5.7: Evoluzione della regione delaminata: a) al termine del primo step di carico; b) al termine del secondo step di carico; c) durante del terzo di carico; d) al termine del terzo step di carico; e) durante il quarto step di carico; f) al termine del quarto step di carico. Parametri assunti per la legge coesiva: $\sigma_0 = 3.5$ MPa, $\tau_0 = 5.0$ MPa, $\delta_c = 0.2$ mm.

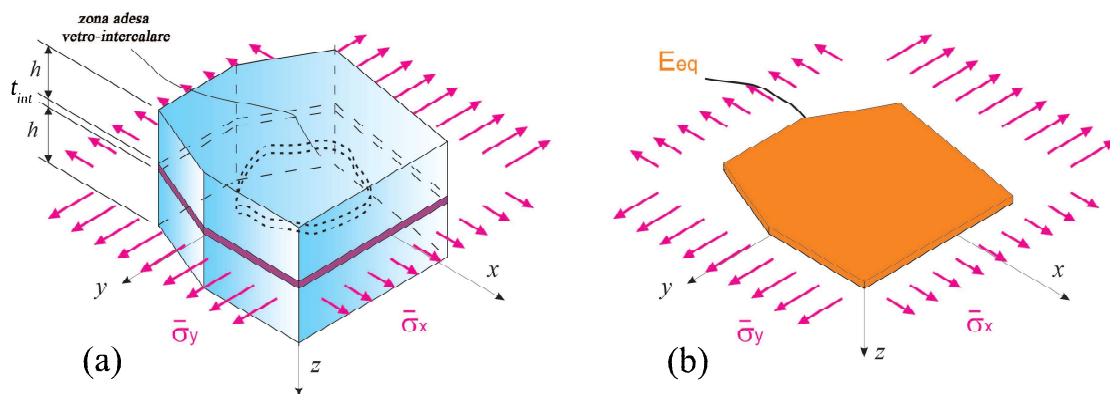


Figura 5.8: (a) Schema rappresentativo della cella elementare caricata nel piano con indicata la regione adesiva (linea tratteggiata) vetro-intercalare e (b) elemento omogeneo equivalente.

come elastici lineari, con $E_G = 70$ MPa, $\nu_G = 0.22$ per il vetro e $E_P = 10$ MPa, $\nu_P = 0.49$ per il polimero. La tensione di trazione $\bar{\sigma}_x = 1$ MPa agisce in direzione x , mentre diversi valori della tensione $\bar{\sigma}_y$ sono stati considerati, i.e., $\bar{\sigma}_y = 0$ (carico di trazione puro), $\bar{\sigma}_y = \bar{\sigma}_x/2$ e $\bar{\sigma}_y = \bar{\sigma}_x$ (corrispondente ad uno stato tensionale equibiaassiale).

Si noti che la diffusione dello sforzo è localizzata in una regione molto piccola ai bordi della zona adesiva. Risultati qualitativamente analoghi sono stati ottenuti per un ampio intervallo di frammenti di diversa dimensione, diversa forma e dimen-

sione della zona adesiva, e per diversi spessori dell'intercalare.

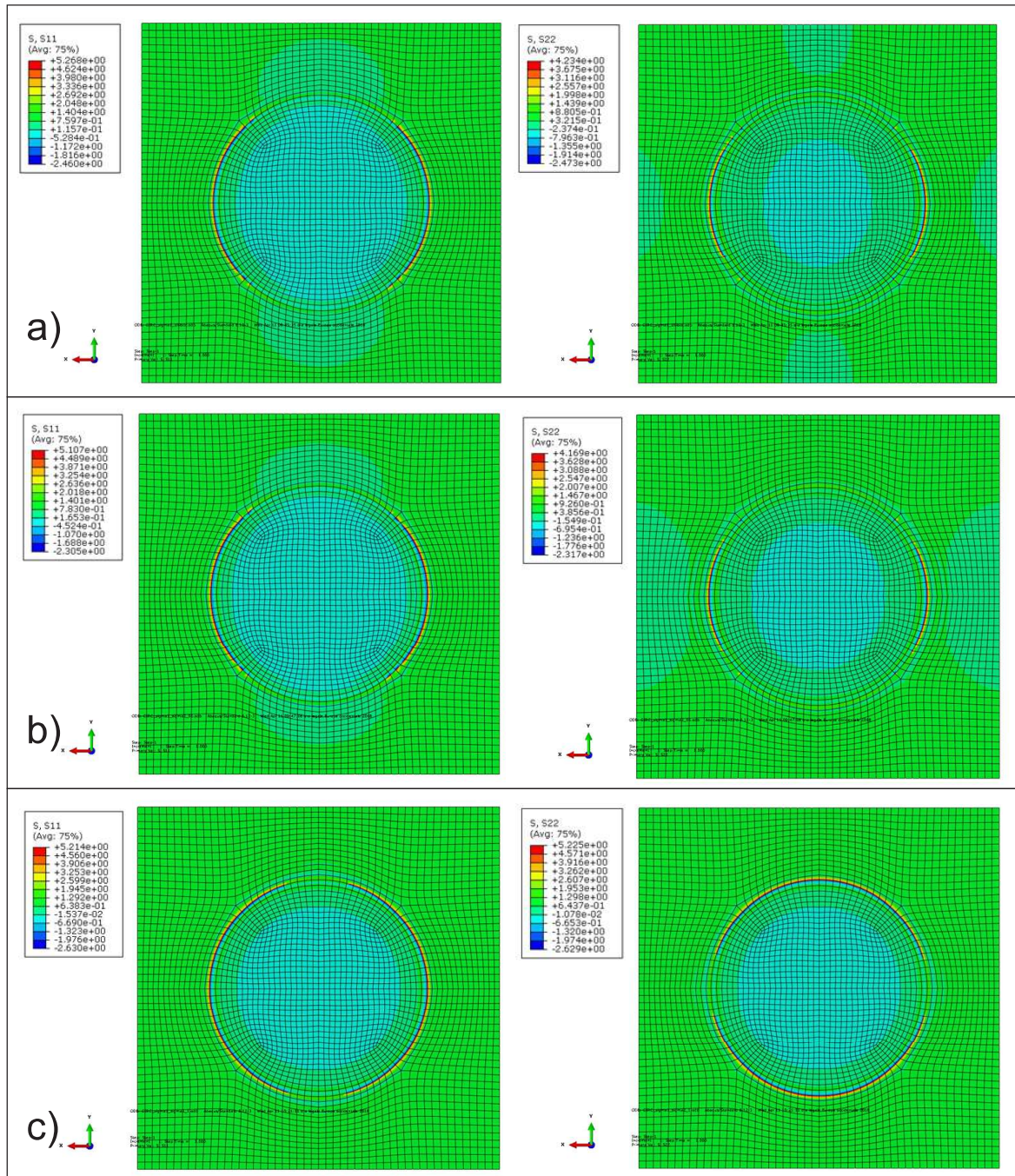


Figura 5.9: Distribuzione degli sforzi (σ_x and σ_y , rispettivamente, sul lato sinistro e destro), al centro dello strato polimerico, per differenti casi di carico: a) $\bar{\sigma}_y = 0$, b) $\bar{\sigma}_y = \bar{\sigma}_x/2$, c) $\bar{\sigma}_y = \bar{\sigma}_x$.

D'ora in avanti, con lo scopo di determinare la rigidità equivalente dell'elemento, non si effettuerà una valutazione precisa dello stato tensionale, si consideri, quindi, un particolare campo di sforzi staticamente ammissibile che presenta discontinuità

alla frontiera tra la regione adesa e quella delaminata, espresso come

$$\boldsymbol{\sigma}_D = \begin{bmatrix} \bar{\sigma}_x & 0 & 0 \\ 0 & \bar{\sigma}_y & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}, \quad \boldsymbol{\sigma}_B = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}, \quad (5.2)$$

dove i pedici D e B si riferiscono, rispettivamente, alla regione libera e a quella adesa. Grosso modo, questa approssimazione equivale ad assumere che la presenza del frammento annulli totalmente la tensione e la deformazione nella zona adesa, mentre lo stato di tensione nella regione distaccata sia imperturbato.

5.2.2 Espressione pratica per la rigidità equivalente

I teoremi energetici della teoria elastica lineare possono essere usati per ricercare i limiti delle proprietà elastiche complessive dei materiali multifase [150]. In particolare, un limite inferiore per il modulo elastico può essere ottenuto dal *principio della minima energia complementare* [151] usando il risultato che l'energia complementare \mathfrak{U} valutata su un campo di sforzi ammissibile è maggiore del valore energia complementare $\tilde{\mathfrak{U}}$ associato alla soluzione reale del problema elastico. La finalità è quella di stabilire una equivalenza tra la risposta per uno stato piano di tensione biassiale della cella elementare di Figura 5.8a e quella dell'*elemento omogeneo equivalente* di Figura 5.8b, di uguale dimensione, geometria e con coefficiente di *Poisson* dell'intercalare, ma con modulo di *Young* E_{eq} (il modulo equivalente o efficace) da determinare.

Indicando con A_B e A_D , rispettivamente, l'area della regione adesa e libera, e ponendo $V = t_{int}(A_B + A_D) = t_{int}A$, con t_{int} spessore dell'intercalare e $A = A_B + A_D$, il funzionale dell'energia complementare nella cella elementare (Figura 5.8a) valutato per lo stato tensionale è

$$\mathfrak{U} = \frac{1}{2} \int_V \boldsymbol{\sigma} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}(\boldsymbol{\sigma}) dV = \frac{t_{int}}{2} \left[\int_{A_B} \boldsymbol{\sigma}_B \cdot \boldsymbol{\varepsilon}(\boldsymbol{\sigma}_B) dA + \int_{A_D} \boldsymbol{\sigma}_D \cdot \boldsymbol{\varepsilon}(\boldsymbol{\sigma}_D) dA \right] = \frac{t_{int}}{2E_P} [\bar{\sigma}_x^2 + \bar{\sigma}_y^2 - 2\nu_P \bar{\sigma}_x \bar{\sigma}_y] A_D. \quad (5.3)$$

L'energia complementare associata allo stato tensionale dell'elemento omogeneo equivalente risulta

$$\mathfrak{U}_{eq} = \frac{1}{2} \int_V \boldsymbol{\sigma} \cdot \boldsymbol{\varepsilon}(\boldsymbol{\sigma}) dV = \frac{t_{int}}{2E_{eq}} [\bar{\sigma}_x^2 + \bar{\sigma}_y^2 - 2\nu_P \bar{\sigma}_x \bar{\sigma}_y] A. \quad (5.4)$$

L'equivalenza tra i due sistemi può essere stabilita richiedendo che, sotto lo stesso carico, abbiano la stessa energia complementare, cioè $\tilde{\mathfrak{U}} = \mathfrak{U}_{eq}$. Conseguentemente, usando il principio della minima energia complementare, si ha

$$\mathfrak{U} \geq \tilde{\mathfrak{U}} = \mathfrak{U}_{eq}. \quad (5.5)$$

Perciò, a partire dalle equazioni (5.3) e (5.4), si ottiene un limite inferiore per il modulo di *Young* efficace E_{eq} espresso come

$$E_{eq} \geq E_P \frac{A}{A_D} = E_P \frac{1}{1 - A_B/A} . \quad (5.6)$$

Risulta, quindi, che il limite inferiore determinato per il modulo equivalente dell'elemento rotto è indipendente dalla dimensione del frammento di vetro e dallo spessore dell'intercalare. L'approssimazione consta nell'assumere tale limite inferiore coincidente con il modulo efficace. Ovviamente, dal momento che il polimero ha un comportamento viscoelastico, E_{eq} è influenzato dalla durata del carico e dalla temperatura.

La figura 5.10 mostra il rapporto tra il modulo elastico approssimato E_{eq} e quello dell'intercalare, in funzione della percentuale di area adesa vetro-intercalare. Risulta evidente che la rigidità effettiva dell'elemento in LG rotto può essere di molto superiore a quella del solo polimero. Inoltre si può verificare che, come ci si aspetterebbe, nel caso di completo distacco dei frammenti ($A_B/A \rightarrow 0$), la rigidità equivalente tende a quella del solo intercalare.

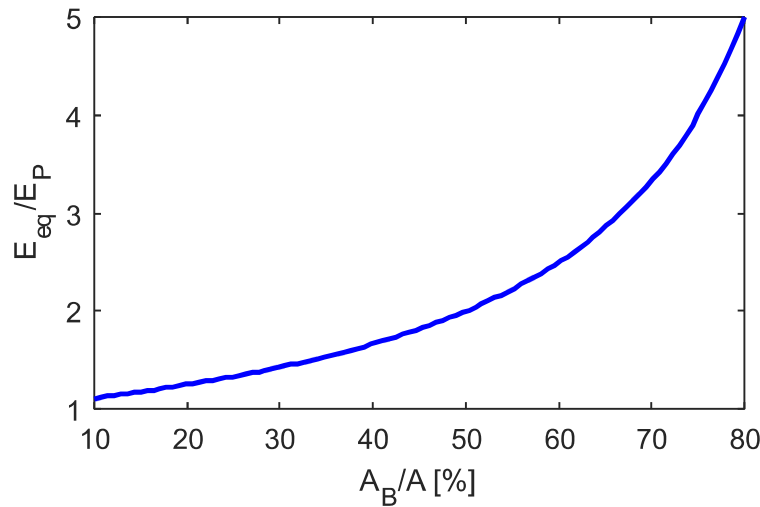


Figura 5.10: Rapporto tra il modulo di *Young* efficace E_{eq} e il modulo dell'intercalare E_P in funzione del rapporto percentuale tra area adesa A_B e area totale A della cella.

Per il caso di stato di sforzo equibiassiale uniforme, il risultato può essere confrontato con quello ottenuto con il modello di maggiore complessità analitica proposto in [136], che tiene conto della diffusione della tensione all'interno della zona adesa. La Figura 5.11 mostra il modulo di *Young* equivalente E_{eq} , normalizzato rispetto al modulo dell'intercalare E_P per un elemento quadrato con una zona circolare adesa di raggio R sottoposto ad uno stato di tensione equibiassiale, tracciato in funzione di R/a , dove con a si indica metà lato del frammento di vetro. I risultati analitici e numerici ottenuti in [136] sono confrontati con il modello proposto di equazione (5.6), per $t_{int} = 2$ mm e per diverse lunghezze del frammento. Si può osservare dalla (5.6) l'indipendenza del modulo efficace dalla dimensione del frammento, in accordo con le conclusioni di [136].

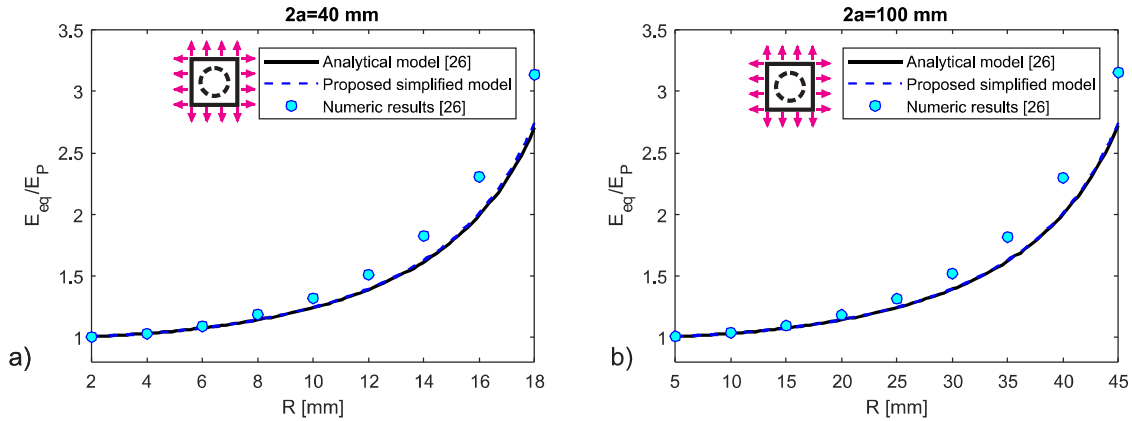


Figura 5.11: Stato tensionale equibiassiale uniforme. Valori di E_{eq}/E_P per un elemento con zona circolare adesiva di raggio R . Il confronto fra i risultati analitici e numerici da [136], per $t_{int} = 2$ mm e frammento di lato a) 40 mm, b) 100 mm.

Si può anche notare che l'accuratezza del risultato è maggiore per minori valori di R , cioè all'aumentare dell'area delaminata. L'incremento di errore al crescere di $R \rightarrow a$, come discusso in [136], è dovuto al campo di sforzo nella zona distaccata che risulta fortemente perturbato dalla vicina zona adesiva, fenomeno che non è catturato considerando un campo tensionale del tipo (5.2). Comunque, la stima è sempre a favore di sicurezza (la rigidità reale è maggiore) e l'approssimazione accettabile da un punto di vista ingegneristico.

Il modulo elastico equivalente calcolato con (5.6) è quello di una cella elementare, ma il RVE è costituito da molte celle elementari. In generale, la risposta del RVE può essere influenzata dalla distribuzione dei frammenti che nel caso di un pannello in LG può non essere uniforme. In ogni caso, quando il campo di tensione è omogeneo nell'intero pannello, assumendo una isotropia statistica dell'orientamento dei difetti e della dimensione dei frammenti³⁰ tutti gli RVE hanno la medesima rigidità equivalente. Ne deriva che l'espressione (5.6) può essere generalizzata come

$$E_{eq} \geq E_P \frac{A_{lg}}{A_{lg,D}}, \quad (5.7)$$

con A_{lg} area totale del pannello in LG e $A_{lg,D}$ area delaminata.

La formula fornisce una stima della rigidità efficace di un elemento strutturale caricato nel piano, anche in caso di rottura accidentale, semplicemente valutando l'area totale delaminata. Questa può essere misurata con un'indagine visiva, così come può essere tenuto in conto che possa variare nel tempo ad esempio per effetto dell'umidità. Al fine di valutare la dipendenza dal tempo per la natura viscoelastica, si può considerare il modulo elastico secante del polimero [119] per una data temperatura e durata caratteristica dell'azione applicata. Si potrebbe anche assumere un modello completo di comportamento viscoelastico, senza complicazioni da punto di vista concettuale, considerando le stesse ipotesi di base, ciò fornirebbe complicazioni superflue per l'approccio ingegneristico perseguito.

³⁰ Potrebbe essere introdotta una descrizione statistica che esula dagli scopi della presente ricerca.

5.2.3 Cella in vetro stratificato in post-rottura sottoposta a taglio nel piano.

Si considera ora il caso di sforzo tagliante nel piano che può decomposto nelle componenti di tensione principale di trazione e compressione. Le analisi numeriche sono state condotte in ABAQUS per la cella elementare rappresentata in Figura 5.8, variando la forma e la dimensione del frammento di vetro e della zona adesa. Un esempio è il caso di Figura 5.12a che rappresenta un frammento quadrato con regione adesa circolare (sfruttando la simmetria è modellata solo la parte con $z \leq 0$). Per i materiali è stato assunto un comportamento elastico lineare, e *tie constraints* sono applicati all'interfaccia vetro-polimero per modellare la zona adesa. Elementi solidi lineari con integrazione ridotta (elementi C3D8R) e *enhanced hourglass control* attivo sono stati usati per il frammento di vetro (3 elementi nello spessore), mentre elementi solidi quadratici (elementi C3D20R) sono usati per l'intercalare (5 elementi nello spessore). Il polimero è molto più deformabile rispetto al vetro, le cui deformazioni sono trascurabili, di conseguenza, nelle analisi volte a determinare lo stato tensionale del polimero, la parte del frammento distaccata dall'intercalare non gioca un ruolo rilevante e non è stata modellata al fine di ridurre l'onere computazionale. La presenza di frammenti adiacenti è stata tenuta in conto impedendo la contrazione dell'intercalare ortogonalmente alla direzione di deformazione.

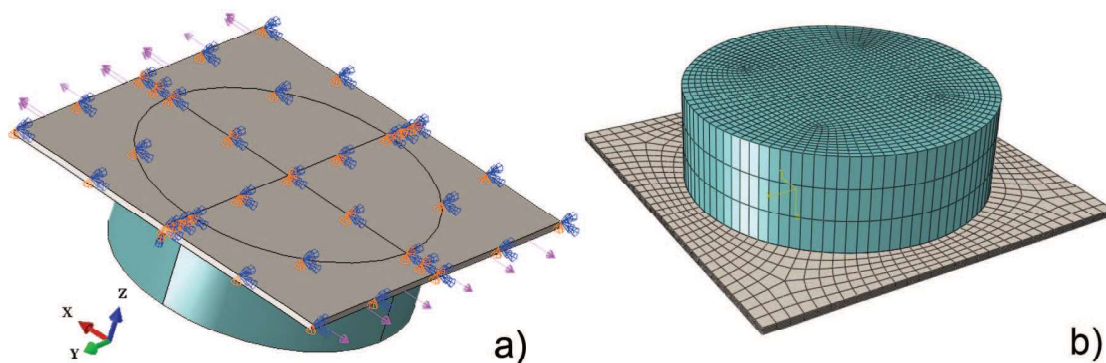


Figura 5.12: Cella quadrato di lato 40 mm, raggio della regione adesa $R = 15.96$ mm, spessore dell'intercalare $t_{int} = 1.52$ mm. a) Condizione di carico e vincoli applicati al modello tridimensionale e b) discretizzazione.

A partire dalle simulazioni numeriche è possibile ricavare la rigidità equivalente in due modi alternativi. Il primo consiste nel valutare la deformazione media nella direzione della trazione come rapporto tra allungamento medio e lunghezza iniziale, e da questo calcolare successivamente E_{eq} . Se l'elemento è tirato in direzione x e contrazione impedita in y , si ha $E_{eq} = \sigma_x(1 - \nu^2)/\varepsilon_x$.

Il secondo modo alternativo si basa sul confronto tra l'energia di deformazione della cella elementare e quella dell'elemento omogeneo equivalente (Figura 5.8b) per le stesse condizioni di carico e vincolo. In questo secondo caso, è necessaria un'analisi numerica preliminare sull'elemento equivalente per valutarne l'energia di deformazione. Dal momento che questa è proporzionale al modulo elastico, il rapporto tra i moduli è uguale al rapporto tra le energie. Per il caso di frammento di vetro quadrato, con forma arbitraria della zona adesa, è stato verificato che la differenza tra i valori E_{eq}/E_P ottenuta con questi due metodi è dell'ordine del

1%. D'altro canto, quando i lati del frammento, e di conseguenza quelli della cella elementare non sono paralleli alla direzione principale di tensione, la valutazione dell'allungamento medio non è scontato, ed è stato usato il secondo metodo.

5.2.3.1 Influenza dei parametri geometrici

L'approccio proposto in §5.2.2 trascura l'influenza della dimensione del frammento e dello spessore dell'intercalare, e fornisce valori di E_{eq} funzione della sola percentuale di intercalare distaccato. L'influenza di questi parametri è valutata con analisi numeriche. Si consideri prima la cella quadrata con lunghezza del lato $2a$ e regione adesiva circolare di raggio R di Figura 5.12a. Le forze di trazione sono applicate in direzione x , mentre la contrazione laterale in direzione y è impedita per simulare la presenza dei frammenti di vetro adiacenti.

I grafici in Figura 5.13 mostrano il modulo di Young equivalente E_{eq} , normalizzato rispetto al modulo dell'intercalare polimerico E_P , in funzione del raggio della regione incollata R , per diversi valori di $2a$ (lo spessore dell'intercalare è tenuto fisso $t_{int} = 1.52$ mm). I risultati numerici evidenziano che l'influenza della dimensione del frammento è molto limitata. Nuovamente, il modello si rivela più accurato per valori limitati della zona adesiva (valori inferiori di R) e, in ogni caso, rappresenta un limite inferiore. L'errore medio (valutato come differenza percentuale tra i risultati analitici e numerici) è dell'ordine del 6%.

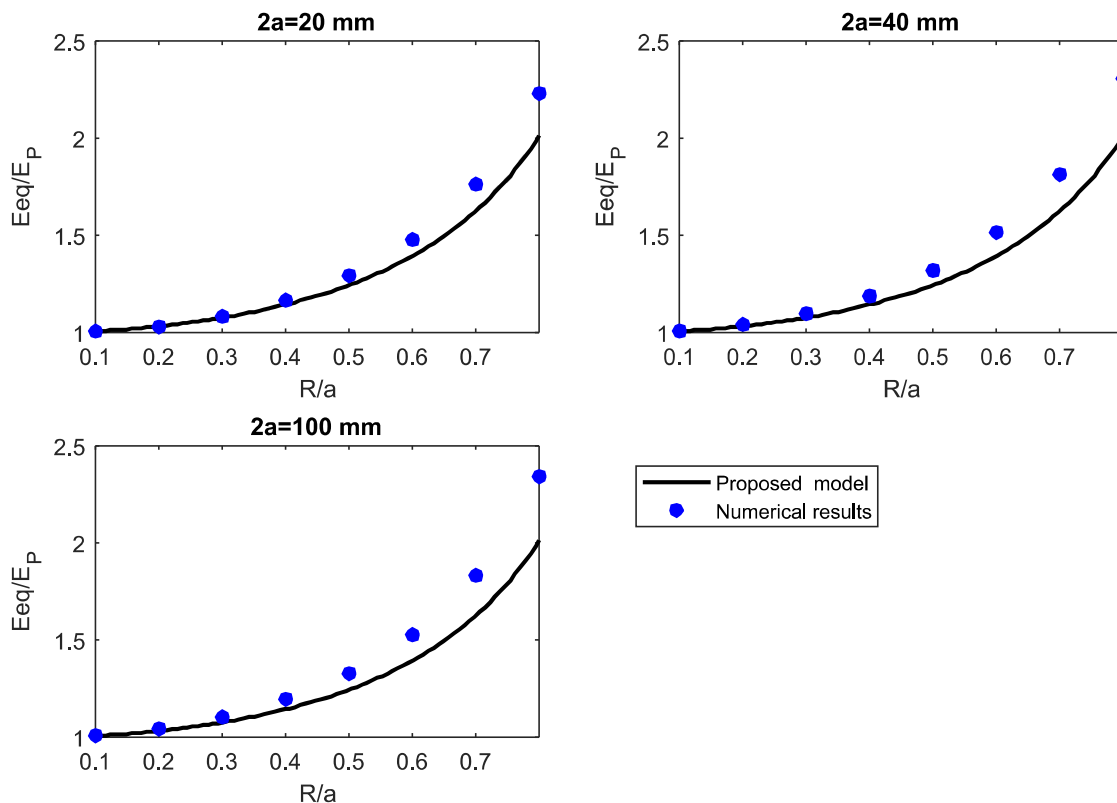


Figura 5.13: Cella quadrata con regione adesiva circolare sottoposta a taglio. Il rapporto tra il modulo equivalente E_{eq} ed il modulo dell'intercalare polimerico E_P in funzione del raggio R , per differenti valori di $2a$ e per $t_{int} = 1.52$ mm. Confronto tra i risultati analitici e numerici.

Un ulteriore parametro di interesse è lo spessore dell'intercalare. La Figura 5.14 mostra il rapporto E_{eq}/E_P per $t_{int} = 0.38$ mm e $t_{int} = 3.04$ mm, che rappresenta il valore limite usato nella pratica, in funzione di R , per un frammento di vetro di 40 mm di lato. Il confronto tra i risultati analitici e numerici mostra che, almeno per i casi considerati, l'influenza è molto limitata.

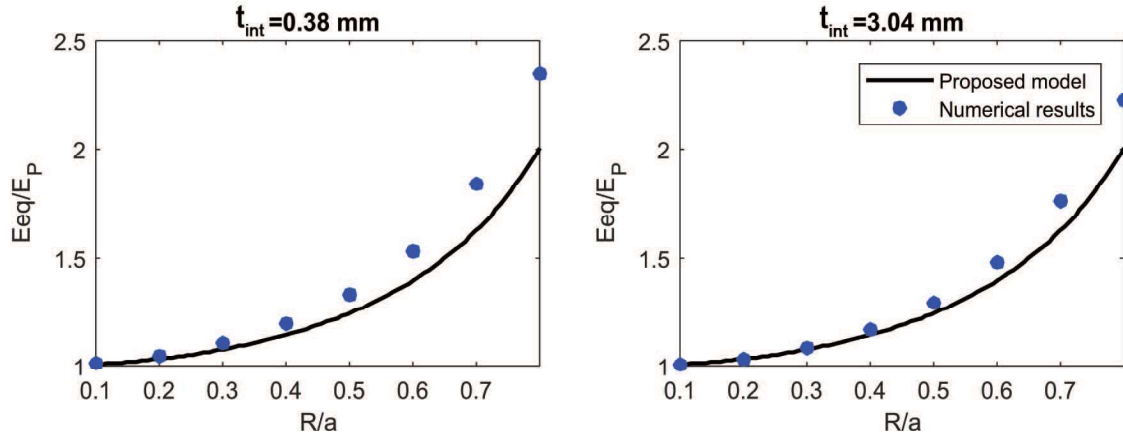


Figura 5.14: Cella quadrata con regione adesiva circolare sottoposta a taglio. Il rapporto tra E_{eq}/E_P in funzione del raggio R , per differenti valori di t_{int} e per $2a = 40$ mm. Confronto tra i risultati analitici e numerici.

Come già osservato in [152] per il caso di carico di trazione monoassiale, maggiore è lo spessore dell'intercalare e più sono marcati i fenomeni di diffusione dello sforzo dalla regione distaccata e quella adesiva del polimero. Ciò conduce ad un maggior *flusso* di tensioni attraverso la regione interna, e, di conseguenza, ad una riduzione dell'effetto di *tension-stiffening* dei frammenti di vetro sull'intercalare, che esibisce quindi una minore rigidità equivalente. L'errore medio, per i parametri geometrici considerati, è ancora dell'ordine del 6%.

5.2.3.2 Influenza della forma della zona adesiva

Dal momento che la delaminazione può evolvere durante l'applicazione del carico ciclico, come mostrato in §5.1.3, sono considerate differenti geometrie per la regione adesiva, i.e., circolare, quadrata e rombica con angoli arrotondati. Il raggio di raccordo per il quadrato ed il rombo è considerato uguale ad un quarto della lunghezza del lato. La Figura 5.15 mostra, per le suddette forme, il caso $A_B/A = 0.5$. In Figura 5.16 è mostrato il rapporto E_{eq}/E_P in funzione della percentuale di area adesiva A_B/A (frammento di lato 40 mm e $t_{int} = 1.52$ mm).

Si evidenzia come i risultati per regione adesiva rombica sono meglio approssimati dal modello proposto rispetto ad altre forme. Questo è dovuto al fatto che il campo tensionale è più omogeneo rispetto agli altri, con una limitata regione di diffusione dello sforzo, così che la reale distribuzione tensionale è maggiormente affine a quella assunta in (5.2). Da questi risultati numerici, si può dedurre che la risposta con regione circolare adesiva è intermedia rispetto a quella a rombo e quadrata.

5.2.3.3 Influenza della forma del frammento di vetro

Per valutare l'influenza della forma del frammento di vetro, sono considerate le quattro differenti geometrie mostrate in Figura 5.17, cioè, quadrato, rombo, e due

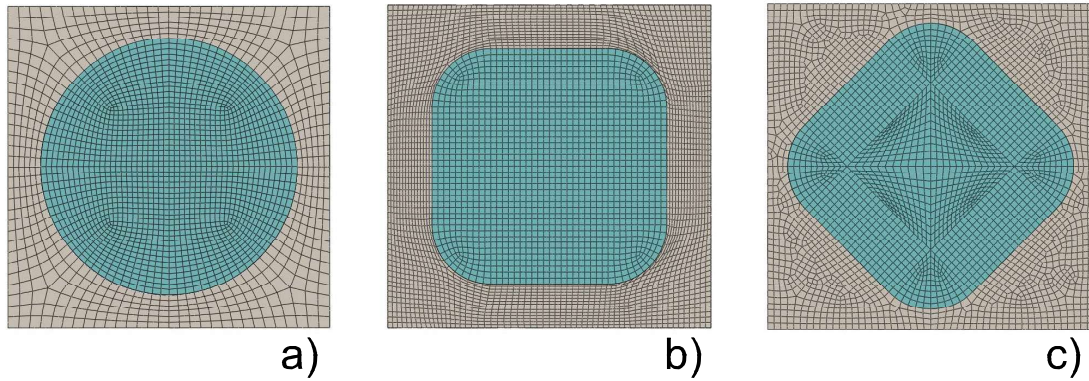


Figura 5.15: Diverse forme della regione adesiva con percentuale del 50% di area distaccata: a) circolare, b) quadrata con angoli arrotondati, c) rombica con angoli arrotondati.

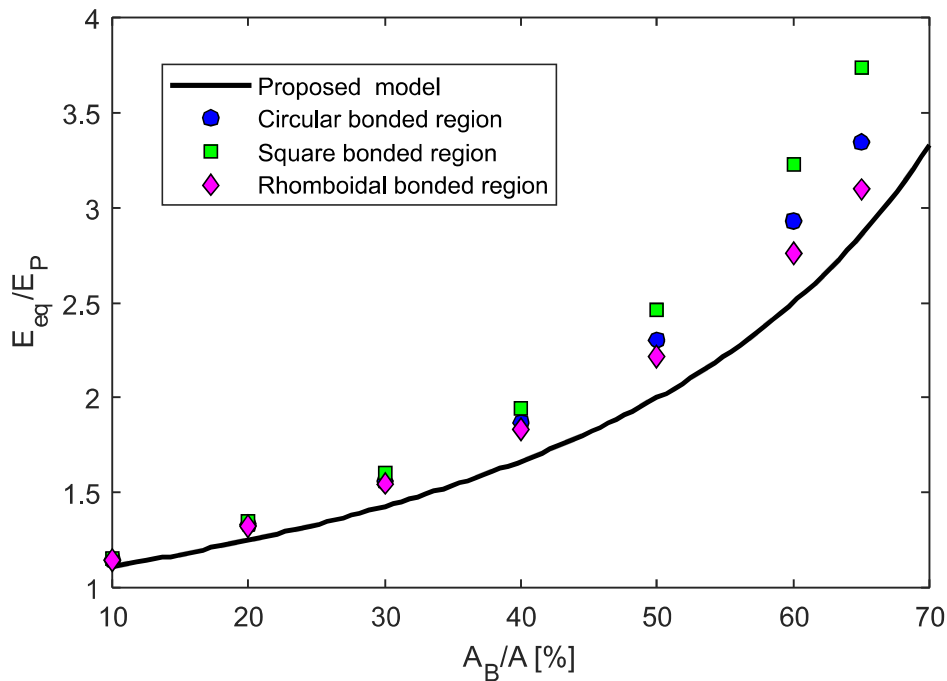


Figura 5.16: Il rapporto E_{eq}/E_P in funzione della percentuale dell'area adesiva, per cella elementare quadrata, con regione adesiva circolare, quadrata e rombica sottoposta a taglio. Confronto tra i risultati analitici e numerici.

quadrilateri irregolari, identificati rispettivamente come *I* e *II*. L'area totale del frammento considerato è di 1600 mm^2 per tutte le geometrie, e $t_{int} = 1.52 \text{ mm}$. In tutti i casi, la regione adesiva è circolare per considerare il caso "intermedio" tra quelli considerati in §5.2.3.2.

Quando i lati del frammento sono paralleli a quelli della direzione principale di trazione, la presenza dei frammenti adiacenti implica semplicemente che la deformazione del polimero è nulla in direzione ortogonale a quella di applicazione del carico. La situazione si complica nel caso di forma arbitraria: si assume un vincolo unilatero tra i corrispondenti lati dello strato polimerico e del frammento. Questo significa che il bordo del polimero può scorrere rispetto a quello del vetro, ma il polimero non può rientrare all'interno della sagoma del frammento (sono ammessi solo gli spostamenti fuori dal frammento).

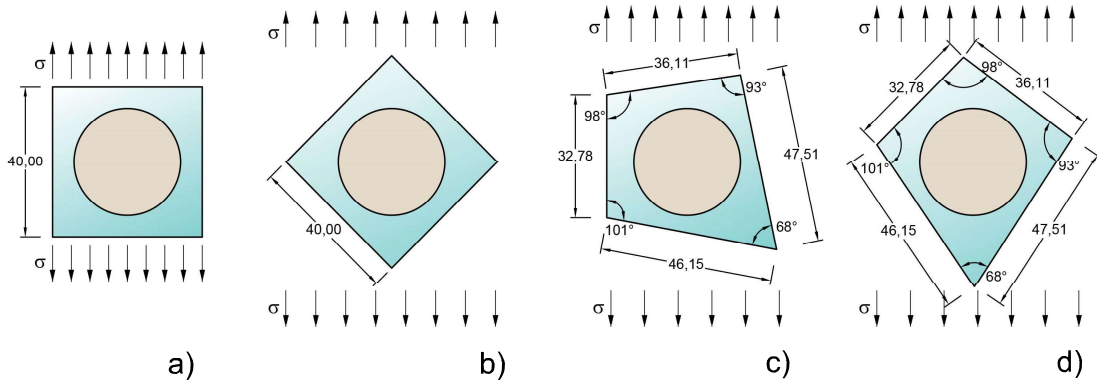


Figura 5.17: Differenti geometrie della cella. a) Quadrata, b) rombo, c) quadrilatero irregolare I e d) quadrilatero irregolare II.

In Figura 5.18, il rapporto E_{eq}/E_P è tracciato in funzione della percentuale di area adesiva per le suddette geometrie del frammento. I risultati ottenuti mostrano un'eccellente corrispondenza (errore medio del 1%) tra il modello proposto e il caso di rombo e quadrilatero II. Nuovamente ciò è dovuto al fatto che in queste configurazioni l'approssimazione con un campo tensionale discontinuo come quello espresso dalla (5.2) è più vicina al reale campo rispetto alle altre geometrie.

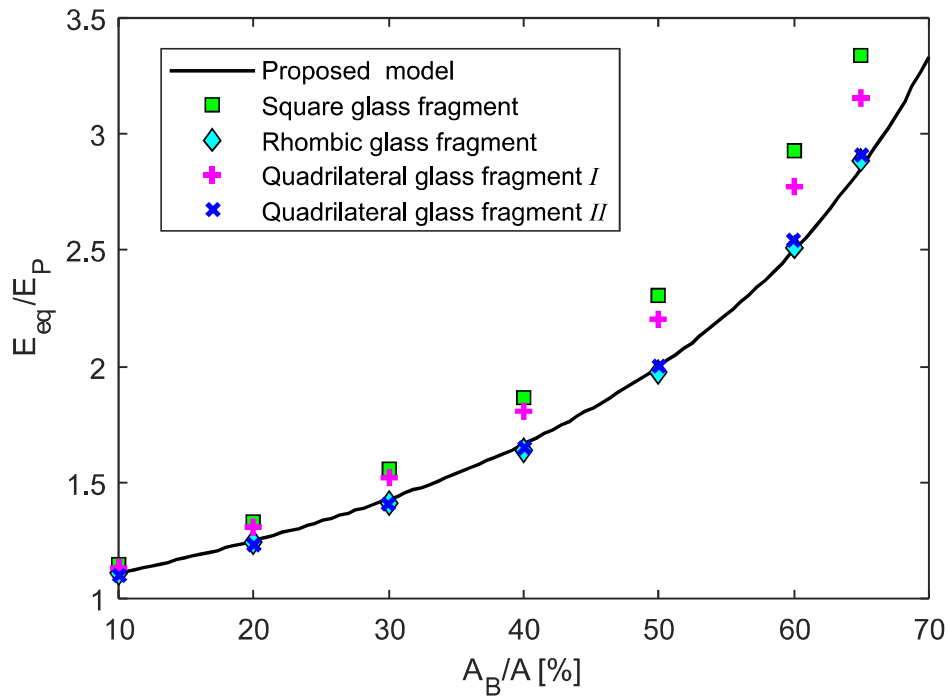


Figura 5.18: Rapporto E_{eq}/E_P in funzione della percentuale di area adesiva, per cella quadrata, rombica e quadrilatera con regione adesiva circolare sottoposta a taglio. Confronto tra risultati numerici e analitici.

5.3 Risposta del Representative Volume Element

La risposta del RVE è stata studiata approfonditamente in [103]. Il RVE (Figura 5.2b) è composto da un numero discreto di celle elementari. Sono stati considerati RVE di circa $160 \text{ mm} \times 160 \text{ mm}$, costituiti da celle elementari di tre forme diverse

(quadrato, rombo ed esagono, come mostrato in Figura 5.19) e regione adesiva circolare. La lunghezza del lato per il quadrato ed il rombo è pari a 40 mm, mentre per l'esagono è 24.75 mm, in modo da avere circa la stessa area. I frammenti di vetro hanno spessore di 10 mm, mentre l'intercalare pari a 1.52 mm. Il sistema di riferimento (1, 2), indicato in Figura 5.19, appartiene al piano medio del RVE e gli assi sono paralleli alle direzioni principali di tensione macroscopica. Volendo determinare la risposta a trazione, sono considerati solo stati di sforzo (σ_1, σ_2) che forniscono un allungamento in entrambe le direzioni. Gli stati tensionali applicati sono tre: $\sigma_2 = 0$ (trazione pura in direzione 1, con contrazione laterale impedita in direzione 2 per il contatto tra i frammenti di vetro adiacenti), $\sigma_2 = 0.5 \sigma_1$ e $\sigma_2 = \sigma_1$ (stato di tensione equibiaassiale).

Ancora una volta le analisi numeriche sono state eseguite con ABAQUS. Vincoli di simmetria sono stati applicati sul piano medio dell'intercalare modellando solo metà geometria (vedi Figura 5.19) e incrementando così l'efficienza computazionale. Spostamenti e rotazioni rigide nel piano sono state impediti vincolando un frammento di vetro, mentre il carico è stato applicato come *surface traction* sulle facce laterali dell'intercalare. Le analisi eseguite sono tipo lineare, i materiali assunti come elastici lineari isotropi come in §5.2.1. L'interfaccia adesiva vetro-intercalare è stata modellata applicando *tie constraints*. Come in precedenza, elementi del tipo C3D8R sono stati usati per il vetro mentre C3D20R per il polimero, con cinque elementi nello spessore per entrambi i materiali, la dimensione della *mesh* non strutturata nel piano è di circa 1.5 mm.

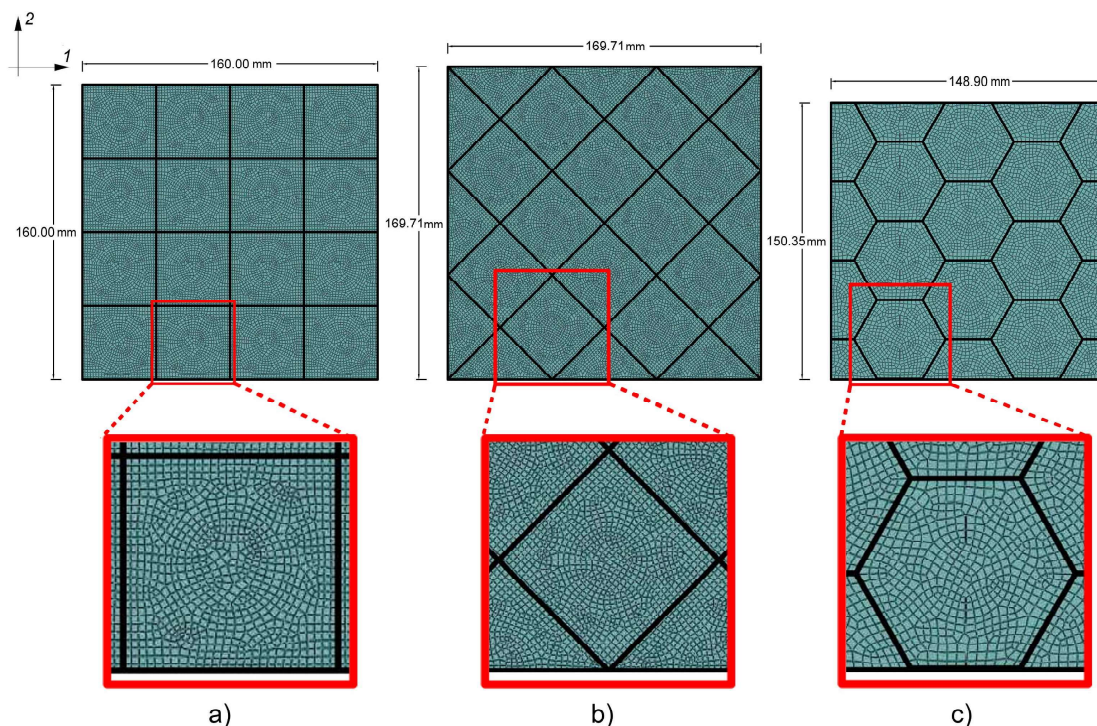


Figura 5.19: Modelli numerici dei RVE e ingrandimenti che mostrano la *mesh* adottata, nella configurazione di riferimento (indeformata). Casi di forma del frammento a) quadrata, b) rombica, e c) esagonale.

La Figura 5.20 mostra la deformazione principale massima sulla configurazione deformata del RVE per $\sigma_1 = 1$ MPa, $\sigma_2 = 0.5$ MPa, per le differenti forme del

frammento. Si evidenzia come la deformazione del RVE sia quasi completamente dovuta all'intercalare mentre i frammenti in vetro sono indeformati.

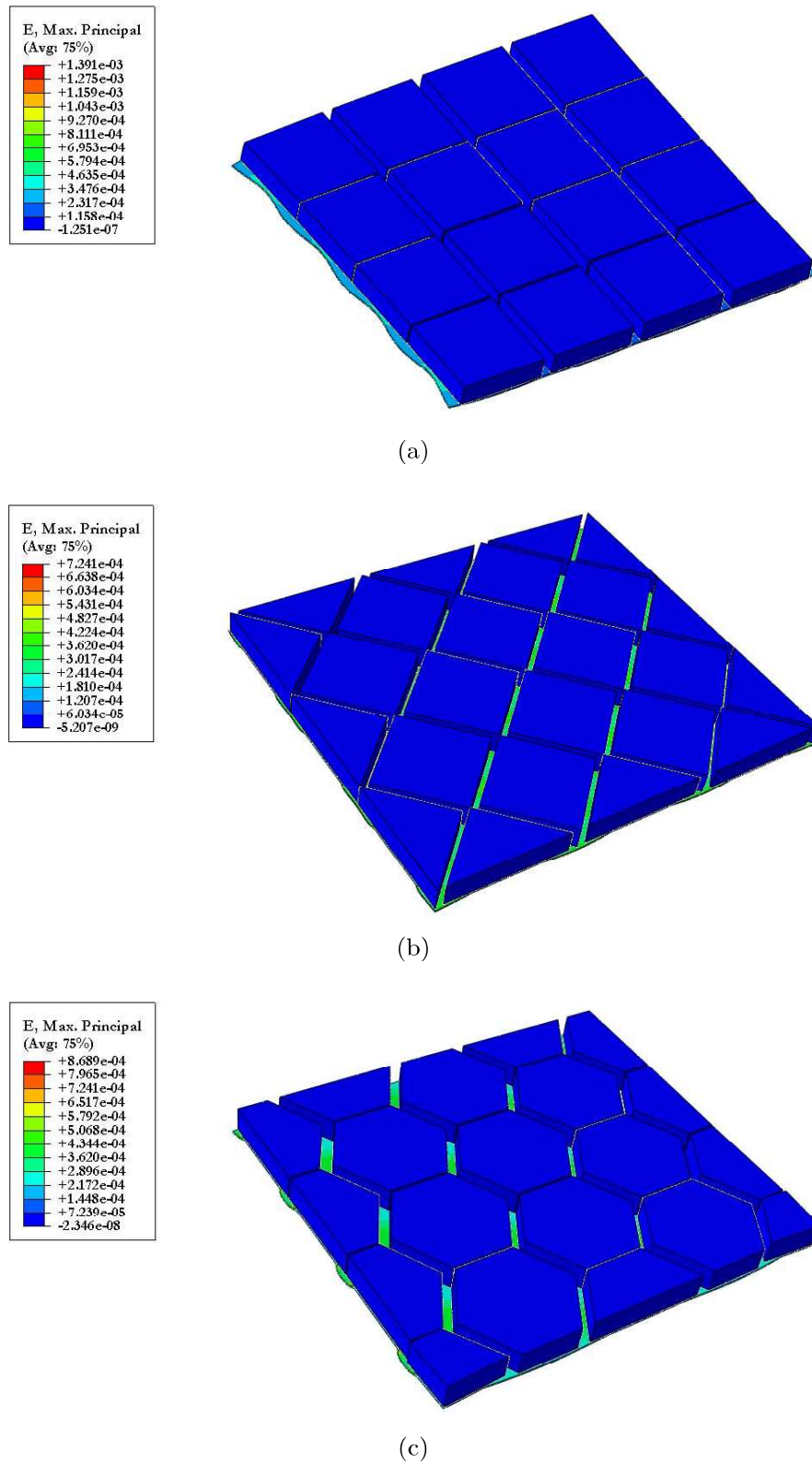


Figura 5.20: Deformazioni principali massime, il *plot* è rappresentato sulla configurazione deformata degli RVE, per $\sigma_1 = 1$ MPa, $\sigma_2 = 0.5$ MPa e frammenti (a) quadrati, (b) rombici e (c) esagonali.

Le Figure 5.21a e 5.21b mostrano, rispettivamente, la distribuzione della massima deformazione principale e della massima tensione principale nel solo intercalare per il caso di frammenti quadrati. È evidente che la presenza dei frammenti di vetro impedisce quasi completamente la deformazione all'interfaccia come già osservato in §5.1.1, la diffusione dello sforzo tra l'area adesa e delaminata avviene in una regione molto localizzata.

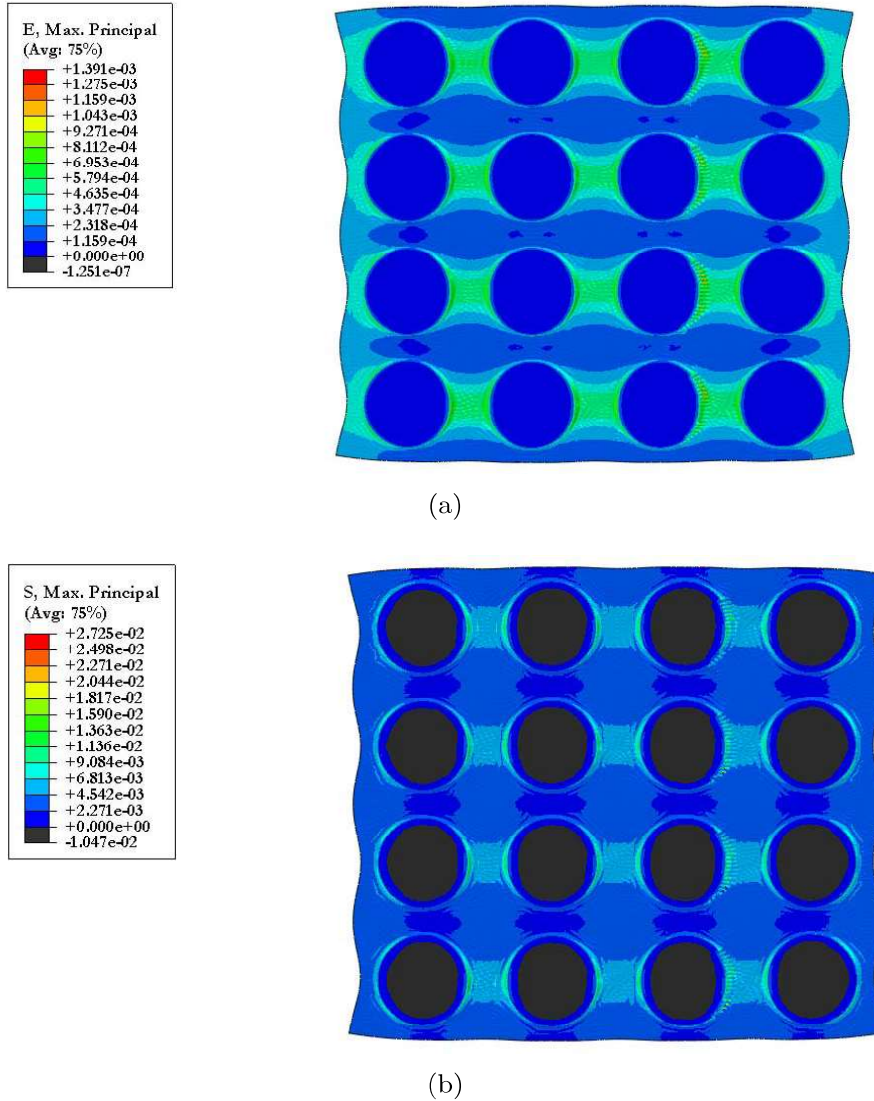


Figura 5.21: Caso di frammenti quadrati. *Plot* della (a) deformazione principale massima, e (b) tensione principale massima, sulla deformata del solo intercalare (vista frontale), per $\sigma_1 = 1$ MPa, $\sigma_2 = 0.5$ MPa.

Il modulo elastico equivalente E_{eq} è valutato confrontando l'energia di deformazione del RVE e quella dell'elemento omogeneo equivalente sottoposto alle stesse condizioni di carico e vincolo, come nel precedente caso di cella elementare. I grafici in Figura 5.22 mostrano E_{eq} , normalizzato rispetto al modulo dell'intercalare polimerico E_P , in funzione della percentuale di area adesa, per i diversi RVE e per i diversi stati di sforzo.

I risultati numerici evidenziano come l'influenza della forma del frammento sia molto limitata. Ancora una volta si può notare che la formulazione proposta è

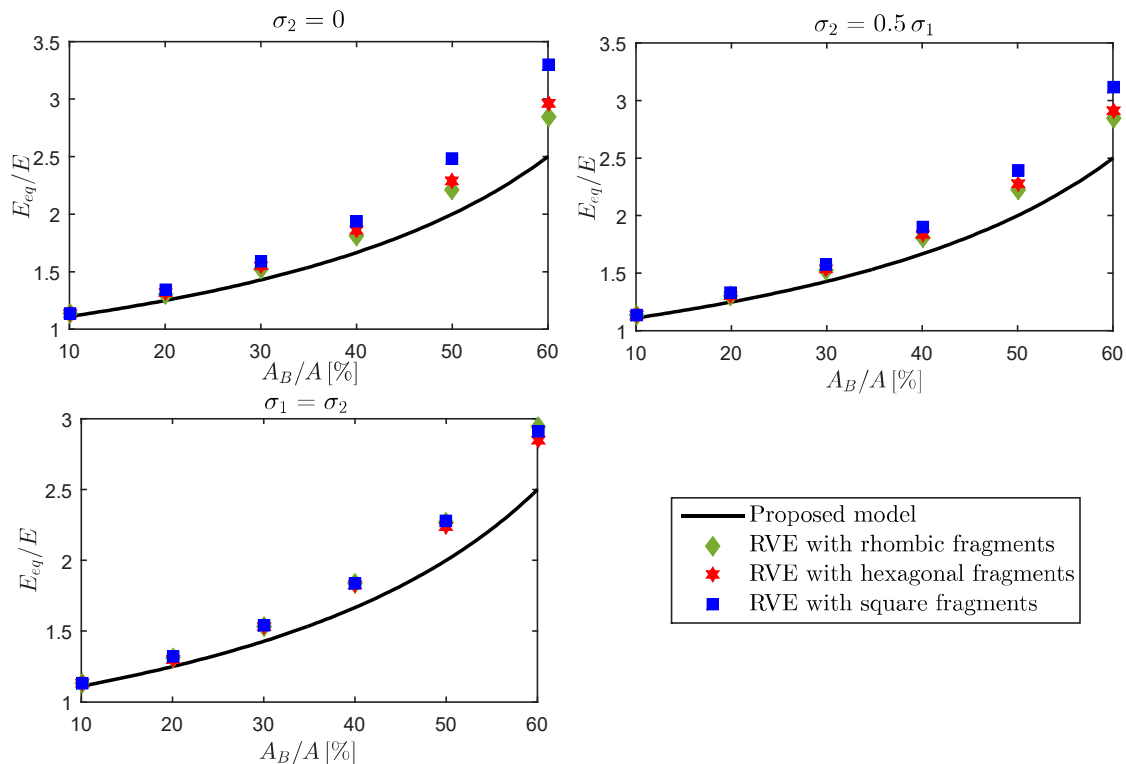


Figura 5.22: Rapporto E_{eq}/E_p in funzione della percentuale di area adesiva per diversi stati tensionali. Confronto tra risultati analitici e numerici.

più accurata per limitate percentuali della zona adesiva ed in ogni caso i risultati forniti sono conservativi. L'errore massimo (valutato come differenza percentuale tra risultato analitico e numerico) è dell'ordine del 10% ed è ottenuto nel caso di frammenti quadrati e trazione monoassiale ($\sigma_2 = 0$).

Al fine di valutare l'effetto associato con il numero di celle elementari, sono state eseguite analisi numeriche su RVE costituiti da $N \times N$ frammenti quadrati, $N = 1, \dots, 5$. I grafici in Figura 5.23 mostrano che l'errore percentuale sulla valutazione della rigidità effettiva calcolata con la formula (5.6), in funzione di N e per diverse percentuali dell'area adesiva.

L'errore cresce con N , poiché l'espressione analitica trascura le interazioni tra i frammenti adiacenti, che è più rilevante per piccole regioni distaccate, cioè per alti valori di A_B/A , tale fenomeno era già stato osservato in [136]. Tuttavia, questa dipendenza è significativamente meno pronunciata di quella dovuta alla percentuale di area delaminata. In pratica, se il livello di approssimazione della rigidità equivalente è accettabile per un dato valore di A_B/A , esso lo è indipendentemente dalla grandezza del pannello. Si noti che al crescere del numero di elementi del RVE, il costo computazionale delle analisi numeriche cresce notevolmente, anche per moderati valori di N , ne consegue che il metodo proposto appare molto conveniente per la valutazione approssimata del comportamento post-critico del pannello in LG.

5.4 Modellazione dell'elemento macroscopico

Nella fase post-rottura, il LG può essere modellato come materiale bimodulo (§5.1). Il modello di materiale bimodulo è, generalmente, non disponibile nelle librerie dei software FEM commerciali e, inoltre, questo tipo di materiali presenta spesso dif-

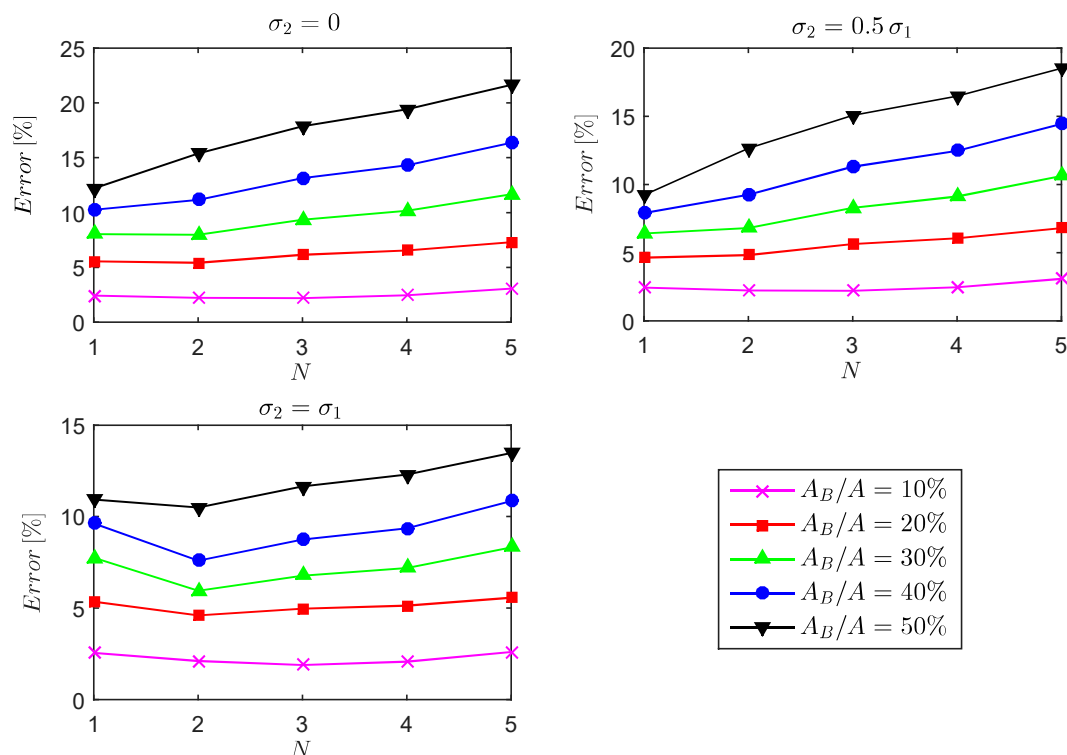


Figura 5.23: Errore percentuale nella valutazione della rigidità efficace con la formula proposta (5.6) in funzione del numero di celle elementari quadrate N , per diversi valori dell'area delaminata.

ficoltà di convergenza numerica [144, 153]. Quindi, mentre la risposta è di facile valutazione quando le tensioni principali sono entrambe positive o negative, la risposta è di più difficile determinazione se $\sigma_1 > 0$ e $\sigma_2 < 0$, ed in particolare nel caso di taglio puro. Infatti, come discusso in [143, 144], il modulo a taglio è di difficile valutazione essendo influenzato dallo stato tensionale e dai parametri meccanici a trazione e compressione del materiale bimodulo.

Per questi casi, un approccio ingegneristico per le analisi numeriche può essere quello di modellare il LG come un materiale ortotropo, con le direzioni del materiale allineate con le direzioni principali di tensione, così da considerare il diverso comportamento in trazione e compressione. In particolare, nella direzione principale di compressione potrà essere assunto il modulo elastico del vetro integro e un modulo elastico equivalente, valutato utilizzando l'equazione (5.6), nella direzione ortogonale di trazione.

Come riportato al §3.1, studi sperimentali hanno mostrato che pannelli in vetro monolitico o stratificato possiedono riserve di rigidità e resistenza: il carico orizzontale viene trasferito mediante il meccanismo di puntone diagonale come rappresentato in Figura 5.24.

Nel caso della HC, le tensioni principali minime all'interno del pannello (trascurando quanto avviene in corrispondenza degli spigoli) sono essenzialmente inclinate a 45° (in senso orario rispetto all'orizzontale) e quelle principali di trazione sono ad esse ortogonali. In Figura 5.25 si riporta l'andamento delle tensioni principali (*linee isostatiche*) per il modello TC (si veda §4.1.5).

Volendo valutare il comportamento globale in termini di rigidità residua della HC, nell'ipotesi di rottura di tutte le lastre che costituiscono il LG; si definisce

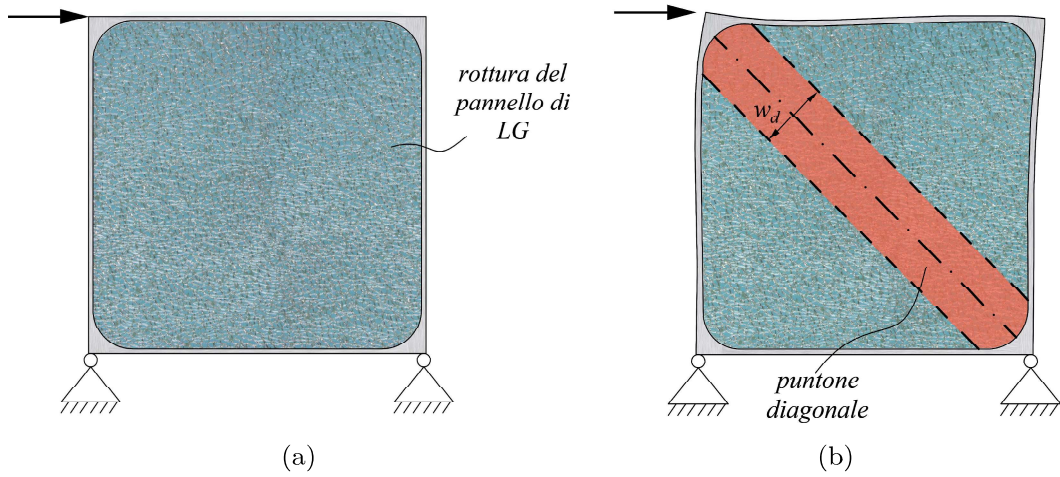


Figura 5.24: HC in fase di post-rottura (a) configurazione indeformata; (b) configurazione deformata con individuazione del puntone diagonale .

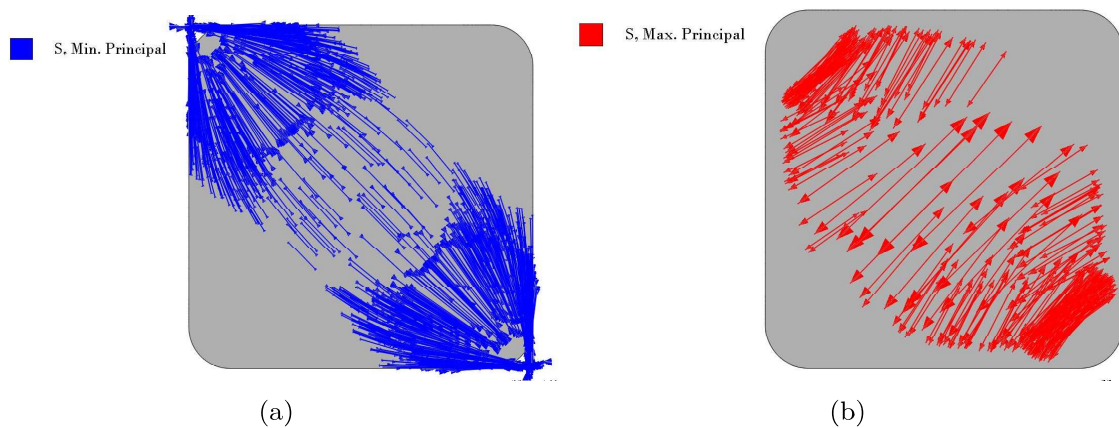


Figura 5.25: Andamento delle isostatiche all'interno del pannello in LG dal modello *TC* (§4.1.5). (a) Isostatiche di compressione; (b) isostatiche di trazione.

un materiale ortotropo, la cui relazione costitutiva, nell'ipotesi di stato piano di tensione (materiale di tipo *lamina* nella libreria ABAQUS [76]), è nella forma

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & \frac{-\nu_{12}}{E_1} & 0 \\ \frac{-\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix}, \quad (5.8)$$

dove, avendo orientato le direzioni del materiale come in Figura 5.26, il modulo elastico E_1 in *direzione* 1 è quello del vetro E_G mentre in *direzione* 2 è quello efficace fornito dall'equazione (5.7) particolarizzata al caso in esame

$$E_2 = E_P \frac{A_{lg}}{A_{lg,D}} \frac{t_{int,t}}{t_d}, \quad (5.9)$$

con $t_{int,t} = 3.04$ mm spessore totale degli intercalari, $t_d = 48.8$ mm spessore totale delle sole lastre di vetro, A_{lg} area dell'intero pannello in LG e $A_{lg,D}$ area delaminata. Il modulo di elasticità tangenziale G_{12} è stato assunto pari al 10% di E_2 essendo poco influente nelle analisi svolte, infatti, conoscendo a priori le direzioni principali di tensione ed avendo definito il materiale secondo tale orientamento, le tensioni tangenziali τ_{12} si possono considerare trascurabili. Anche il coefficiente di *Poisson* ν_{12} è stato assunto pari a quello del vetro ($\nu_G = 0.22$), poiché la risposta trasversale è legata a quella del frammento per effetto dell'adesione esistente con l'intercalare.

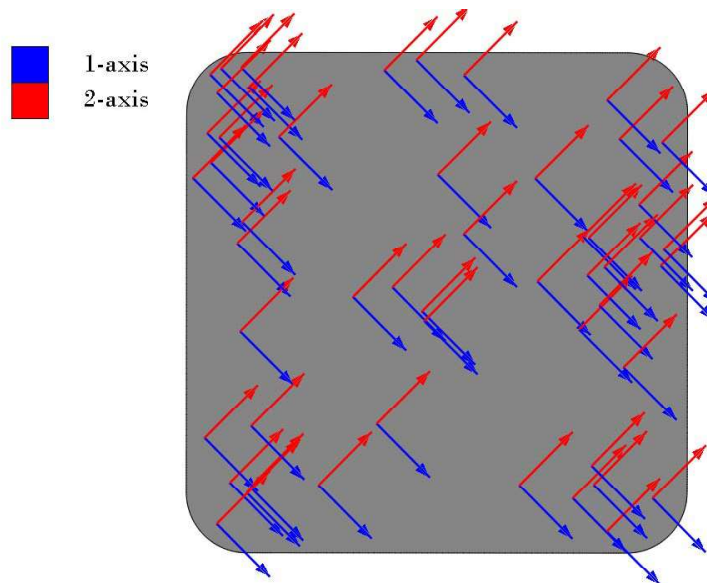


Figura 5.26: Direzioni del materiale per la definizione del comportamento ortotropo.

Sono stati considerati quattro livelli di delaminazione crescente (dal 20% al 80% rispetto all'area totale A_{lg}), i parametri utilizzati nelle analisi sono riportati in Tabella 5.1.

Seguendo quanto fatto al §4, la rigidezza del sistema è stata valutata a partire

dallo spostamento orizzontale δ (in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro) generato da una forza pari ad 1 kN. In Figura 5.27 sono mostrate le curve forza-spostamento orizzontale per il modello pre-rottura e per i quattro modelli al variare del livello di delaminazione in fase di post-rottura: risulta evidente come la rigidità si abbatta notevolmente passando dalla fase di pre- a quella post-rottura. Lo spostamento orizzontale è circa il doppio passando dal pannello integro alla fase di post-rottura (Figura 5.27). Al progredire del livello di delaminazione, la rigidità chiaramente diminuisce ma non in modo pronunciato, avendo considerato come modulo elastico a compressione quello del vetro integro. Il *puntone equivalente*, valutato per i diversi modelli in fase di post-rottura, secondo la metodologia illustrata al §4.2, non varia in maniera significativa (Tabella 5.2). Si evidenzia come la variazione percentuale della larghezza puntone, dal modello *Pre-rottura* al *Post-rottura1*, è del 77%; mentre tale differenza è del 17% confrontando il modello *Post-rottura1* e quello *Post-rottura4*, cioè passando da una percentuale di delaminazione del 20% ad un valore del 80%. In Figura 5.28 è individuato il puntone equivalente sovrapposto al *plot* della tensione principale minima: il puntone include elementi con tensioni principali minime inferiori a $\simeq -0.02$ MPa nel caso del modello *Pre-rottura*, mentre per i modelli in fase post-rottura tale valore è di $\simeq -0.04$ MPa.

Tabella 5.1: Parametri geometrici e meccanici usati nelle equazioni (5.8) e (5.9), e nelle modellazioni numeriche.

Modello	A_{lg} [mm ²]	delaminazione [%]	$A_{lg,D}$ [mm ²]	E_P [MPa]	E_1 [MPa]	E_2 [MPa]	G_{12} [MPa]
<i>Post-rottura1</i>	8888750	20	1777750	560	70000	174.74	17.47
<i>Post-rottura2</i>	8888750	40	3555500	560	70000	87.37	8.74
<i>Post-rottura3</i>	8888750	60	5333250	560	70000	58.25	5.82
<i>Post-rottura4</i>	8888750	80	7111000	560	70000	43.68	4.37

Tabella 5.2: Larghezza del puntone equivalente w_d calcolata secondo la metodologia illustrata nel §4.2.

Modello	w_d [mm]
<i>Pre-rottura</i>	782
<i>Post-rottura1</i>	181
<i>Post-rottura2</i>	163
<i>Post-rottura3</i>	155
<i>Post-rottura4</i>	151

Il valore di rigidità alla traslazione ottenuto, sfruttando l'approccio ingegneristico proposto, è rappresentativo di un limite inferiore della capacità della HC in fase

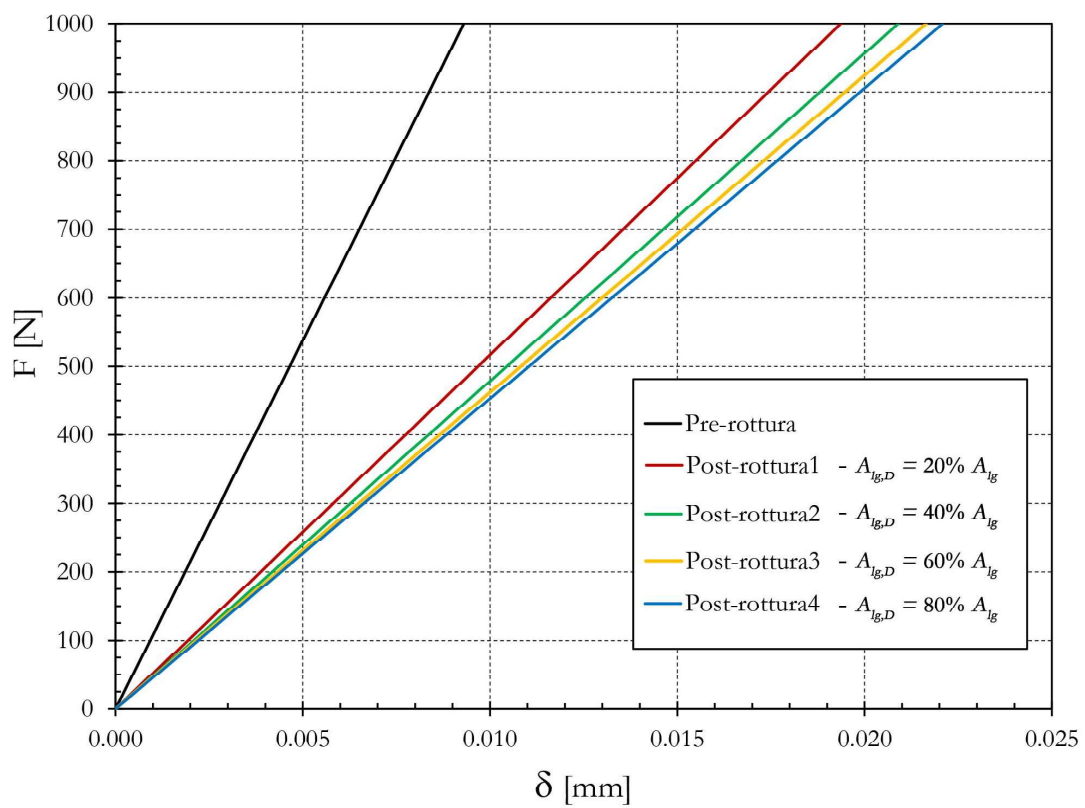


Figura 5.27: Confronto fase pre-rottura e post-rottura (per diversi livelli di delaminazione). Curva forza-spostamento (F - δ), dove δ è valutato in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro.

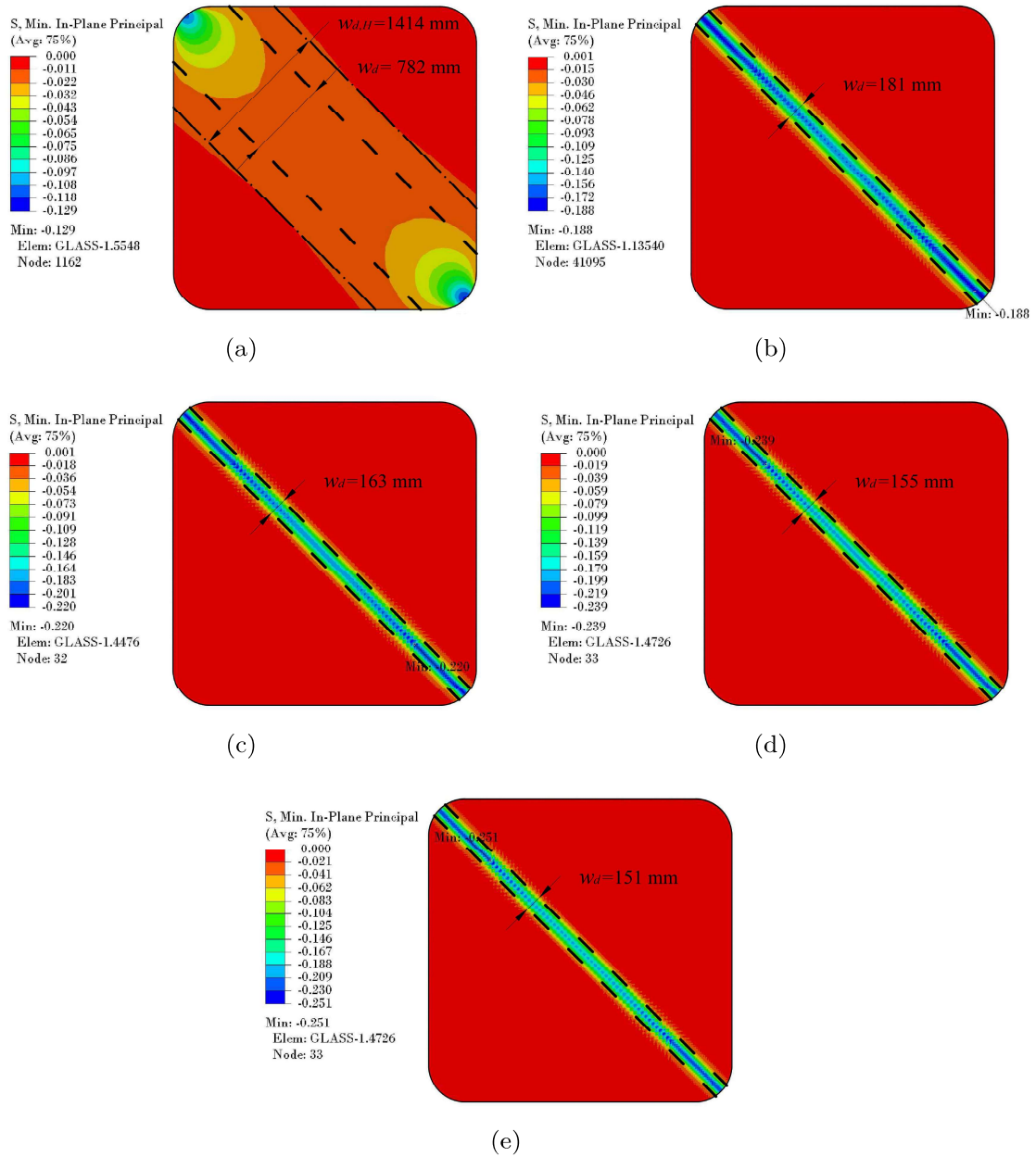


Figura 5.28: Individuazione del puntone equivalente, con linea tratteggiata, di larghezza w_d sul *contour plot* delle tensioni principali minime. (a) Modello *Pre-rottura*, in questo caso è individuato anche il puntone di larghezza $w_{d,H}$ calcolato secondo la relazione di Holmes [93] (linea tratto punto); (b) modello *Post-rottura1*; (c) modello *Post-rottura2*; (d) modello *Post-rottura3*; (e) modello *Post-rottura4*.

di post-rottura del LG.

Chiaramente tale approccio non consente di valutare la suscettibilità del sistema nei confronti di fenomeni di instabilità, in particolare, quelli di instabilità locale possono essere piuttosto rilevanti.

Come è stato ampiamente discusso in §3.1, i sistemi ibridi, costituiti da vetro (monolitico o stratificato) e telai di diverso materiale, mostrano capacità residue non trascurabili anche in termini di resistenza: in alcuni casi, tale evidenza si verifica se il sistema consente l'instaurarsi di una diagonale tesa in grado di mantenere in sede la diagonale compressa; se questo non si verifica, la resistenza è fornita dal comportamento membranale dell'intercalare irrigidito dai frammenti in vetro. Tale fenomeno è tanto più pronunciato quanto migliori sono le caratteristiche meccaniche dell'intercalare, come nel caso del SG.

Per la HC studiata, non avendo previsto incollaggi e/o connessioni puntuali tali da realizzare una diagonale tesa, lo sbandamento laterale del puntone compresso sarà evitato, in una prima fase, dal comportamento membranale della restante parte del pannello, anche grazie alla conformazione ad U del telaio. La valutazione quantitativa di un fenomeno così complesso non può prescindere da prove sperimentali, considerando, inoltre, che il pannello è realizzato con due tipi di vetro (TTG e HSG).

In aggiunta, come è stato verificato al §4.4, la capacità ultima della HC, per le dimensioni della sezione trasversale del telaio e dello spessore del LG considerate, si verifica per diffusa plasticizzazione del telaio in acciaio; per tali livelli di carico il pannello in LG è integro. Variando il rapporto tra la sezione trasversale del telaio ed il LG si otterranno comportamenti di diverso tipo.

In conclusione, è stato mostrato un approccio di tipo *micro-macro* che fornisce una formula di pratica applicazione per valutare un limite inferiore delle capacità residue medie di elementi in LG in fase di rottura. La formulazione prevede la dipendenza dalla quantità di delaminazione in atto (oltre che dalle caratteristiche meccaniche dell'intercalare): l'applicazione alla HC ha mostrato che il pannello rotto con una percentuale di area delaminata del 20% comporta una riduzione della rigidezza alla traslazione orizzontale del sistema del 53%, tale decremento sale al 58% nel caso di percentuale di area delaminata pari al 80%. Il decremento molto contenuto in termini di rigidezza, al variare del livello di delaminazione, è conseguente all'aver assunto come modulo elastico a compressione quello del vetro integro, il carico orizzontale, infatti, continua ad essere trasferito secondo il meccanismo di puntone diagonale.

APPLICAZIONE ALLA CONSERVAZIONE DI BENI ARCHITETTONICI

L'individuazione di un caso studio è motivata, da un lato, dalla necessità di valutare l'influenza della HC sulla risposta globale di un manufatto storico, dall'altro, di avere una stima dell'ordine di grandezza delle azioni esterne per il progetto del modulo di HC illustrato nelle precedenti sezioni.

Lo studio di organismi edilizi complessi quali le chiese in muratura presenta delle difficoltà oggettive legate alle caratteristiche geometriche e morfologiche, al comportamento non lineare del materiale, a disomogeneità strutturali dovute a modifiche che possono aver interessato le fabbriche durante la loro esistenza. Come premesso, l'obiettivo principale del presente capitolo è una valutazione di massima delle azioni trasmesse ai pannelli in vetro e di come l'inserimento degli stessi in un organismo strutturale influenzi la ripartizione delle forze sismiche. Studi approfonditi sulle più adeguate tecniche di modellazione di edifici monumentali in muratura e sulla valutazione della vulnerabilità sismica si possono trovare in letteratura [154, 155, 156].

Al fine di comprendere le ragioni che hanno indirizzato verso lo studio di elementi da usare come tecniche di intervento, sono qui brevemente sintetizzati i meccanismi di danno che hanno interessato le chiese in seguito ad eventi sismici.

6.1 Breviario dei meccanismi di collasso per edifici ecclesiastici

Il patrimonio culturale, con specifico riferimento agli edifici ecclesiastici, è vulnerabile nei confronti di possibili danneggiamenti causati da eventi sismici. Le indagini svolte in oltre due decenni sui danni riportati dagli edifici religiosi sul territorio nazionale a seguito a terremoti [157, 158, 159, 160], hanno mostrato come raramente la risposta sismica per tale tipologia di edifici (soprattutto in assenza di interventi di rinforzo) sia globale, mentre sono frequenti i meccanismi locali che coinvolgono i *macroelementi* strutturali (Figura 6.1).

Per macroelementi si intende l'organizzazione strutturale, intesa come aggregazione delle diverse porzioni architettoniche che è possibile individuare e che presentano, sostanzialmente, risposta autonoma rispetto alla chiesa nel suo complesso.

In generale, la suddivisione in macroelementi si basa su osservazioni empiriche dei danni subiti dagli edifici in seguito ad eventi sismici.

Le linee guida [161] forniscono un “*Modello per la valutazione della vulnerabilità sismica delle chiese*” che considera 28 meccanismi di danno, mostrati nelle Figure 6.2 e 6.3, associati ai diversi macroelementi presenti in una chiesa. L’attivazione di un meccanismo rispetto ad un altro dipende, oltre che ovviamente dalla presenza o meno di uno specifico macroelemento, dalle caratteristiche peculiari del manufatto indagato.

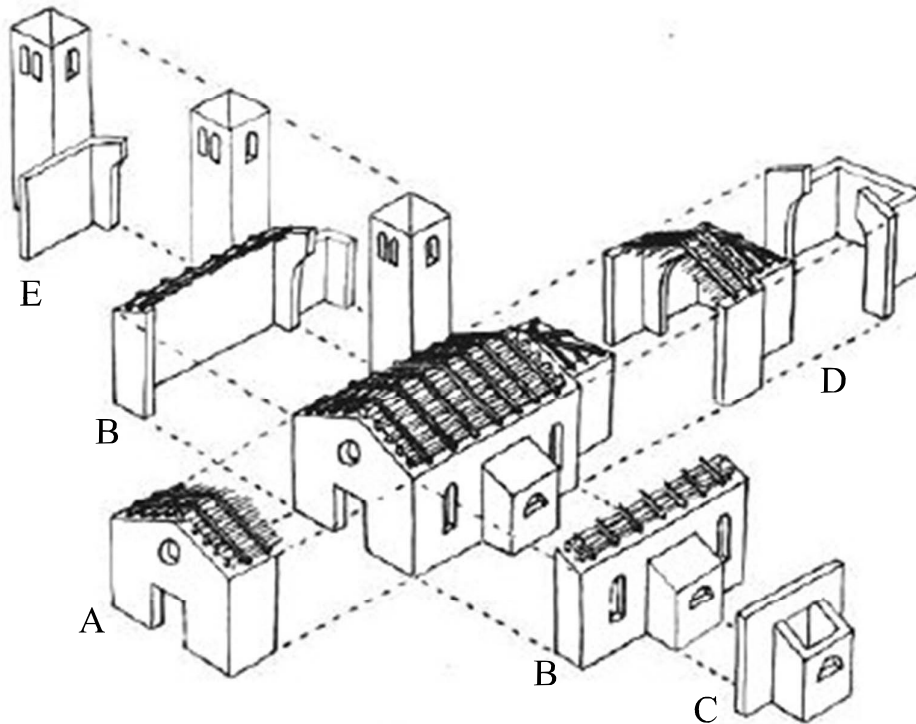


Figura 6.1: Macroelementi identificati da *Dogliani et al.* [158]: A || facciata principale; B || pareti laterali - navate; C || cappella laterale; D || arco trionfale e abside; E || campanile.

I più frequenti meccanismi di collasso sono quelli che interessano la facciata (n° 1 ÷ 3 in Figura 6.2), l’abside (n° 17 - 18 in Figura 6.3) e le pareti laterali nel piano o fuori piano (n° 5 - 6 in Figura 6.2)

Facendo riferimento ai più recenti eventi sismici che hanno interessato il territorio italiano, questa vulnerabilità è resa manifesta.

Le osservazioni del danno post-sisma in Umbria (1997) e Molise (2002) [162] hanno evidenziato come le chiese caratterizzate da

- grandi aule senza muri di spina;
- pareti di elevata snellezza;
- presenza di elementi spingenti (quali archi, volte e cupole);
- mancanza di orizzontamenti di collegamento dotati di adeguata rigidezza;

sono particolarmente sensibili alle azioni sismiche.

Inoltre, tali rilievi hanno verificato come interventi di rinforzo, come ad esempio la sostituzione di leggeri tetti in legno con pesanti tetti in conglomerato cementizio armato, possono provocare un incremento del danno, se non adeguatamente pro-

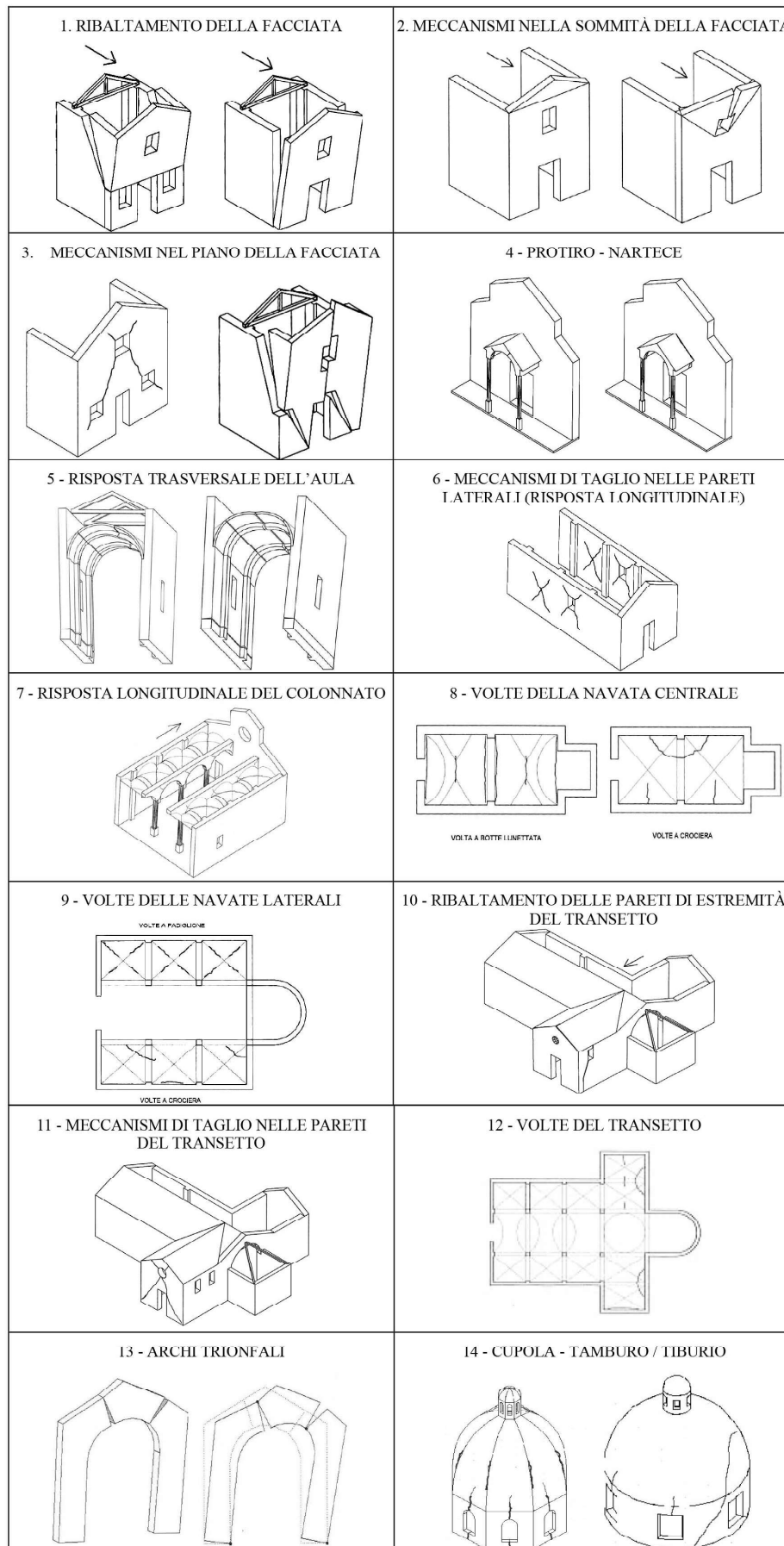


Figura 6.2: Abaco dei meccanismi di collasso delle chiese: meccanismi n° 1 ÷ 14 [161].

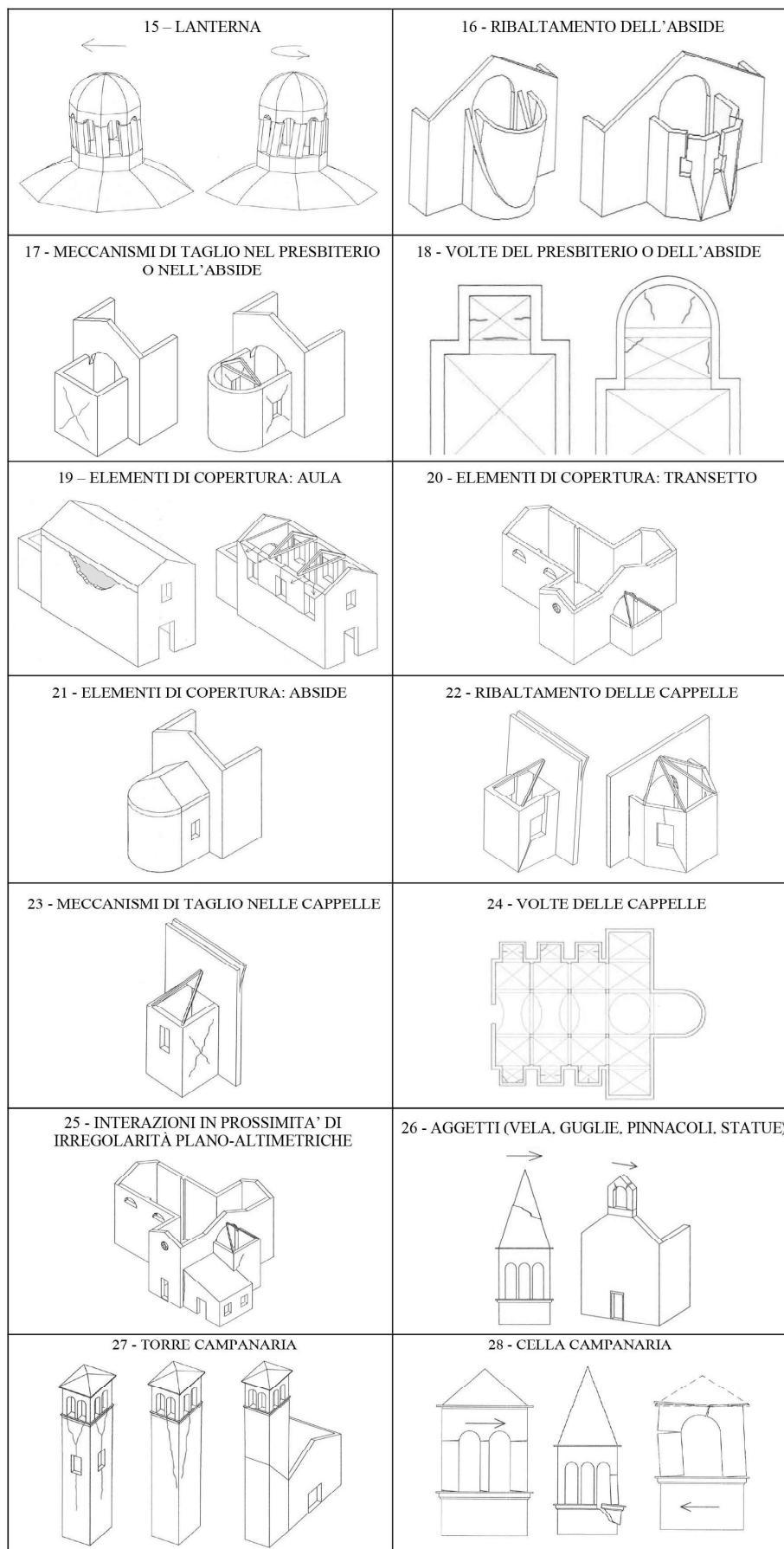


Figura 6.3: Abaco dei meccanismi di collasso delle chiese: meccanismi n° 15 ÷ 28 [161].

gettati e in assenza di un appropriato livello di conoscenza della fabbrica oggetto di intervento.

Oltre il 50% delle chiese indagate nella provincia dell'Aquila dopo il sisma del 2009 ha presentato un livello di danno compreso tra il medio e molto alto [163, 164]. A causa di quell'evento sismico la basilica di S. Maria di Collemaggio (Figura 6.4), una delle chiese più importanti per valore storico e artistico dell'area dell'Aquila, ha presentato un parziale collasso [165, 166]. La chiesa, fondata nel 1287 e completata nel 1294, presenta tre navate, con due colonnati a divisione di quella centrale come mostrato nella pianta in Figura 6.4b. La fabbrica è un classico esempio di edificio con rigidzze non equamente ripartite e presenza di elementi snelli dotati di scarsa rigidzza.

I maggiori danni si sono verificati nella parte del transetto con il crollo di tutti gli elementi che lo componevano (Figura 6.4c): i pilastri polilobati, l'arco trionfale e le mura al di sopra di esso, le volte a botte, la cupola e le strutture di copertura. Anche le colonne della navata sono state fortemente danneggiate pur senza collassare. L'analisi del quadro fessurativo post-sisma e le successive analisi numeriche [166] hanno mostrato come l'edificio sia stato interessato, principalmente, da accelerazioni in direzione quasi allineata a quella longitudinale; in tale circostanza i colonnati a divisione delle navate sono risultati elementi particolarmente vulnerabili. I muri delle navate centrali, supportati da colonne alte 6 m e connessi al tetto ad un'altezza di circa 20 m, hanno rappresentato un insieme di masse libere di oscillare nella direzione longitudinale. Ciò si è verificato a causa della trascurabile rigidzza fuori piano della facciata e della contemporanea impossibilità delle colonne di scongiurare gli spostamenti nel piano. Le azioni sono quindi state ripartite nei muri longitudinali dell'abside e nei pilastri a divisione del transetto (di grandi dimensioni ma con un nucleo costituito da materiale di risulta), causando il collasso di questi ultimi (Figura 6.4d). La chiesa presentava, inoltre, un'importante eccentricità tra il *centro delle masse* e quello di *rigidità* (per l'elevata rigidzza nel piano della facciata) che ha contribuito ulteriormente ad aggravare le azioni sui pilastri [165]. Gli interventi di consolidamento e restauro sono stati conclusi nel 2017, il transetto è stato ricostruito con pilastri in cemento armato, interventi strutturali diffusi hanno riguardato le colonne e la copertura.

Molte chiese nell'area dell'Emilia-Romagna sono state danneggiate dalla una sequenza sismica che ha interessato l'area del 2012 [167, 168, 169]. Tra queste, numerose presentano tre navate con sezione trasversale a basilica, cioè la navata centrale è più alta di quelle laterali. Dai rilievi effettuati su 50 chiese [167], in seguito agli eventi emiliani del 2012, si evidenziano i seguenti elementi caratteristici:

- approssimativamente il 60% ha subito danni gravosi nella parte superiore della facciata (meccanismi n° 1 ÷ 3 in Figura 6.2);
- un meccanismo frequente e con danni rilevanti è quello che interessa le murature del cleristorio (n° 19 in Figura 6.3), cioè le murature della navata centrale superiori a quelle laterali;
- gli elementi voltati possono subire gravi danni (meccanismi n° 8 - 9 in Figura 6.2) soprattutto nel caso di carenze strutturali nella risposta trasversale delle navate (meccanismo n° 5 in Figura 6.2);
- altro elemento fortemente vulnerabile è rappresentato dai campanili: circa il

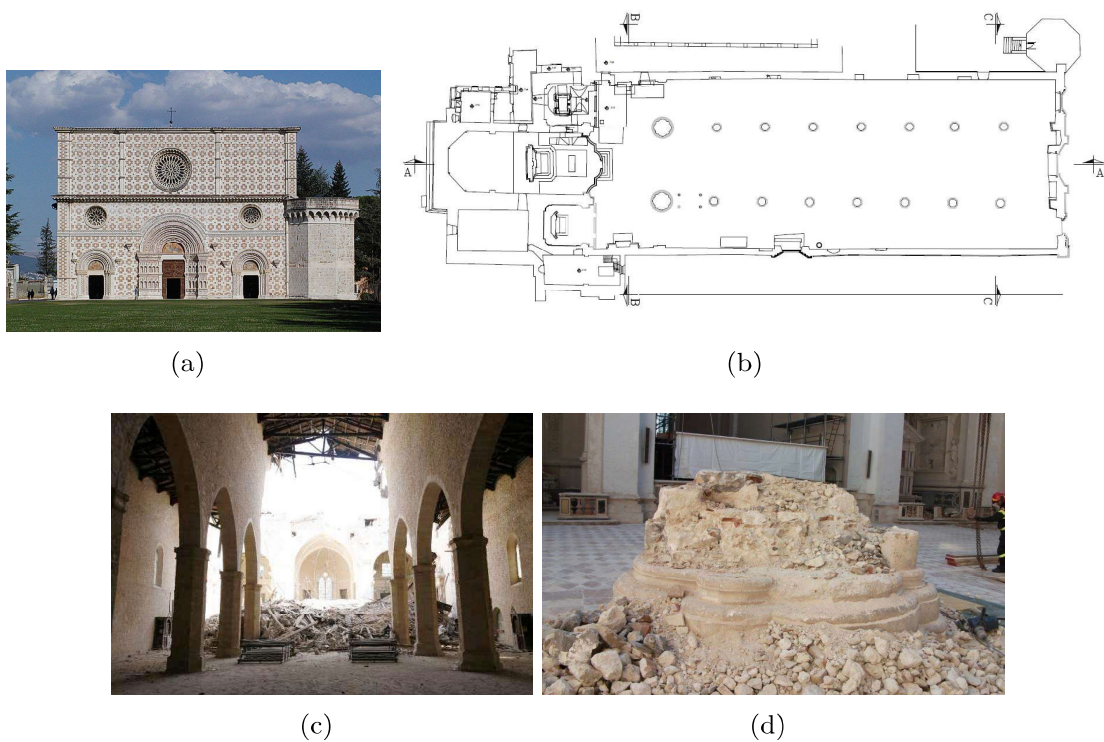


Figura 6.4: Chiesa di S. Maria di Collemaggio, L'Aquila, Abruzzo (Italia): (a) facciata, (b) pianta della chiesa, (c) transetto collassato in seguito al sisma del 2009; (d) pilastro collassato [165].

72% di quelli indagati ha subito dei danneggiamenti (meccanismo n° 28 in Figura 6.3). In aggiunta, la risposta è fortemente influenzata dalla connessione o meno con la chiesa adiacente. Nel primo caso, la connessione comporta una notevole variazione di rigidezza lungo l'altezza che causa una fessurazione importante e talvolta il collasso. Il crollo parziale o totale di tali strutture può inoltre provocare ulteriori danni agli edifici circostanti e all'incolumità pubblica.

I più recenti eventi sismici del Centro Italia del 2016 e de 2017 hanno fortemente danneggiato gli edifici religiosi [170, 171], seppure in questo caso molti dei danni sono da imputare alle inadeguate tecniche costruttive locali [172] con murature “a sacco” ossia costituite da due paramenti murari scarsamente collegati e nucleo costituito da materiale di risulta.

6.2 Tecniche di intervento

Conservare dal latino *cum + servare* indica l'azione di mantenere insieme, tenere una cosa in modo che duri a lungo; nel caso di edifici storici indica quel complesso di azioni che mira a salvaguardarli. Tra queste azioni rientrano gli interventi strutturali che possono essere di consolidamento e di rinforzo. La conservazione rientra tra gli scopi del *Restauro Conservativo*, che deve inoltre rivelare i valori formali e storici del monumento nel rispetto della sostanza antica e delle documentazioni autentiche [7]. La normativa tecnica italiana [100, 173] definisce le seguenti categorie di interventi strutturali sugli edifici esistenti:

- *interventi di riparazione o locali*: interventi che interessano singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducono le condizioni di sicurezza presi-

stenti;

- *interventi di miglioramento*: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati da normativa;
- *interventi di adeguamento*: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati da normativa.

Nella maggioranza dei casi gli interventi eseguiti su edifici a carattere monumentale ricadono negli interventi di riparazione o di miglioramento [161], considerando che l'adeguamento richiede operazioni tali da stravolgere completamente il funzionamento strutturale del bene e quindi in contrasto con i moderni criteri di intervento sul patrimonio storico.

In base a quando esplicano la propria funzione gli interventi di consolidamento, si individuano le ulteriori categorie [174]

- *intervento passivo*: intervento che affianca alle strutture esistenti nuovi mezzi per assorbire i carichi più severi, mantenendo inalterato l'organismo strutturale alla situazione precedente per quanto concerne i carichi esistenti. Quindi le parti esistenti mantengono la loro funzione inalterata mentre le nuove riserve entrano in azione in caso di sovraccarichi e/o eventi eccezionali (come il sisma). Le nuove riserve possono riguardare elementi esistenti incrementandone la resistenza e/o la creazione di nuove strutture affiancate. Il consolidamento passivo realizza quindi un ideale spostamento della situazione ultima allontanandola rispetto alla situazione di servizio che rimane sostanzialmente inalterata;
- *intervento sostitutivo*: intervento che tende a sostituire una parte dell'organismo strutturale che sia ammalorata (come il caso dello *scuci e cuci* [161, 175, 176]);
- *intervento attivo*: intervento che esplica completamente la propria funzione strutturale all'atto dell'esecuzione senza necessità di incrementi delle azioni agenti. Con un intervento attivo, si migliorano sia le situazioni di servizio (esistenti al momento dell'intervento), che le condizioni ultime. Un esempio di intervento attivo è quello che utilizza tiranti posti in conveniente trazione nel corso della messa in opera, in modo da produrre uno stato di coazione sull'organismo strutturale.

Carenze strutturali quali la presenza di colonnati costituiti da elementi snelli (come nel caso della basilica di S. Maria di Collemaggio), mancanza di orizzontamenti dotati di adeguata rigidezza e assenza di collegamenti possono portare a collassi parziali o totali di beni culturali. La resistenza a taglio nel piano di elementi in muratura non rinforzata può essere incrementata per mezzo di numerose tecniche [161, 175, 176, 177]: *inserimento di catene, iniezioni di miscele di leganti, cerchiature esterne con elementi metallici o materiali compositi, realizzazioni di paretine, perforazioni armate* e così via. Molte di queste tecniche risultano piuttosto invasive, altre si rivelano poco efficaci nel caso di elementi snelli come colonne. Spesso in tali occasioni, per conferire maggiore resistenza a flessione e taglio, si è ricorso all'inserimento di anime metalliche o di tiranti precompressi verticali, privando gli elementi originari anche della loro funzione originaria di trasferimento dei carichi verticali; si tratta di interventi sostitutivi che vanno evitati [161]. Interventi efficaci ma di più grande impatto, anche dal punto di vista visivo, che generalmente non

si effettuano sui beni monumentali, sono l'inserimento di telai di controvento in acciaio [178], realizzazione di strutture a telaio resistenti a momento e di muri a taglio. In aggiunta, esistono interventi volti a diminuire la domanda sismica (*seismic demand*) come la riduzione delle masse sismiche, l'inserimento di isolatori sismici alla base o smorzatori passivi, che si rivelano di difficile applicazione nel caso di edifici storici [179].

6.2.1 Intervento con i diaframmi ibridi

L'intervento con le HC si configura come un intervento passivo che cerca di incontrare i criteri di compatibilità, reversibilità, minimo impatto e distinguibilità (si veda §1.2). Chiaramente, l'inserimento di tali diaframmi in vetro non può essere inquadrato nell'ambito di un intervento locale poiché modifica il comportamento di insieme sia da un punto di vista della rigidezza che della resistenza. L'impatto visivo delle possibili applicazioni con HC è manifesto in Figura 6.5. Moduli di HC assemblati potrebbero essere usati oltre che in edifici religiosi (Figura 6.5a), anche in porticati (Figura 6.5b) o per realizzare diaframmi orizzontali rigidi (Figura 6.5c).

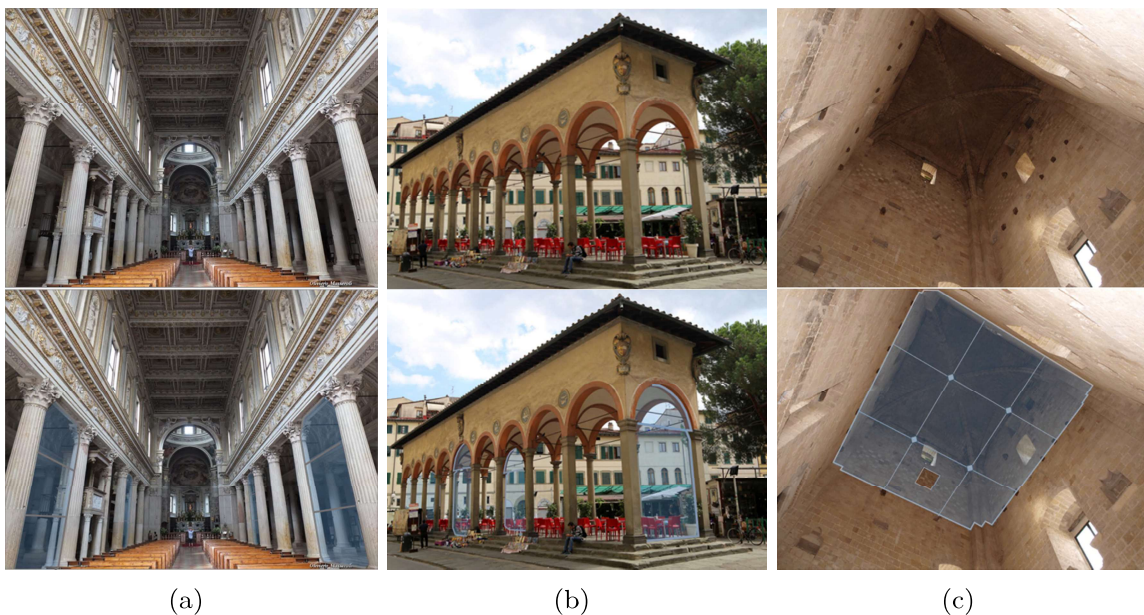


Figura 6.5: Fotomontaggio delle possibili applicazioni con moduli assemblati di HC (a) colonnato in un edificio ecclesiastico in muratura; (b) porticato (o *piano soffice*) in muratura; (c) diaframma rigido orizzontale in torri o campanili.

6.3 Caso studio

L'edificio scelto come caso studio è il duomo di San Michele Arcangelo [180, 181] sito in Casertavecchia, borgo medievale in provincia di Caserta nella regione Campania. Il fabbricato, mostrato in Figura 6.6, è rappresentativo di una chiesa a impianto basilicale di media dimensione con tre navate; tipologia piuttosto diffusa sul territorio nazionale ed europeo [164, 182, 183, 184].

La chiesa, eretta a partire dal 1113 e completata nel 1153, presenta una pianta a croce latina rappresentata in Figura 6.7 [180]. Le dimensioni in pianta sono di circa



Figura 6.6: Viste esterne ed interne del Duomo di Casertavecchia, Caserta, Campania (Italia).

45.40 m \times 23.40 m (al transetto). La struttura portante è costituita da muratura di blocchi di tufo grigio campano e da 18 colonne di spoglio, sormontate da archi a tutto sesto, che delimitano la navata centrale e quelle laterali. Lo spessore della muratura è variabile tra i 70 cm ed i 90 cm, le colonne sono rastremate verso l'alto ed hanno un diametro medio pari a 50 cm e intercolumnio di 2.70 m. La navata centrale presenta un tetto a due falde con scandole ed è larga 8.60 m, quelle laterali sono larghe 4.00 m a singola falda inclinata. L'altezza massima è pari a 26.90 m in corrispondenza della cupola, l'altezza minima è 7.65 m in corrispondenza della gronda delle navate laterali. La struttura principale della copertura della navata centrale è costituita da 20 capriate in legno mentre le altre due presentano travicelli in legno. Il transetto presenta due volte a crociera in muratura con robusti costoloni ed una cupola su un tamburo ottagonale protetta da un tiburio. A destra della facciata è presente un campanile, alto 32 m, terminato nel 1234. Nel XVI secolo fu realizzata una cappella quadrata, addossata al lato sinistro della cattedrale, coperta da una cupoletta simile a quella del transetto.

6.3.1 Modellazione

Il comportamento sismico delle chiese può essere interpretato attraverso la risposta strutturale dei macroelementi strutturali che costituiscono la fabbrica, come hanno evidenziato le numerose analisi del danno svolte in seguito ad eventi sismici (§6.1). Quindi molto spesso tali tipologie edilizie non presentano una risposta sismica globale, a meno di casi particolari o di interventi strutturali eseguiti con tale finalità. Nel caso di chiese con uno o più assi di simmetria in pianta, con omogeneità costruttiva e buona connessione tra gli elementi, è significativo procedere attraverso un modello complessivo della costruzione (lineare e/o non lineare) [161]. L'esecuzione di analisi numeriche dinamiche, anche di tipo elastico, fornisce utili informazioni sul comportamento dinamico e su come le sollecitazioni si distribuiscono sui diversi macroelementi strutturali [166, 182, 184, 185, 186].

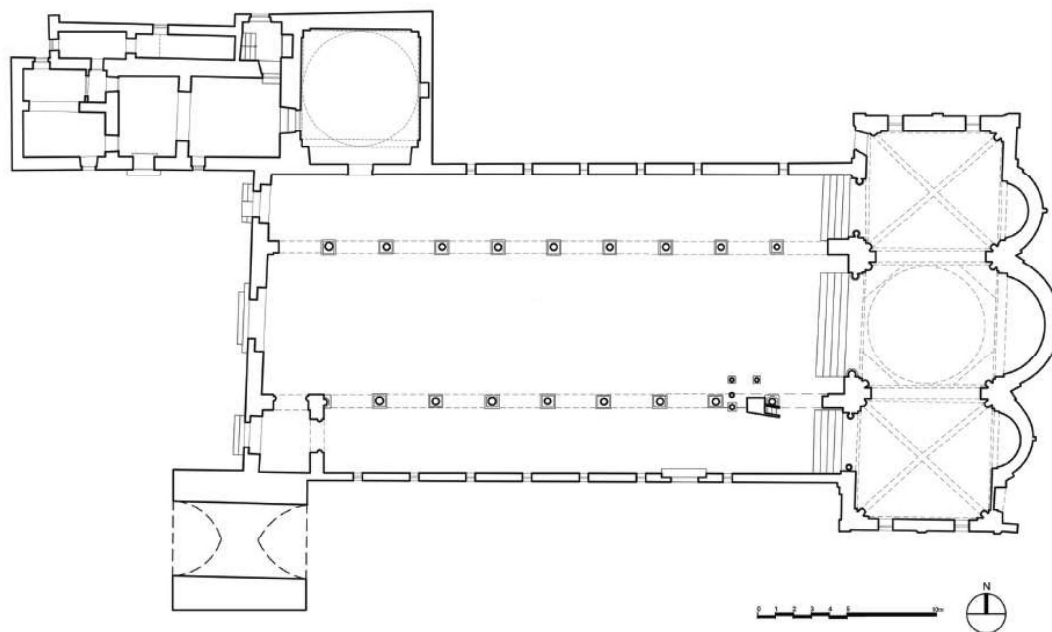


Figura 6.7: Pianta architettonica del Duomo di Casertavecchia [180].

Al fine di avere un modello semplificato, atto a valutare alcuni aspetti fondamentali senza indagare nel dettaglio l'edificio complessivo, è stata oggetto di modellazione numerica la sola aula delle chiese, costituita dalla facciata, dall'arco trionfale e dalle navate; supponendo una sconnessione con il transetto-abside, torre campanaria e cappella quadrata. I macroelementi strutturali sono individuati in Figura 6.8: $L1 \div L4$ (in direzione longitudinale x) e $T1 \div T11$ (in direzione trasversale y). Il *timpano* della facciata (la parte triangolare sovrastante la cornice di coronamento) non è stato modellato per escludere i modi locali di tale parte di struttura (meccanismo locale n° 2 di Figura 6.2), ma si è tenuto conto del contributo dello stesso in termini di massa applicando un carico distribuito triangolare.

Studi [187] hanno mostrato come l'individuazione di macroelementi può essere effettuata, non secondo il tradizionale metodo dei possibili danni di una struttura [157, 158, 159] con i meccanismi locali delle Figure 6.2 e 6.3, ma mettendo in relazione le proprietà dinamiche di un'intera chiesa, in termini di periodi e forme modali, con quelle di parti dell'intera struttura. Secondo tale metodologia [187], la risposta dell'edificio completo è correlata a quella dell'aula includendo l'arco trionfale e quello del coro (se presente) così da tenere conto delle parti di diversa rigidità; risulta evidente che tali suddivisioni non hanno carattere generale ma necessitano di essere particolarizzate al singolo oggetto di studio in seguito ad accurate indagini diagnostiche (come sempre accade quando si analizzano edifici in muratura non ordinari).

Come è noto, la risposta sismica e la ripartizione delle azioni è fortemente influenzata dalla presenza di impalcati rigidi o diaframmi di piano. A tal proposito sono stati sviluppati quattro modelli 3D, mostrati in Figura 6.9, con il codice di calcolo agli elementi finiti SAP2000 [188]:

- $M1$ - modello base (Figura 6.9a);
- $M2$ - modello con controventi di irrigidimento in copertura (Figura 6.9b);

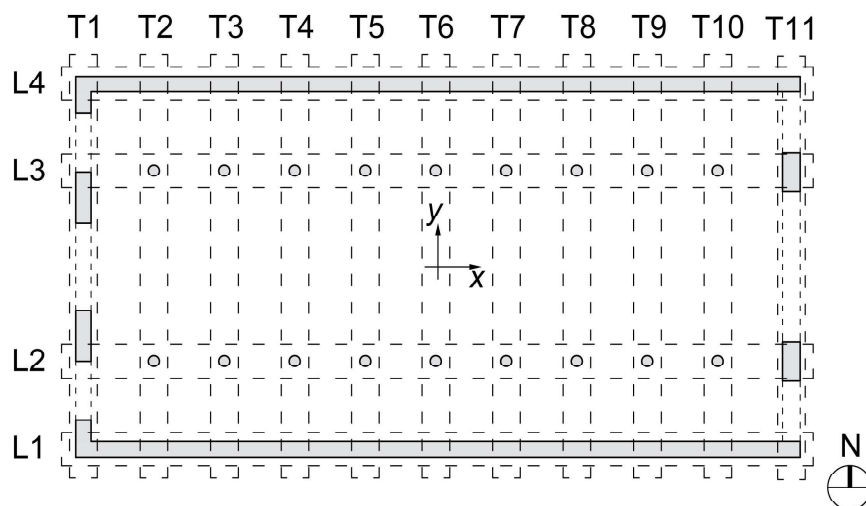


Figura 6.8: Pianta linearizzata della sola aula ed individuazione dei macroelementi: L1 ÷ L4 in direzione longitudinale x , T1 ÷ T11 in direzione trasversale y .

- $M3$ - modello con HC (Figura 6.9c);
- $M4$ - modello con HC e controventi (Figura 6.9c).

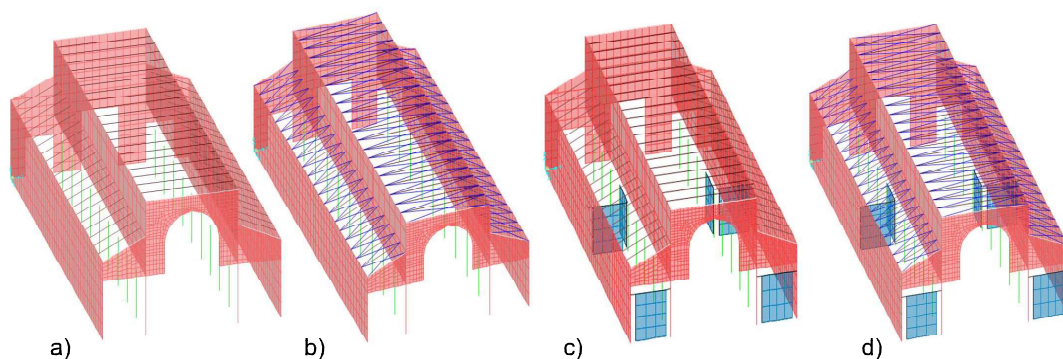


Figura 6.9: Viste assometriche dei modelli FE sviluppati per l'aula della chiesa (la facciata è sul retro): a) $M1$ || modello base ; b) $M2$ || modello con controventi di irrigidimento in copertura ; c) $M3$ || modello con HC; d) $M4$ || modello con HC e controventi in copertura.

Tabella 6.1: Parametri meccanici usati nei modelli FE. E modulo di elasticità longitudinale; G modulo di elasticità tangenziale; γ peso specifico.

	E	G	γ
	[MPa]	[MPa]	[kN/m ³]
muratura in blocchi di tufo	840	282	16
marmo	42000	16154	27
legno da costruzione	12000	4138	6
vetro	70000	28689	25
acciaio	210000	80769	77

Sono state eseguite analisi lineari statiche e dinamiche. Nelle analisi statiche i modelli sono stati analizzati considerando i carichi verticali dovuti al peso proprio

degli elementi in muratura e ai carichi derivanti dalla copertura applicati come carichi distribuiti sui diversi elementi e considerati come masse nelle analisi dinamiche.

Il modello base $M1$ consta di 417 elementi *shell* (dimensione massima della *mesh* $1.00\text{ m} \times 1.50\text{ m}$) utilizzati per modellare la muratura e 98 elementi *frame* per i pilastri in muratura, colonne in marmo e gli elementi in legno. Gli elementi *shell* a 4 nodi prevedono una formulazione combinata per il comportamento a membrana nel piano e a piastra fuori piano [188]. I parametri meccanici usati nei modelli sono riassunti nella Tabella 6.1, in particolare sono stati assunti valori dei moduli elastici ridotti per la muratura e le colonne in marmo, al fine di considerare la fessurazione di tali elementi come suggerito dalla normativa tecnica [100, 173]. I controventi (in $M2$ e $M4$) sono modellati con elementi *frame* di sezione circolare cava (raggio esterno 3 cm e spessore 6 mm), ai quali è assegnato il materiale acciaio; la massa è stata definita trascurabile al fine di rappresentare un intervento con fasciature in FRP e con lo scopo di non aumentare le masse sismiche.

I modelli $M3$ e $M4$ presentano quattro HC posizionate in direzione trasversale in corrispondenza dei macroelementi T6 e T11 (dove si trovano pilastri) mostrati rispettivamente nelle Figure 6.10a e 6.10b, e due HC in direzione longitudinale in corrispondenza dei colonnati (L2 e L3) come mostrato in Figura 6.11. Le HC sono modellate con elementi *shell* con modulo elastico del vetro, considerando i pannelli integri. Le HC sono collegate alle colonne ed alle murature mediante due elementi *frame* che trasmettono solo sforzo assiale (pendoli), a cui è assegnato come materiale l'acciaio. I pannelli in direzione x sono di larghezza 2.50 m (Figura 6.11) mentre quelli in direzione y sono di larghezza 3.00 m (Figura 6.10), in entrambi i casi l'altezza è pari a 5.00 m e lo spessore 50 mm. In Figura 6.12 è suggerita la resa estetica dell'inserimento di HC all'interno del duomo di San Michele Arcangelo.

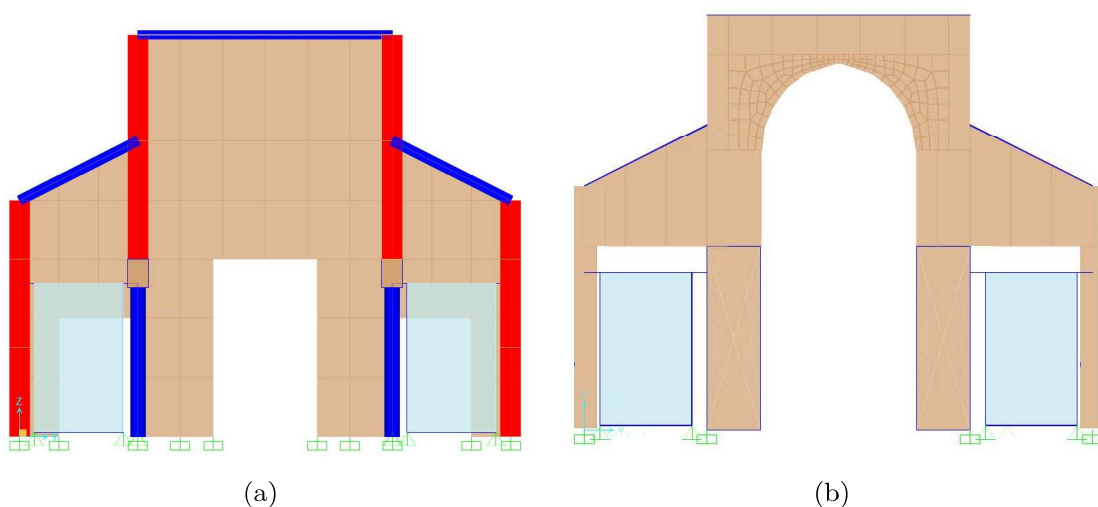


Figura 6.10: HC inserite nei modelli $M3$ e $M4$ (a) in corrispondenza del macroelemento T6 (il ringrosso al di sopra della colonna è rappresentativo della sezione in muratura); (b) in corrispondenza del macroelemento T11, dove sono modellati i pilastri dell'arco trionfale.

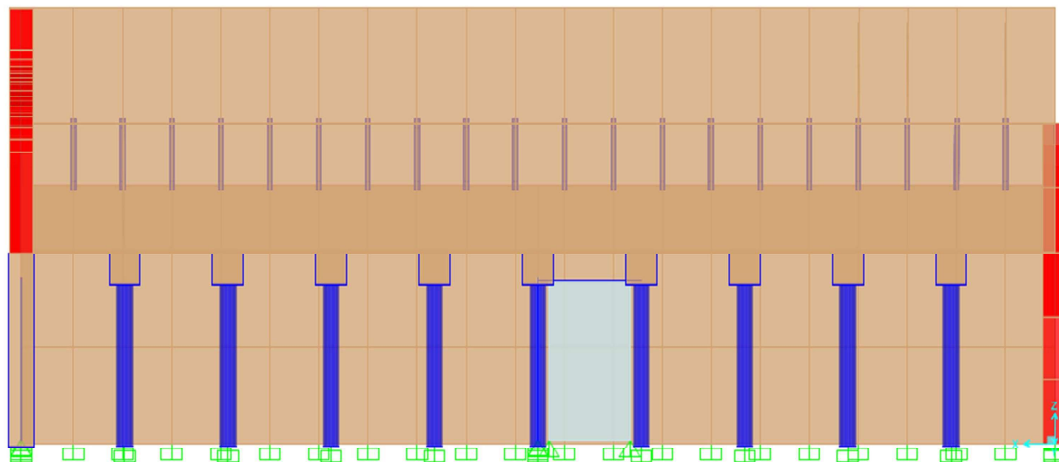


Figura 6.11: HC inserite nei modelli *M3* e *M4* in direzione longitudinale.

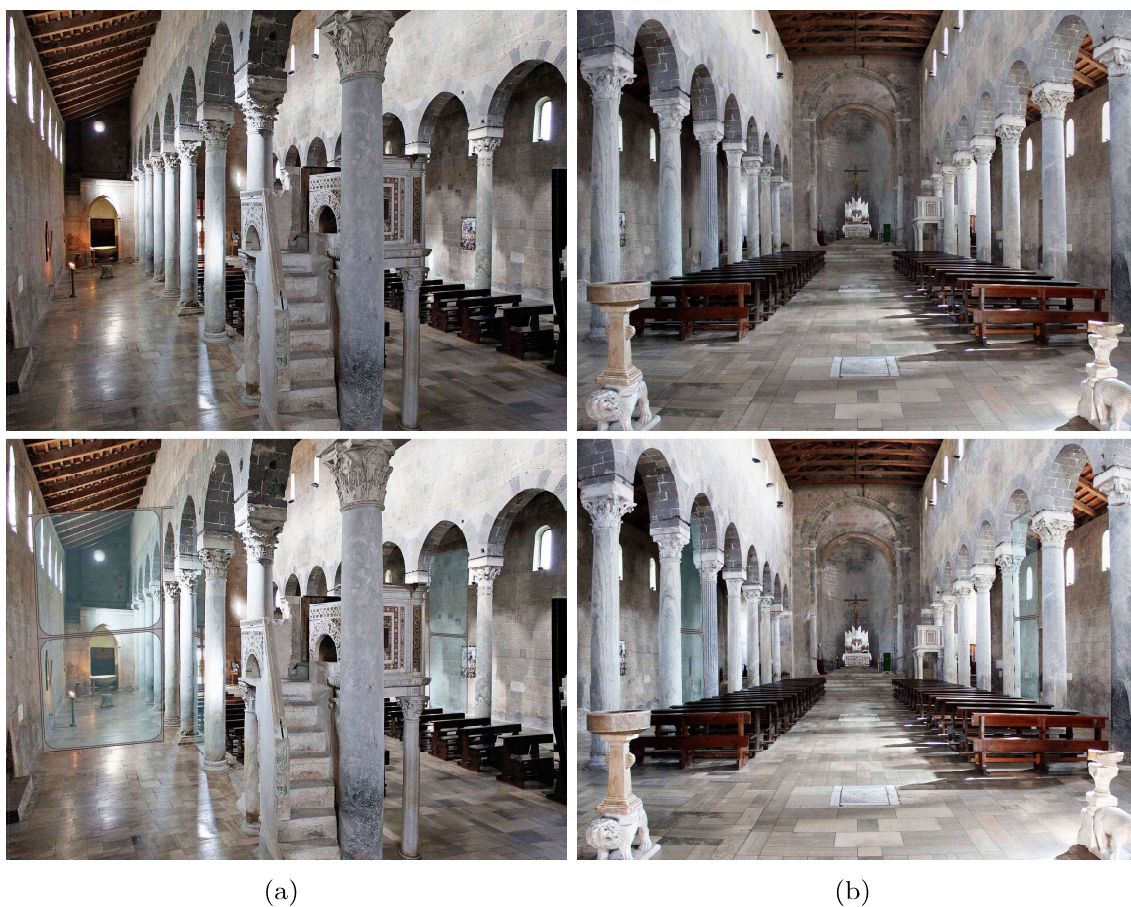


Figura 6.12: Fotomontaggio con inserimento delle HC assemblate. (a) Vista da navate laterali;
(b) vista da navata centrale.

6.3.2 Analisi modale

Le analisi modali sono state eseguite con due obiettivi principali: ottenere informazioni sul comportamento dinamico dell'aula della chiesa e guidare la scelta del posizionamento delle HC laddove si verificano i maggiori spostamenti. Le masse sono state definite a partire dalle sezioni dei diversi elementi e dai carichi applicati. Come nella chiesa di S. Maria di Collemaggio anche nell'aula del caso studio, la facciata provoca un'eccentricità del centro di massa da quello di rigidezza, ne consegue che le HC saranno posizionate in modo da ridurre tale eccentricità. I primi cinque modi di vibrare del modello $M1$ sono rappresentati in Figura 6.13 (vista dall'alto), mentre nelle Tabelle 6.2 ÷ 6.5 sono riportati i periodi di vibrazione per le prime dodici forme modali e le masse partecipanti nelle due direzioni (M_{px} , M_{py}), con le rispettive somme ($\sum M_{px}$, $\sum M_{py}$), per tutti e quattro i modelli.

Generalmente i valori dei periodi di vibrazione per gli edifici in muratura risultano piuttosto bassi (< 1 s), nel caso in esame come si evince anche dal confronto in Tabella 6.6, i primi periodi risultano piuttosto elevati. In particolare, gli alti valori dei periodi dei primi tre modi del modello $M1$ sono diretta conseguenza della modellazione della sola aula che risulta piuttosto flessibile e dall'assenza di importanti masse (come ad esempio volte in corrispondenza delle navate).

Inoltre, usualmente, le analisi modali su edifici ecclesiastici presentano una grande dispersione delle masse partecipanti, a causa dei molti modi locali, mentre nel caso del modello semplificato dell'aula sono necessari solo i primi dodici modi per avere una massa partecipante superiore al 90%, come riportato nelle Tabelle 6.2 ÷ 6.5. La prima forma modale del modello $M1$ è traslazionale nella direzione trasversale, quella "più debole", con spostamenti fuori piano degli elementi in direzionale ortogonale, come rappresentato in Figura 6.13a. Il secondo ed il quarto modo (Figure 6.13b e 6.13d) mostrano un comportamento torsionale con non adeguata collaborazione tra i macroelementi longitudinali e trasversali, conseguenza dell'eccentricità tra il centro di massa e quello di rigidezza. Il terzo modo, mostrato in Figura 6.13c, è longitudinale, secondo la direzione che presenta maggiore rigidezza per la presenza dei macroelementi L1 e L4. Il quinto e le successive forme modali sono combinazione di quelle longitudinali e trasversali.

Il modello $M2$, mostrato in Figura 6.9b, con controventi in copertura per modellare un possibile intervento di rinforzo e per valutare il comportamento, maggiormente monolitico, in caso di orizzontamenti rigidi. Le considerazioni sulle forme modali sono analoghe a quelle del modello $M1$ come è evidente dalla Figura 6.14. In questo caso, il quarto modo non è più torsionale ma trasversale e simmetrico rispetto all'asse longitudinale della chiesa (Figura 6.9d).

Nel modello $M3$, le HC inserite trasversalmente, in corrispondenza dei macroelementi T6 e T11, conducono ad un avvicinamento del centro delle rigidezze a quello delle masse: il secondo modo da torsionale (modelli $M1$ e $M2$ e, rispettivamente, Figure 6.13b e 6.9b) diviene longitudinale come mostrato in Figura 6.15b. I modi torsionali si ripresentano nel terzo e quarto modo di vibrare (Figure 6.15c e 6.15d). L'incremento di rigidezza complessiva è comparabile a quello che si ottiene inserendo irrigidimenti in copertura come è evidente dal confronto dei periodi delle forme modali riportato in Tabella 6.6.

L'uso combinato di controventi e HC comporta una più omogenea redistribuzione delle rigidezze oltre che un irrigidimento complessivo come si evince dai periodi di

vibrazione riportati in Tabella 6.6. La riduzione di modi torsionali risulta rilevante seppur non eliminata come è evidente dalla quarta forma modale in Figura 6.16d.

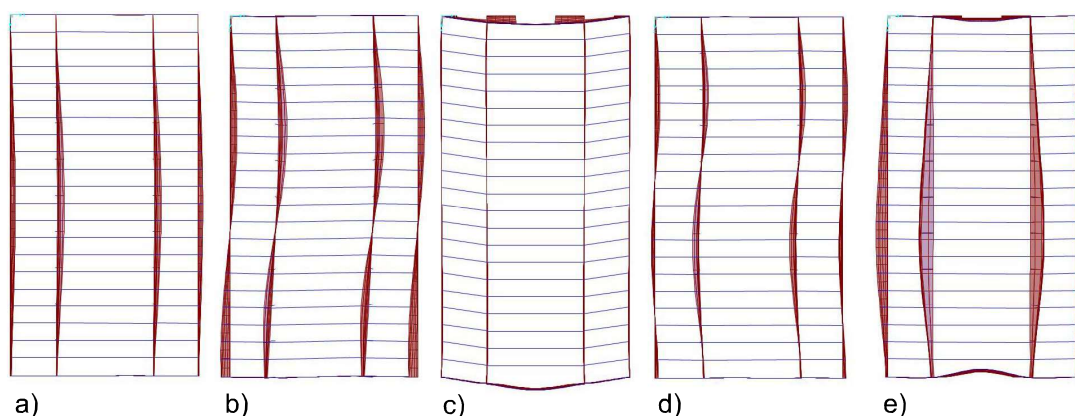


Figura 6.13: Primi cinque modi di vibrare per il modello $M1$: a) primo modo, trasversale; b) secondo modo, torsionale; c) terzo modo, longitudinale; d) quarto modo, torsionale; e) quinto modo, trasversale.

Tabella 6.2: Modello $M1$, primi dodici modi di vibrazione con masse partecipanti nelle due direzioni (M_{px} , M_{py}).

Modo N°	Periodo [s]	Direzione longitudinale x		Direzione trasversale y	
		M_{px} [%]	$\sum M_{px}$ [%]	M_{py} [%]	$\sum M_{py}$ [%]
1	1.15	0.00	0.00	50.59	50.59
2	0.79	0.00	0.00	4.30	54.89
3	0.74	59.47	59.47	0.00	54.89
4	0.56	0.00	59.47	11.45	66.34
5	0.44	0.18	59.66	0.00	66.34
6	0.42	2.39	62.04	0.00	66.34
7	0.35	0.11	62.16	0.01	66.35
8	0.29	0.30	62.45	15.46	81.81
9	0.29	0.55	63.01	8.63	90.44
10	0.21	0.01	63.02	0.04	90.48
11	0.10	13.11	76.13	0.00	90.48
12	0.09	16.64	92.77	0.00	90.49

6.3.3 Analisi con spettro di risposta

Per le analisi sismiche è stato considerato lo spettro di progetto che caratterizza il sito dove sorge l'edificio (coordinate: latitudine 41.0740, longitudine 14.3338), in accordo con la normativa tecnica italiana [100, 173]. Lo spettro di progetto, mostrato in Figura 6.17, è stato definito considerando lo *Stato Limite di prevenzione del Collasso* (SLC) con periodo di ritorno dell'azione sismica pari a 975 anni e

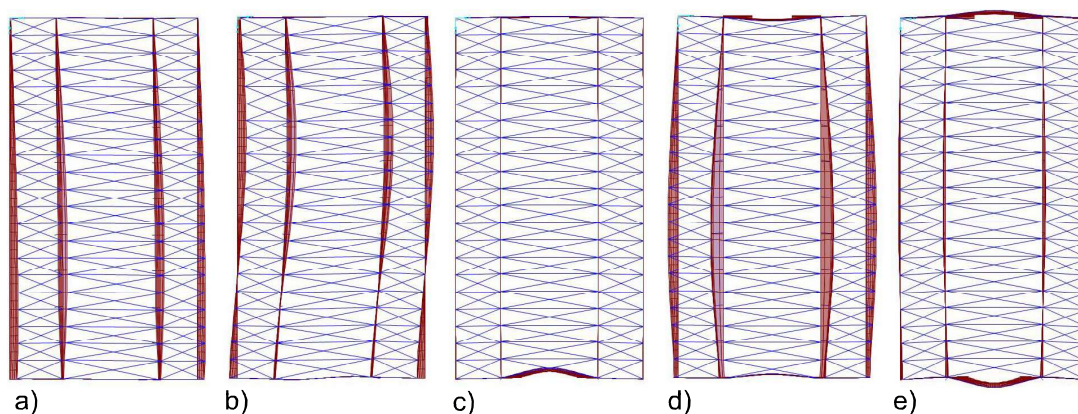


Figura 6.14: Primi cinque modi di vibrare per il modello $M2$. a) Primo modo, trasversale; b) secondo modo, torsionale; c) terzo modo, longitudinale; d) quarto modo, trasversale; e) quinto modo, longitudinale.

Tabella 6.3: Modello $M2$, primi dodici modi di vibrazione con masse partecipanti nelle due direzioni (M_{px} , M_{py}).

Modo N°	Periodo [s]	Direzione longitudinale x		Direzione trasversale y	
		M_{px} [%]	$\sum M_{px}$ [%]	M_{py} [%]	$\sum M_{py}$ [%]
1	0.86	0.00	0.00	65.24	65.24
2	0.52	0.00	0.00	3.59	68.84
3	0.49	27.67	27.67	0.00	68.84
4	0.42	1.58	29.25	0.00	68.84
5	0.35	29.52	58.77	0.00	68.84
6	0.32	0.03	58.80	15.10	84.02
7	0.31	3.68	62.48	0.00	84.02
8	0.24	7.07	69.55	0.00	84.03
9	0.20	0.00	69.56	0.00	94.38
10	0.17	0.00	69.56	10.35	94.38
11	0.09	0.45	70.01	0.00	94.38
12	0.08	24.17	94.18	0.00	94.38

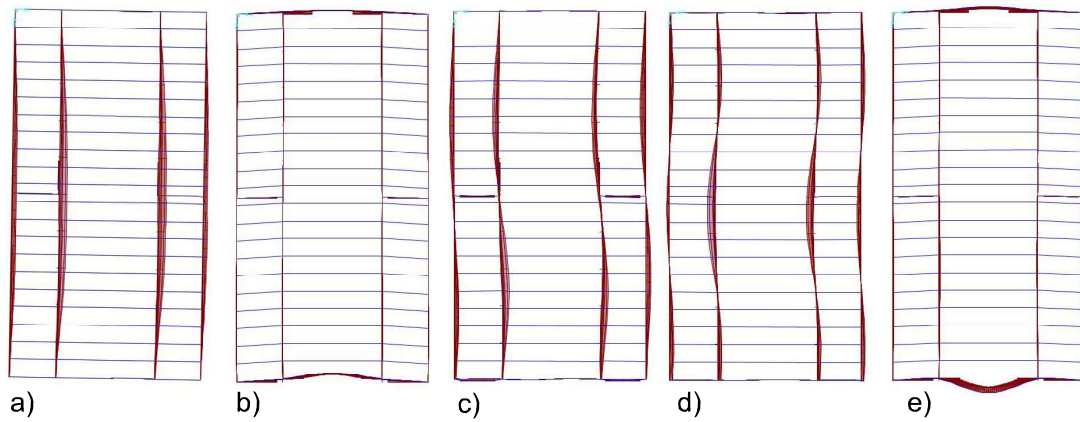


Figura 6.15: Primi cinque modi di vibrare per il modello $M3$. a) Primo modo, trasversale; b) secondo modo, longitudinale; c) terzo modo, torsionale; d) quarto modo, torsionale; e) quinto modo, longitudinale.

Tabella 6.4: Modello $M3$, primi dodici modi di vibrazione con masse partecipanti nelle due direzioni (M_{px} , M_{py}).

Modo N°	Periodo [s]	Direzione longitudinale x		Direzione trasversale y	
		M_{px} [%]	$\sum M_{px}$ [%]	M_{py} [%]	$\sum M_{py}$ [%]
1	0.85	0.00	0.00	44.13	44.13
2	0.59	51.28	51.28	0.00	44.13
3	0.57	0.11	51.39	0.06	44.19
4	0.43	0.01	51.39	19.69	63.88
5	0.40	9.49	60.88	0.02	63.91
6	0.36	0.02	60.90	0.22	64.13
7	0.30	1.84	62.74	0.08	64.21
8	0.28	0.00	62.74	17.82	82.03
9	0.21	0.09	62.83	0.53	82.56
10	0.15	0.00	62.83	10.55	93.11
11	0.09	27.67	90.50	0.00	93.11
12	0.09	0.97	91.47	0.28	93.39

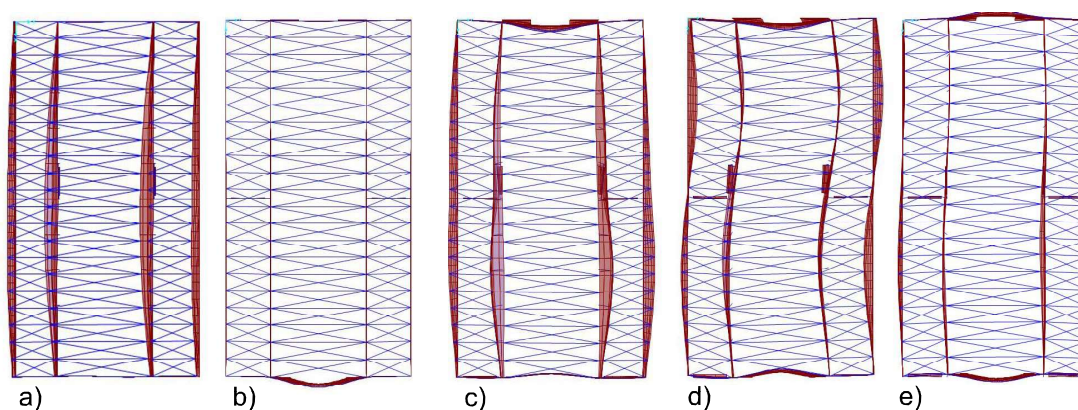


Figura 6.16: Primi cinque modi di vibrare per il modello $M4$. a) Primo modo, trasversale; b) secondo modo, longitudinale; c) terzo modo, trasversale; d) quarto modo, torsionale; e) quinto modo, misto.

Tabella 6.5: Modello $M4$, primi dodici modi di vibrazione con masse partecipanti nelle due direzioni (M_{px} , M_{py}).

Modo N°	Periodo [s]	Direzione longitudinale x		Direzione trasversale y	
		M_{px} [%]	$\sum M_{px}$ [%]	M_{py} [%]	$\sum M_{py}$ [%]
1	0.64	0.00	0.00	61.26	61.26
2	0.48	20.82	20.82	0.00	61.26
3	0.35	6.08	26.90	0.00	61.26
4	0.33	7.79	34.69	3.30	64.57
5	0.32	24.99	59.68	1.41	65.98
6	0.29	0.04	59.72	16.37	82.35
7	0.26	4.39	64.11	0.07	82.42
8	0.22	5.24	69.34	0.07	82.49
9	0.18	0.06	69.40	0.07	82.56
10	0.13	0.02	69.43	12.11	94.67
11	0.09	13.97	83.40	0.00	94.67
12	0.08	10.14	93.54	0.02	94.69

Tabella 6.6: Confronto fra i modelli $M1 \div M4$, periodi dei primi cinque modi di vibrazione.

Modo	Periodi [s]			
	$M1$	$M2$	$M3$	$M4$
1°	1.15	0.86	0.85	0.64
2°	0.79	0.52	0.59	0.48
3°	0.74	0.49	0.57	0.35
4°	0.56	0.42	0.43	0.33
5°	0.44	0.35	0.40	0.32

categoria del sottosuolo di tipo B [100]. Il fattore di comportamento (*ex* fattore di struttura secondo [189]) calcolato secondo le NTC2018 [100] è stato assunto pari $q = 1.6$, senza considerare quindi l'apporto dissipativo delle HC ma solo l'edificio in muratura.

L'effetto dell'azione longitudinale e trasversale è stato valutato separatamente per le due direzioni, definendo le accelerazioni nelle due direzioni e considerando un numero di forme modali tali da raggiungere una massa partecipante superiore al 90%. Inoltre, lo spettro è stato modificato per tener conto del limite normativo $S_d(T) \geq 0.2g$, con g accelerazione di gravità (linea tratteggiata orizzontale in Figura 6.17).

Dal confronto in 6.17, è evidente che il modello base $M1$, quindi in assenza di interventi, presenta i primi tre periodi modali che intercettano il ramo decrescente dello spettro di risposta e non il *plateau* della funzione (corrispondente alle accelerazioni massime). Come sottolineato in precedenza, generalmente, gli edifici in muratura presentano periodi di vibrazione inferiori, quindi un modello complessivo dell'edificio comporterebbe uno spostamento verso i valori massimi dello spettro di progetto anche in assenza di rinforzi.

Considerando che i primi modi intercettano il ramo decrescente, il tagliante sismico ottenuto dalle analisi potrà essere maggiore per i modelli $M2 \div M4$ a discapito della sicurezza strutturale. A tal proposito in Figura 6.18 sono rappresentati i taglianti totali per i diversi modelli nelle due direzioni mentre in Tabella 6.7 si riportano i valori numerici e le differenze percentuali rispetto al modello base $M1$.

Tabella 6.7: Tagliante sismico totale V_{tot} nelle due direzioni per i diversi modelli numerici e differenza percentuale con il modello $M1$.

Modello	Sisma x		Sisma y	
	V_{tot} [kN]	Δ [%]	V_{tot} [kN]	Δ [%]
$M1$	2877	-	1991	-
$M2$	2689	-6.5	2685	+34.9
$M3$	3217	+11.8	2355	+18.3
$M4$	2688	-6.6	3448	+73.2

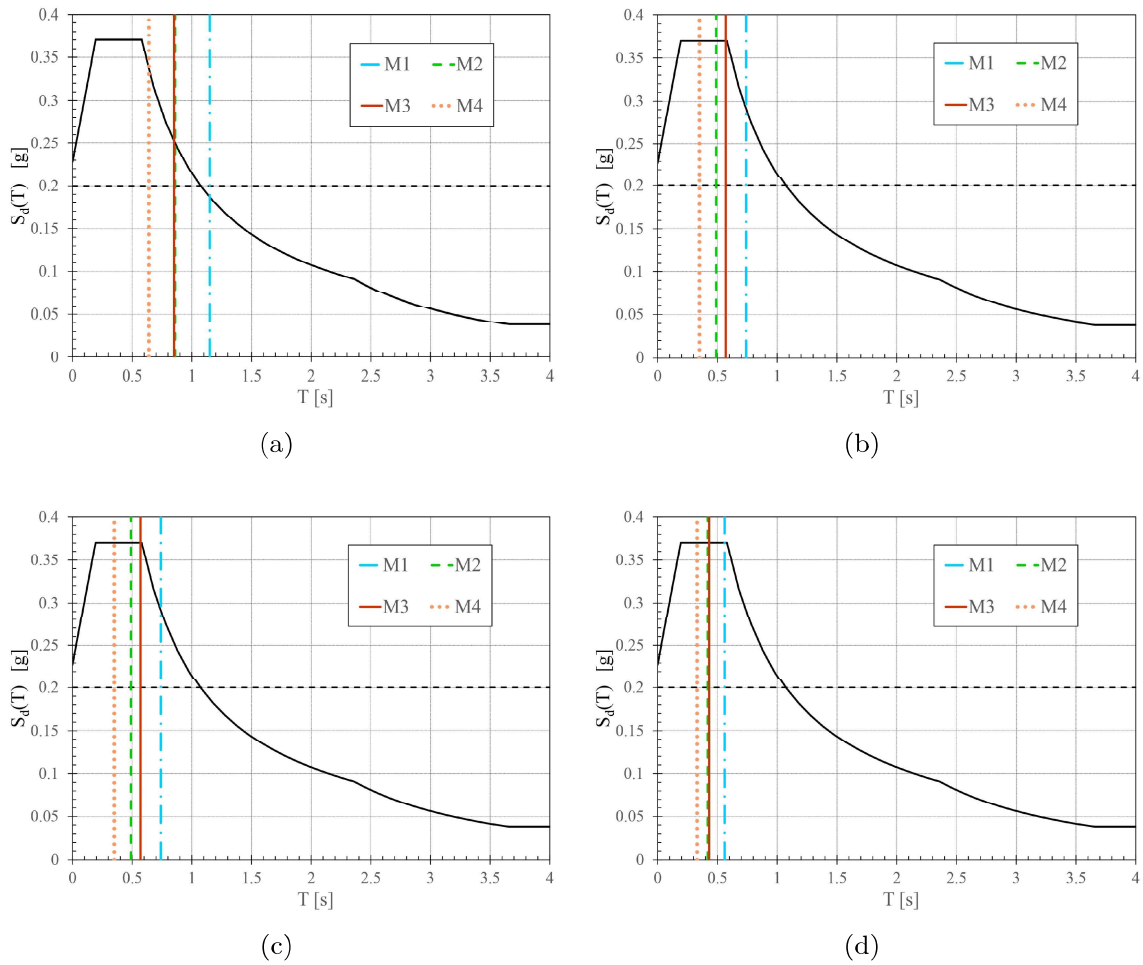


Figura 6.17: Spettro di risposta di progetto in termini di accelerazione $S_d(T)$ con sovrapposti i primi quattro periodi modal per i modelli $M1 \div M4$. La linea tratteggiata orizzontale rappresenta il limite da normativa $S_d(T) \geq 0.2g$ con g accelerazione di gravità. (a) Primo modo; (b) secondo modo; (c) terzo modo; (d) quarto modo.

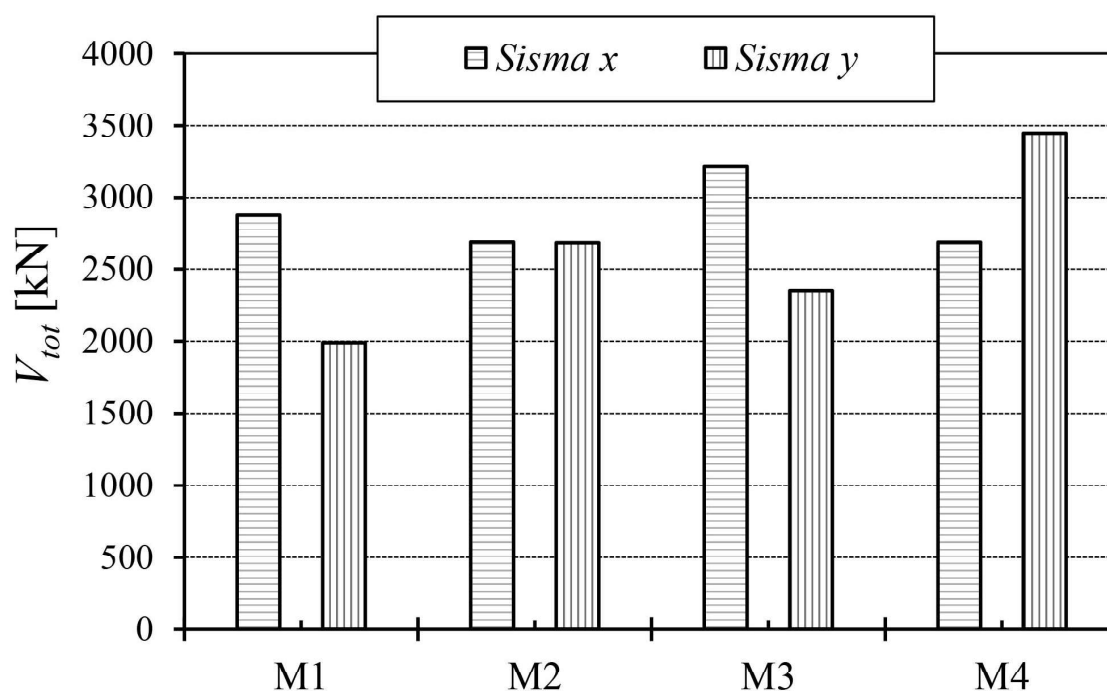


Figura 6.18: Tagliante simico totale V_{tot} nelle due direzioni per i diversi modelli numerici.

Il solo irrigidimento delle coperture (modello $M2$), come mostrato in Tabella 6.7, comporta un decremento dell'azione longitudinale di -6.5% ed un incremento del tagliante in direzione trasversale pari a +34.9%. L'inserimento di HC nelle due direzioni con coperture flessibili (modello $M3$) provoca un incremento dell'azione pari al 11.8% in direzione longitudinale ma un minore incremento in direzione trasversale +18.3%. La presenza di irrigidimenti in copertura e l'inserimento di HC (modello $M4$) riduce le azioni longitudinali (-6.6%) ma incrementa notevolmente quelle trasversali (+73.2%), portando quindi a concludere, in prima battuta, lo svantaggio di tale soluzione. Tuttavia, analizzando la distribuzione dei taglianti nei diversi macroelementi per le accelerazioni nelle due direzioni, come sintetizzato nei grafici nelle Figure 6.19 e 6.20 e nelle Tabelle 6.8 e 6.9, è possibile fare ulteriori considerazioni.

Per sisma in direzione longitudinale x (Figura 6.19 e Tabella 6.8):

- per il modello $M1$, i colonnati risultano maggiormente sollecitati rispetto alle murature perimetrali. Inoltre, l'azione longitudinale risulta assorbita dai soli elementi longitudinali;
- l'irrigidimento in copertura ($M2$) comporta un trasferimento delle sollecitazioni ai macroelementi dotati di maggiore rigidità nel piano (L1 e L4). In questo caso, il 98.2% dell'azione è assorbita dagli elementi in direzione longitudinale mentre la restante percentuale (1.8%), seppur non rilevante, viene ripartita negli elementi nell'altra direzione che risultano perciò caricati fuori piano;
- l'inserimento delle due HC in direzione x ($M3$) genera un alleggerimento complessivo delle azioni su tutti i macroelementi longitudinali. Il 42.2% del tagliante è assorbito dai diaframmi in vetro, ne consegue che l'incremento del 11.8% del tagliante longitudinale (Tabella 6.7) non comporta un effettivo

incremento sulle strutture esistenti;

- coperture irrigidite e HC ($M4$) comportano un decremento del tagliante totale in direzione longitudinale (Tabella 6.7), ed in particolare i colonnati risultano fortemente scaricati. Diminuisce anche l'azione che sollecita gli elementi fuori piano passando dal 1.8% del modello $M2$ allo 0.7%.

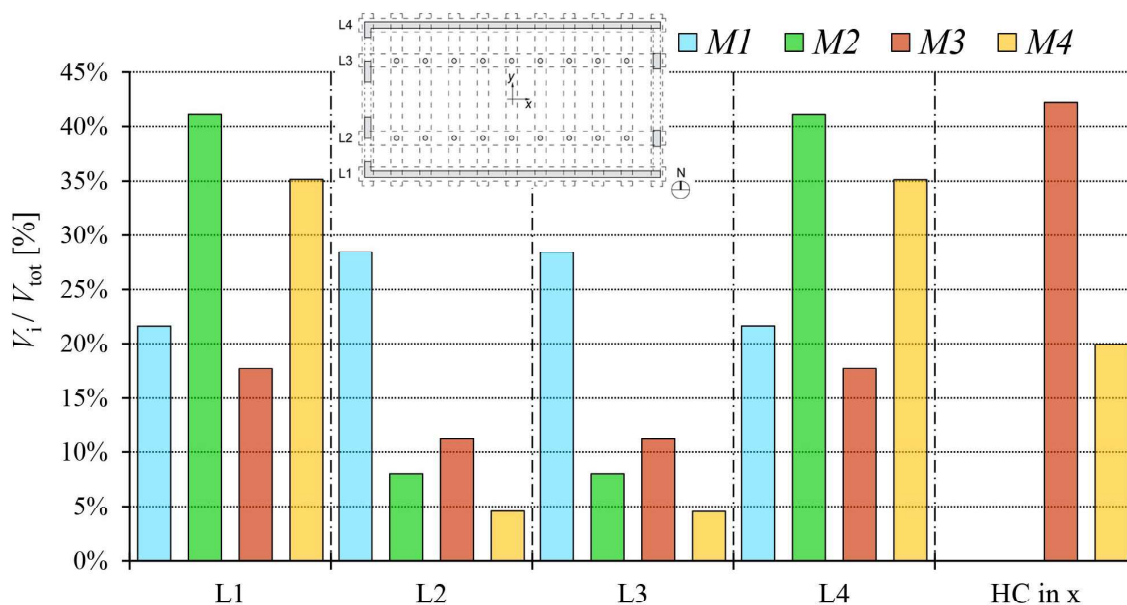


Figura 6.19: Sisma in direzione longitudinale x . Tagliante sismico V_i , sul singolo macroelemento e sulle HC in direzione longitudinale, normalizzato rispetto al tagliante sismico totale V_{tot} per i diversi modelli.

Tabella 6.8: Sisma in direzione longitudinale x . Tagliante sismico per l' i -esimo macroelemento longitudinale e nelle HC in direzione x , adimensionalizzato rispetto a quello totale. Si riporta anche la percentuale totale.

	$M1$	$M2$	$M3$	$M4$
L1	21.6%	41.1%	17.7%	35.1%
L2	28.4%	8.0%	11.2%	4.6%
L3	28.4%	8.0%	11.2%	4.6%
L4	21.6%	41.1%	17.7%	35.1%
HC in x	-	-	42.2%	19.9%
Totale	100%	98.2%	100%	99.3%

Per sisma in direzione trasversale (Figura 6.20 e Tabella 6.9):

- per il modello $M1$, si evidenzia che solo il 79.9% dell'azione trasversale è assorbita dai macroelementi nel proprio piano, mentre il restante 20.1% sollecita i macroelementi longitudinali fuori piano. I macroelementi più sollecitati sono il T1 ed il T11, rispettivamente, la facciata e la pilastrata del transetto, quest'ultimo può rappresentare quindi un elemento di debolezza;
- l'irrigidimento in copertura ($M2$) comporta un decremento delle azioni che sollecitano la facciata nel piano ed un incremento del carico sul macroele-

mento T11, oltre che l'aumento complessivo del tagliante sismico trasversale (Tabella 6.7). Inoltre la percentuale di azioni che sollecitano i macroelementi fuori piano sale al 26.3%, aggravando lo stato di sollecitazione per gli elementi longitudinali;

- l'inserimento delle quattro HC in direzione y (M3) comporta una notevole diminuzione delle azioni per il macroelemento T11 pur considerando l'incremento del tagliante totale (Tabella 6.7). Inoltre, le azioni trasversali sono assorbite complessivamente dai soli macroelementi trasversali;
- coperture irrigidite e HC (M4) causano un incremento notevole, pari al 73.2%, del tagliante sismico trasversale come evidenziato in precedenza e riportato in Tabella 6.7, con una percentuale assorbita dalle HC in direzione y del 65.2%. Confrontando il valori del tagliante sismico sui singoli macroelementi V_i per i modelli M1-M4, riportati in Tabella 6.10, è evidente che la sola facciata risulta maggiormente sollecitata nel piano mentre gli altri taglianti sono inferiore, con particolare riferimento al macroelemento T11. Inoltre, nuovamente il tagliante è complessivamente assorbito dagli elementi trasversali.

In conclusione, i macroelementi più vulnerabili risultano sgravati.

A queste considerazioni si aggiunge la nota precedente: l'edificio modellato nella sua interezza presenterebbe periodi di vibrazioni inferiori rispetto alla sola aula, intercettando quindi le accelerazioni maggiori dello spettro di risposta anche nel caso di struttura non irrigidita da interventi.

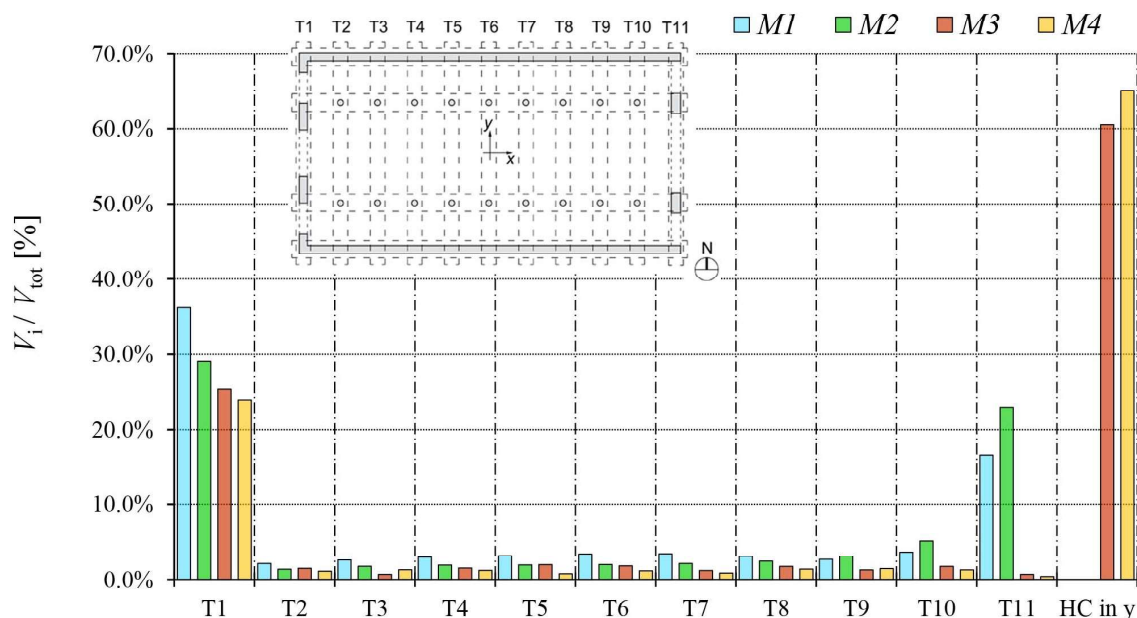


Figura 6.20: Sisma in direzione trasversale y . Tagliante sismico V_i , sul singolo macroelemento trasversale e sulle HC in direzione y , normalizzato rispetto al tagliante sismico totale V_{tot} per i diversi modelli.

Dalle analisi sul modello semplificato è possibile trarre alcune considerazioni di carattere generale

- l'inserimento delle HC influenza notevolmente la distribuzione delle rigidità del fabbricato;

Tabella 6.9: Sisma in direzionale trasversale y . Tagliante sismico per l' i -esimo macroelemento trasversale e nelle HC in direzione y , adimensionalizzato rispetto a quello totale. Si riporta anche la percentuale totale.

	$M1$	$M2$	$M3$	$M4$
T1	36.2%	29.1%	25.4%	23.9%
T2	2.1%	1.4%	1.5%	1.1%
T3	2.6%	1.7%	0.7%	1.3%
T4	3.0%	1.9%	1.5%	1.2%
T5	3.2%	1.9%	2.0%	0.8%
T6	3.4%	2.0%	1.8%	1.2%
T7	3.5%	2.1%	1.2%	0.9%
T8	3.1%	2.4%	1.7%	1.4%
T9	2.7%	3.1%	1.3%	1.5%
T10	3.6%	5.1%	1.7%	1.3%
T11	16.6%	22.9%	0.7%	0.40%
HC in y	-	-	60.5%	65.2%
Totale	79.9%	73.7%	100%	100%

Tabella 6.10: Sisma in direzionale trasversale y . Modelli $M1$ e $M4$, tagliante sismico nell' i -esimo macroelemento trasversale e nelle HC in direzione y e differenza percentuale.

	$M1$	$M4$	
	V_i [kN]	V_i [kN]	Δ [%]
T1	720	825	+15
T2	42	38	-10
T3	51	45	-13
T4	59	42	-29
T5	63	27	-58
T6	68	40	-41
T7	69	30	-57
T8	61	48	-22
T9	53	50	-6
T10	73	44	-39
T11	331	14	-96
HC in y	-	2247	-

- il posizionamento delle HC deve essere successivo ad analisi modali dell'edificio nel suo complesso o delle sue parti a seconda delle caratteristiche specifiche dell'edificio;
- la redistribuzione del tagliante sismico in seguito all'inserimento delle HC deve essere tale da ridurre le azioni laddove la struttura si presenta più vulnerabile.

Come premesso, le analisi del presente capitolo avevano l'ulteriore obiettivo di fornire un ordine di grandezza del carico di progetto delle HC. L'azione orizzontale assunta per le analisi sul singolo modulo della HC al §4 è di 500 kN essendo il tagliante medio sulle HC, per il modello *M4*, di 415 kN.

CONCLUSIONI

Nel presente lavoro di tesi è stato affrontato lo studio di pannelli ibridi in vetro stratificato contornati da sottili telai in acciaio per interventi di miglioramento sismico di edifici di valore storico.

Lo studio dello stato dell'arte ha permesso di identificare vantaggi e svantaggi nell'uso di pannelli in vetro (monolitico o stratificato) come diaframmi resistenti ad azioni taglienti. La ricerca ha consentito di definire alcuni dei possibili approcci alla progettazione di tali elementi strutturali.

Gli interventi sugli edifici esistenti presentano maggiore difficoltà rispetto al progetto di edifici di nuova realizzazione a causa delle numerose fonti di incertezza nel manufatto edilizio. Le complicazioni aumentano nel caso di beni che rappresentano testimonianza storica, culturale ed artistica. Per tali motivi, una delle maggiori sfide dell'Ingegneria moderna è ricercare soluzioni innovative di intervento sull'esistente. Sebbene la scelta dell'intervento non può che essere frutto di una specifica analisi della singola fabbrica, sono stati forniti criteri di carattere generale, al fine di definire il posizionamento ed il progetto degli elementi strutturali oggetto di studio.

L'idea di usare elementi strutturali costituiti da vetro, materiale fragile per antonomasia, in ambito sismico può sembrare un paradosso. In realtà, come è stato evidenziato, il processo di laminazione e l'accoppiamento con telai in acciaio consente di avere un sistema che presenta capacità post-elastiche. A questo si aggiungono le caratteristiche uniche di trasparenza e distinguibilità del vetro, che lo rendono ideale per interventi sul costruito.

Nel capitolo 1 sono state introdotte le motivazioni e gli obiettivi del presente lavoro. Inoltre, sono stati mostrati alcuni interventi di particolare rilevanza espressiva e funzionale che dimostrano l'eccellente dialogo tra edifici esistenti in muratura ed elementi in vetro strutturale.

Nel capitolo 2 sono state sintetizzate le caratteristiche del vetro come materiale strutturale, con particolare riferimento al comportamento meccanico ed ai tipi di vetro disponibili sul mercato. Le proprietà del vetro stratificato sono state am-

piamente illustrate, così come alcuni dei più diffusi approcci alla modellazione di elementi strutturali costituiti da questo materiale composito.

Nel capitolo 3 sono stati analizzati gli studi, disponibili in letteratura, condotti su elementi ibridi costituiti da pannelli in vetro (monolitico o stratificato) contornati da telai di diverso materiale. Nello specifico è stato posto rilievo sul tipo di connessione realizzata tra il pannello ed il telaio di contorno, sulle capacità residue in caso di rottura del pannello (laddove sono state indagate), ma anche sulla suscettibilità ai fenomeni di instabilità che tali sistemi strutturali snelli possono presentare.

I vantaggi e le criticità dei sistemi indagati sono stati di supporto alla definizione del *concept design* ed alla scelta dei materiali della per formare un sistema ibrido vetro-acciaio. Il contatto diretto tra il pannello in vetro stratificato ed il telaio in acciaio è evitato lungo tutto il contorno interponendo una guarnizione in materiale elastomerico, mentre sono state valutate diverse soluzioni per gli spigoli, dove si verificano elevate concentrazioni tensionali.

Nel capitolo 4 sono state condotte approfondite valutazioni sul comportamento in fase di pre-rottura, al variare dei materiali e dei dettagli geometrici. I risultati dei modelli numerici sono stati confrontati con quelli di modelli analitici per valutare il comportamento dei pannelli e per progettarne i dettagli.

Sono state individuate diverse soluzioni per la geometria d'angolo, al fine di evitare le concentrazioni di tensione negli spigoli del pannello di vetro stratificato. Le diverse soluzioni di raccordo d'angolo sono state definite a partire dalla soluzione elastica di trave a cuneo caricata nel vertice. Modelli bidimensionali agli elementi finiti sono stati sviluppati per valutare gli effetti in termini locali e globali al variare della geometria del raccordo d'angolo.

Il pannello in vetro stratificato non è incollato al telaio in acciaio; di conseguenza è stato considerato un problema di contatto monolatero in presenza di attrito tra guarnizione elastomerica e pannello. Nella modellazione numerica bidimensionale, il pannello in vetro stratificato è stato considerato come elemento monolitico di spessore pari a quello delle sole lastre in vetro, essendo il contributo dell'intercalare polimerico trascurabile nella risposta nel piano.

Dalle analisi eseguite è emerso che la geometria del raccordo d'angolo non influenza particolarmente la risposta in termini globali, ma la sua ottimizzazione consente di evitare concentrazioni di tensione nel vetro e nelle altre parti della cella. Sono state individuate due soluzioni ottimali: raccordo circolare convesso e raccordo squadrato.

La soluzione del problema di contatto ha mostrato che il carico dal telaio al pannello è trasmesso in corrispondenza dei soli spigoli. Il modello con contatto monolatero e attrito richiede un notevole onere computazionale; per tale ragione è stato confrontato con un modello che non prevede l'attrito e con un ulteriore modello che prevede la definizione di vincoli che impediscono lo scorrimento relativo, tra la guarnizione ed il pannello, in corrispondenza degli spigoli. I risultati hanno mostrato un ottimo accordo tra il modello con problema di contatto completo e quello con vincoli come sopra descritto, ma con un onere computazionale nettamente inferiore per il secondo caso.

Le successive analisi sono state effettuate al variare del materiale che costituisce

l'elemento d'angolo. Sono stati considerati quattro materiali di differente rigidità: alluminio (modulo elastico $E = 69$ GPa), resina acetilica con carica del 25% di fibre di vetro ($E = 9.3$ GPa), resina acetilica ($E = 3.0$ GPa) e teflon ($E = 0.5$ GPa). I risultati hanno mostrato che il materiale che costituisce l'elemento d'angolo ha una notevole influenza sia in termini di risposta globale che locale. L'elemento deve essere realizzato in materiale di adeguata rigidità: la resina acetilica rinforzata da fibre di vetro rappresenta una valida alternativa all'alluminio. Per azioni di progetto inferiori (nelle analisi è stato considerato un carico di 500 kN) è possibile utilizzare anche materiali di minore rigidità.

Un ulteriore confronto, in termini di modellazione numerica, è stato effettuato tra un modello agli elementi finiti tridimensionale ed il modello bidimensionale: i risultati mostrano un'ottima corrispondenza. Inoltre, tale confronto ha confermato che il ruolo dell'intercalare è trascurabile in termini di risposta nel piano.

Le diverse analisi eseguite hanno evidenziato come il pannello in vetro stratificato risulti, essenzialmente, sollecitato da un campo di compressioni diagonali. Di conseguenza, è stata definita la larghezza di un puntone equivalente in termini di rigidità pari a $\simeq L_d/5.4$, dove L_d è la lunghezza della diagonale. La risposta del modello tridimensionale è stata confrontata con quella ottenuta tramite un modello agli elementi finiti costituito da un telaio controventato da una diagonale che presenta dimensioni pari a quelle del puntone equivalente. La corrispondenza tra i due modelli, in termini di rigidità, risulta ottima.

Sono state effettuate verifiche di stabilità dell'equilibrio. Le analisi numeriche presentano difficoltà di convergenza, ma hanno permesso di definire le soglie del carico critico che risultano superiori a quello sollecitante. Avendo considerato un intercalare polimerico ionoplastico ed il carico sismico di breve durata, il comportamento flessionale è molto vicino al limite monolitico.

Con un approccio semplificato è stato definito il coefficiente di comportamento per la cella ibrida, calcolato considerando l'equivalenza energetica tra l'energia del sistema ipotizzato indefinitamente elastico e quella dissipata dallo stesso ma con comportamento elastico-perfettamente plastico.

Il coefficiente di comportamento, pari a 3.8, è un indice delle capacità dissipative del sistema ed è rilevante considerando che la struttura è costituita principalmente dal vetro. In particolare, la capacità portante ultima, per le dimensioni geometriche considerate e le ridotte sezioni trasversali del telaio, è correlata alla plasticizzazione dell'asta del telaio sollecitata a trazione e non alla rottura e/o instabilità del pannello.

Nel capitolo 5, è stata proposta una modellazione semplificata sfruttando un approccio *micro-macro* e tecniche di *omogeneizzazione*, con l'obiettivo di valutare la capacità portante in fase post-rottura,.

Secondo tale modellazione, la rigidità equivalente a trazione del vetro stratificato in fase di post-rottura non dipende dalle dimensioni dei frammenti, dalla forma degli stessi e della regione adesa vetro-intercalare, ma dal solo modulo di rigidità dell'intercalare polimerico e dalla percentuale di area delaminata. Il modello proposto è stato confrontato con i risultati di modellazioni numeriche di celle elementari costituite da un singolo frammento variando la dimensione (da 20 mm a 100 mm), la forma (frammento quadrato, a rombo e quadrilatero irregolare) e la

forma della zona adesiva intercalare-vetro (circolare, quadrata e a rombo con angoli arrotondati), oltre che la percentuale di area delaminata (dal 10% al 70%). Il confronto mostra che l'approccio proposto fornisce una buona approssimazione della rigidezza equivalente, sempre a vantaggio di sicurezza, con un errore medio del 6%. In aggiunta, l'evoluzione della regione adesiva vetro-intercalare sotto carichi ciclici è stata valutata in maniera qualitativa considerando un legge coesiva di tipo triangolare.

Ulteriori analisi sono state svolte su un numero di celle elementari tale da costituire un elemento di volume rappresentativo. I confronti hanno mostrato una buona approssimazione offerta dal modello analitico proposto con i risultati numerici. La formulazione fornisce un limite inferiore del modulo di rigidezza dell'intercalare polimerico irrigidito dai frammenti di vetro.

Successivamente è stata analizzata la risposta della cella con il pannello in fase di post-rottura. È stato adottato un approccio semplificato che prevede la definizione di un materiale ortotropo con modulo di elasticità nella direzione delle tensioni principali minime pari a quello del vetro integro, mentre nella direzione delle tensioni principale massime è stato definito il modulo di rigidezza equivalente ottenuto secondo il modello semplificato proposto. La modellazione fornisce una stima del limite inferiore della rigidezza residua per la cella ibrida in fase di post-rottura del pannello. Le analisi sono state eseguite al variare della percentuale di area delaminata, passando da una percentuale di delaminazione del 20% ad un valore dell'80%. Il decremento molto contenuto in termini di rigidezza, al variare del livello di delaminazione, è conseguente all'aver assunto come modulo elastico a compressione quello del vetro integro, in quanto il carico, infatti, continua ad essere trasferito secondo il puntone diagonale.

Nel capitolo 6 sono stati riportati alcuni studi sui meccanismi di collasso di edifici di culto in seguito ad eventi sismici, al fine di inquadrare il possibile intervento di consolidamento utilizzando diaframmi ibridi in vetro e acciaio.

La definizione di un caso studio ha permesso di stabilire alcuni principi sul posizionamento dei diaframmi, oltre che a determinare le azioni tenute in conto per il progetto della cella.

Considerando la notevole difficoltà e le rilevanti fonti di incertezza che la modellazione di edifici monumentali comporta, sono state svolte analisi su un modello semplificato della sola aula (navata centrale e navate laterali) di una chiesa, con l'obiettivo di cogliere gli aspetti salienti dell'intervento strutturale proposto, piuttosto che studiare nel dettaglio lo specifico edificio. Sono stati sviluppati quattro diversi modelli agli elementi finiti dell'aula della chiesa: un modello base, un modello con controventi diagonali in copertura rappresentativo di un eventuale irrigidimento delle stessa, un modello con l'inserimento delle diaframmi ibridi ed un modello con diaframmi e controventi. Il posizionamento dei diaframmi ibridi viene effettuato a seguito di analisi modali e con il fine di ridurre l'eccentricità del centro delle rigidezze rispetto a quello delle masse.

Sono state eseguite analisi con spettro di risposta per i quattro modelli ed è stata valutata la distribuzione dei taglianti sismici nei diversi elementi strutturali. L'inserimento dei diaframmi modifica significativamente la rigidezza complessiva della struttura esistente e, quindi, la distribuzione dei taglianti sismici sui diversi

elementi. In particolare, l'intervento combinato con i controventi consente di distribuire le sollecitazioni agli elementi più resistenti nel piano, diminuendo le azioni fuori piano.

7.1 Ulteriori sviluppi e ricerche future

Un confronto con prove sperimentali, sia di tipo statico che dinamico, è auspicabile, soprattutto ai fini della valutazione della suscettibilità nei confronti di fenomeni di instabilità e considerando anche il comportamento in fase di post-rottura. In particolare, prove cicliche in fase di post-rottura del vetro stratificato consentirebbero di valutare l'effettiva capacità di sviluppare cicli isteretici in grado di dissipare l'energia in ingresso.

Essendo che lo studio è stato condotto considerando un modulo quadrato, la valutazione della capacità portante al variare del rapporto tra i lati sarebbe di ulteriore interesse, così come l'analisi di più moduli assemblati.

Sarebbe inoltre auspicabile sviluppare modelli numerici di interi edifici monumentali, utilizzando parametri meccanici e dinamici ricavati tramite approfondite indagini strumentali, al fine di definire con precisione, in termini quantitativi, l'efficacia dell'intervento.

Altro aspetto tecnico di notevole importanza, in particolare nel caso di intervento su beni vincolati, è la definizione dei collegamenti con la struttura esistente. Le connessioni dovranno essere tali da scongiurare meccanismi di tipo fragile nell'ottica di un progetto coerente con i criteri del *capacity design* [99]. Una possibile soluzione potrebbe essere rappresentata dall'inserimento di smorzatori viscoelastici o ancoraggi dissipativi [190] tra la cella e la struttura storica. Il carico trasmesso dalla cella dovrà inoltre essere adeguatamente ripartito per scongiurare rotture locali, prevedendo anche possibili interventi di rinforzo localizzato in corrispondenza delle connessioni.

RISULTATI ANALISI NUMERICHE AL VARIARE DEL MATERIALE DELL'ELEMENTO D'ANGOLO

Si riportano i risultati di maggiore rilievo delle analisi numeriche, sottoforma di *contour plot* da ABAQUS, al variare del materiale dell'elemento d'angolo a corredo del §4.1.6. A seconda del materiale (§3.2.1.3) con cui è realizzato l'elemento d'angolo sono stati definiti i seguenti modelli

- alluminio - modello *TC*;
- POM-GF25 - modello *TC2*;
- POM-C - modello *TC3*;
- PTFE - modello *TC4*.

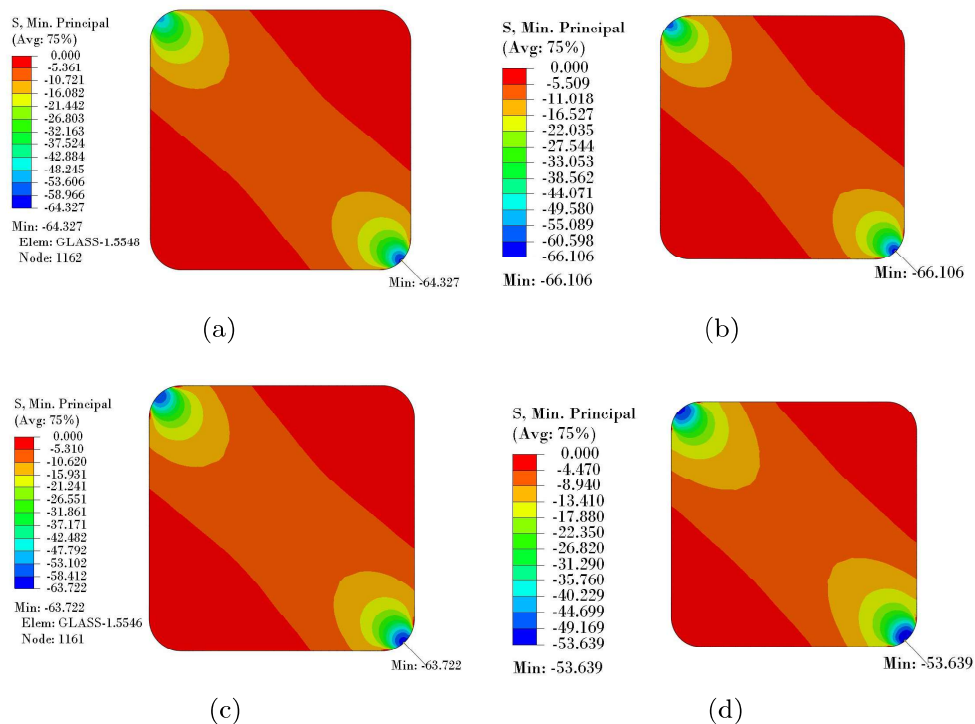


Figura A.1: Pannello in LG. Tensioni principali minime [MPa]: (a) *TC*; (b) *TC2*; (c) *TC3*; (d) *TC4*.

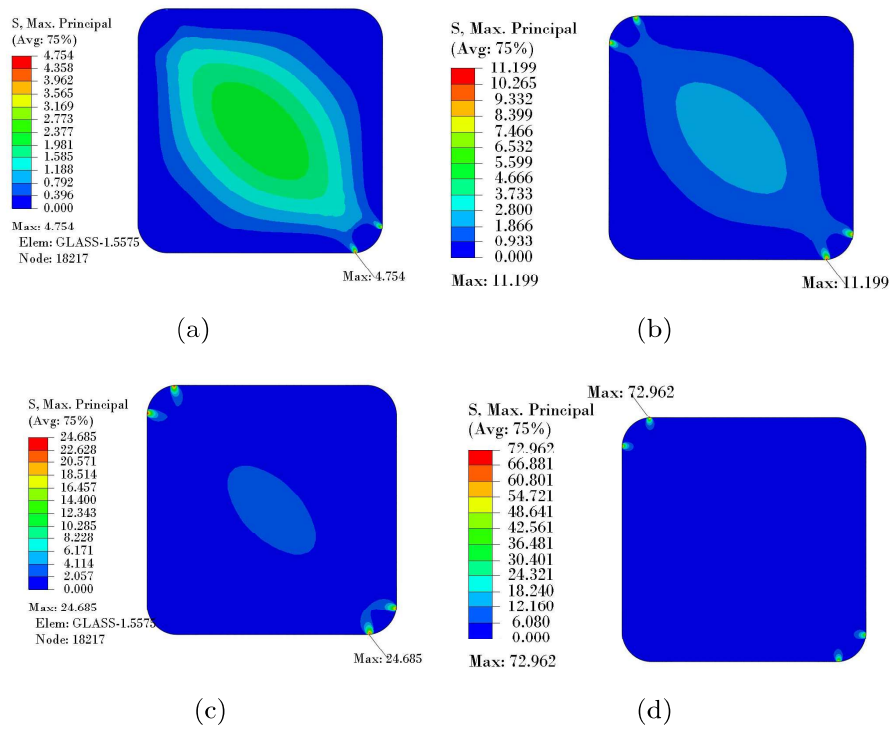


Figura A.2: Pannello in LG. Tensioni principali massime [MPa]: (a) TC ; (b) $TC2$; (c) $TC3$; (d) $TC4$.

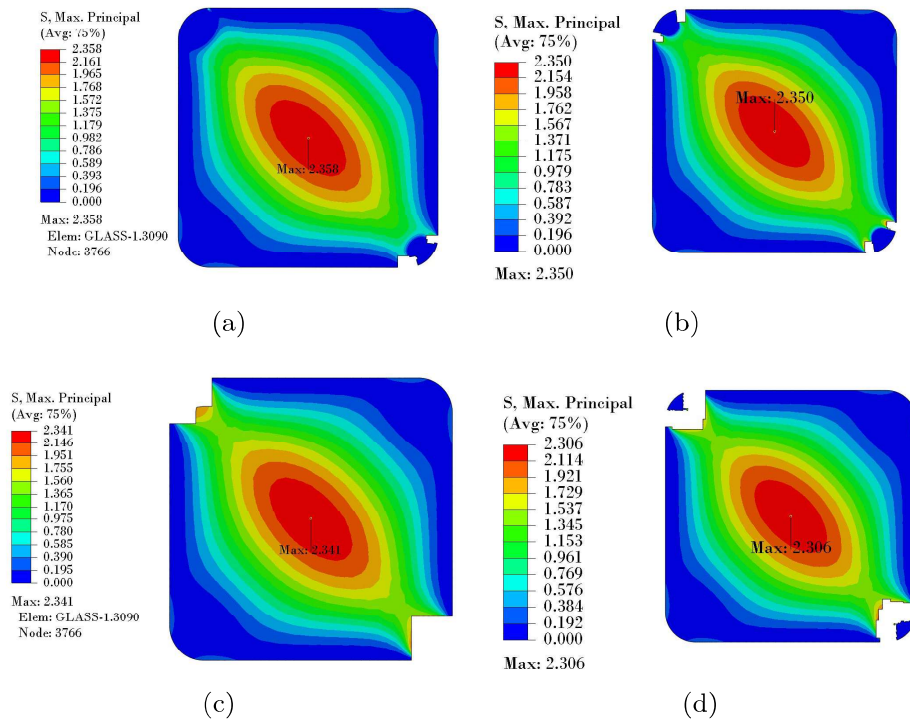


Figura A.3: Pannello in LG. Tensioni principali massime [MPa] trascurando gli elementi al bordo (presenza del vincolo *tie*): (a) TC ; (b) $TC2$; (c) $TC3$; (d) $TC4$.

APPENDICE A. RISULTATI ANALISI NUMERICHE AL VARIARE DEL
MATERIALE DELL'ELEMENTO D'ANGOLO

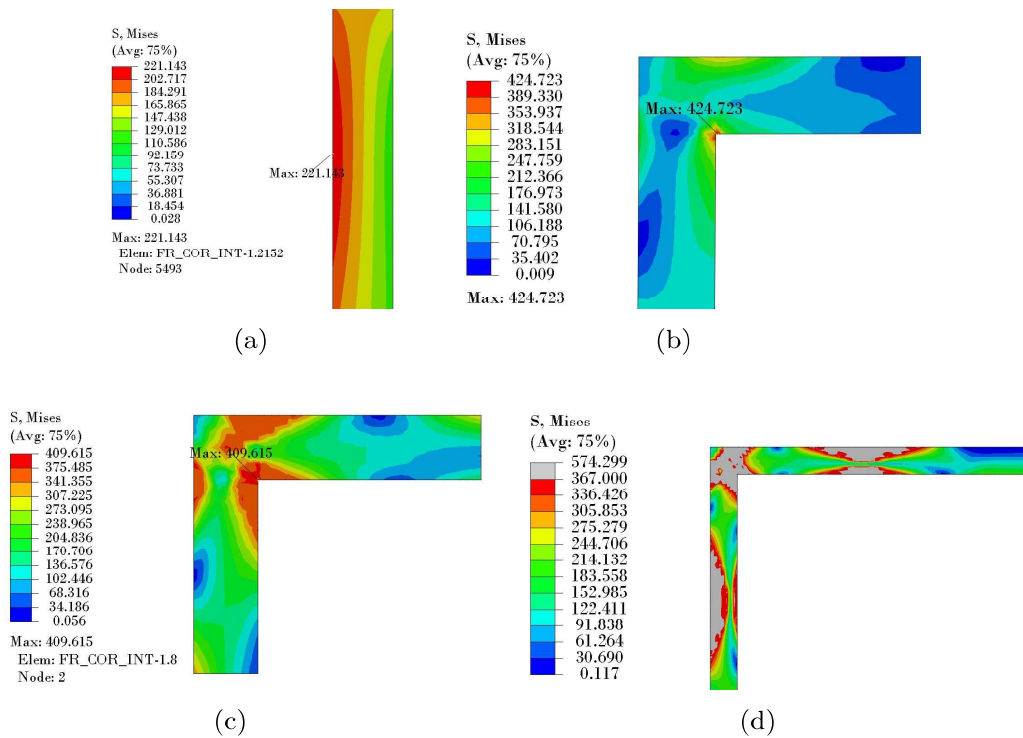


Figura A.4: Telaio in corrispondenza dell'angolo. Tensioni di *von Mises* [MPa]: (a) *TC*; (b) *TC2*; (c) *TC3*; (d) *TC4*.

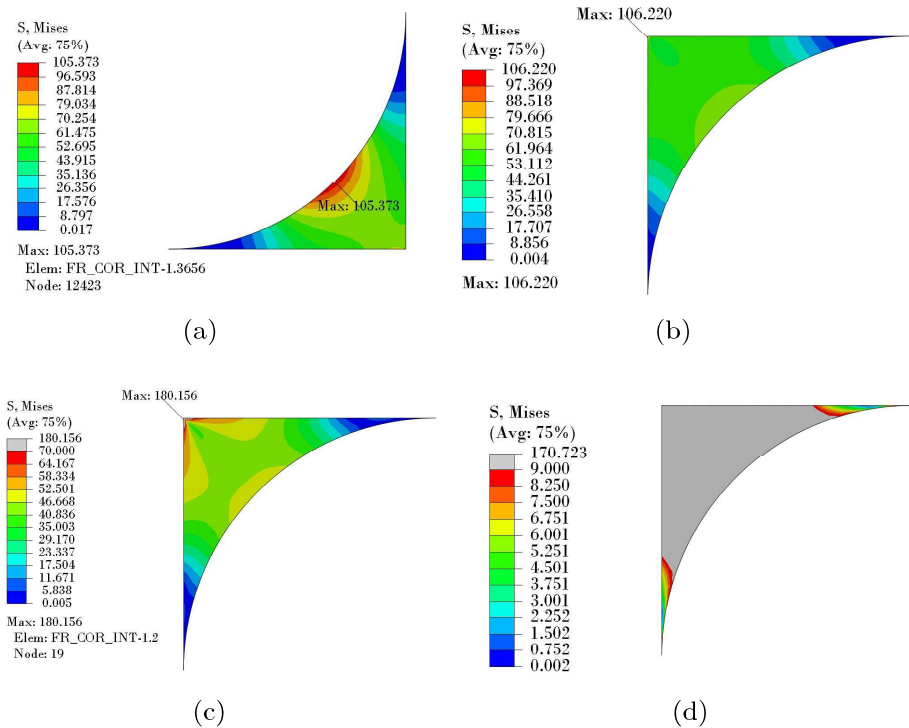
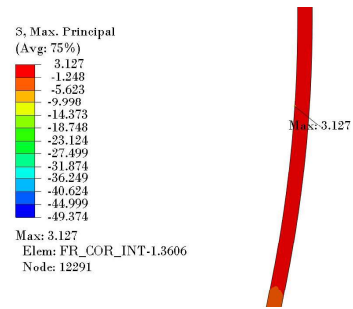
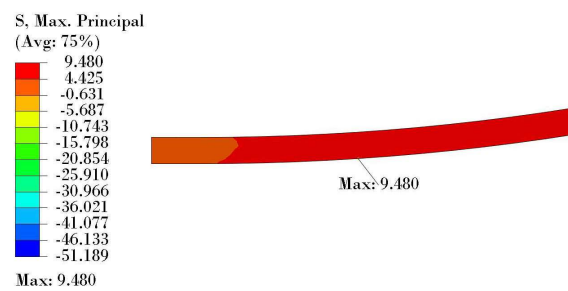


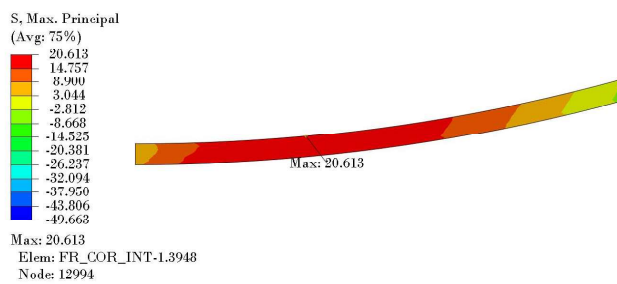
Figura A.5: Elemento d'angolo. Tensioni di *von Mises* [MPa]: (a) *TC*; (b) *TC2*; (c) *TC3*; (d) *TC4*.



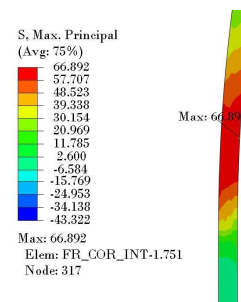
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura A.6: Guarnizione. Tensioni principali massime [MPa]: (a) *TC*; (b) *TC2*; (c) *TC3*; (d) *TC4*.

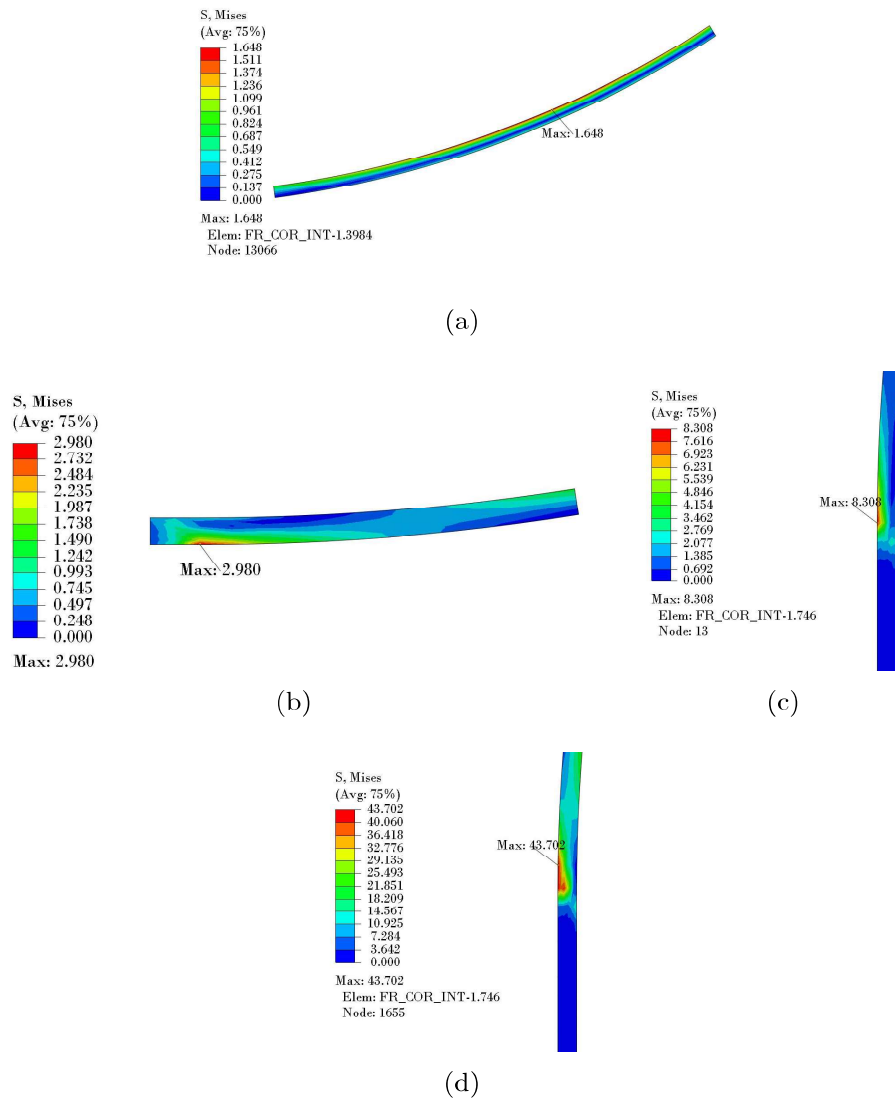
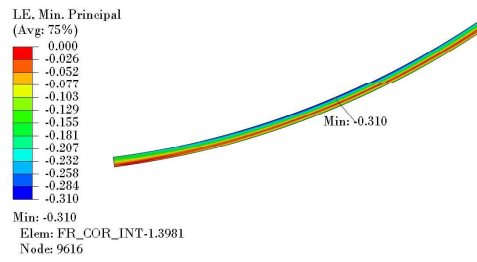
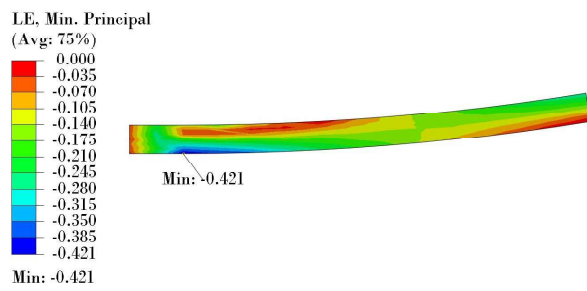


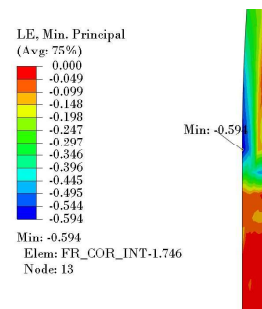
Figura A.7: Guarnizione. Tensioni di *von Mises* [MPa]: (a) TC; (b) TC2; (c) TC3; (d) TC4.



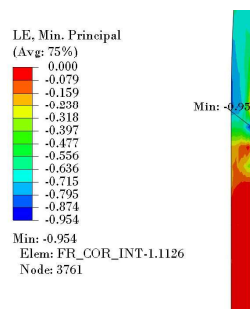
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura A.8: Guarnizione. Tensioni principali massime [MPa]: (a) *TC*; (b) *TC2*; (c) *TC3*; (d) *TC4*.

APPENDICE B

RISULTATI ANALISI NUMERICHE TRIDIMENSIONALI

B.1 Modello tridimensionale - sezione telaio rettangolare

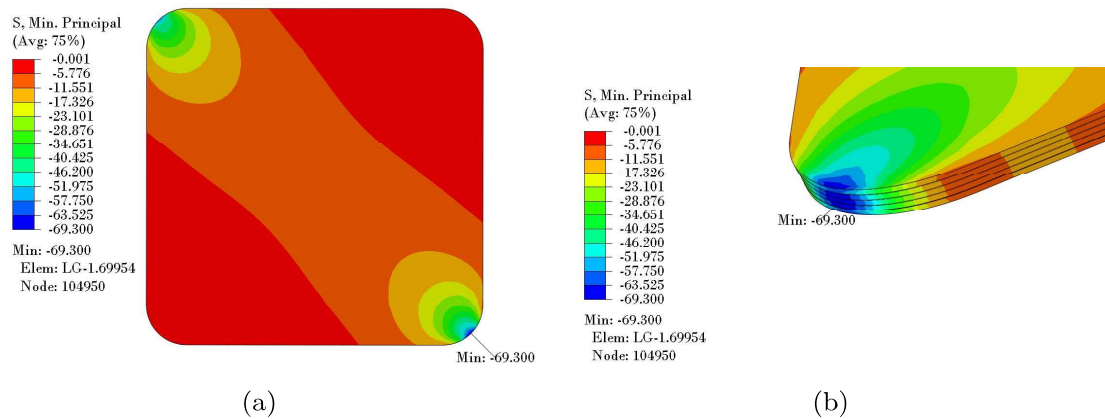


Figura B.1: Vetro (a) tensioni principali minime [MPa]; (b) vista di dettaglio sull'angolo.

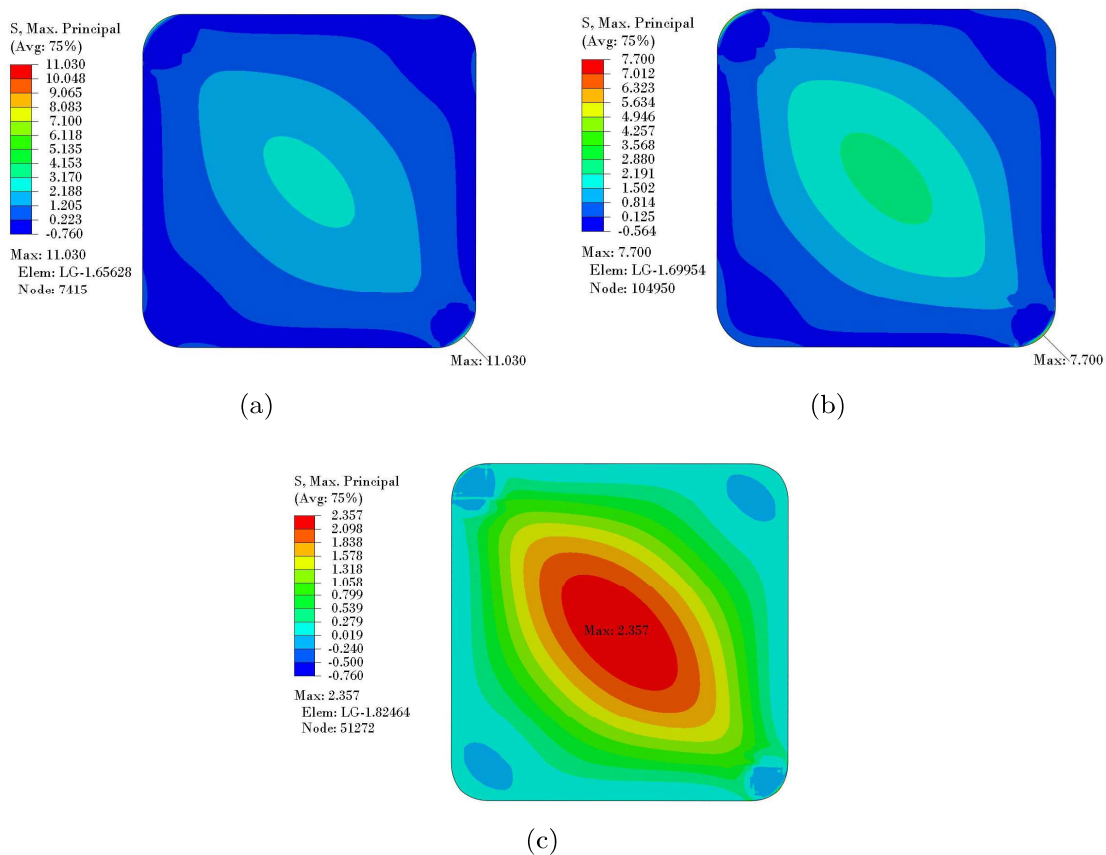


Figura B.2: Vetro, tensioni principali massime [MPa] (a) lastra esterna; (b) lastra centrale; (c) trascurando gli elementi al contorno.

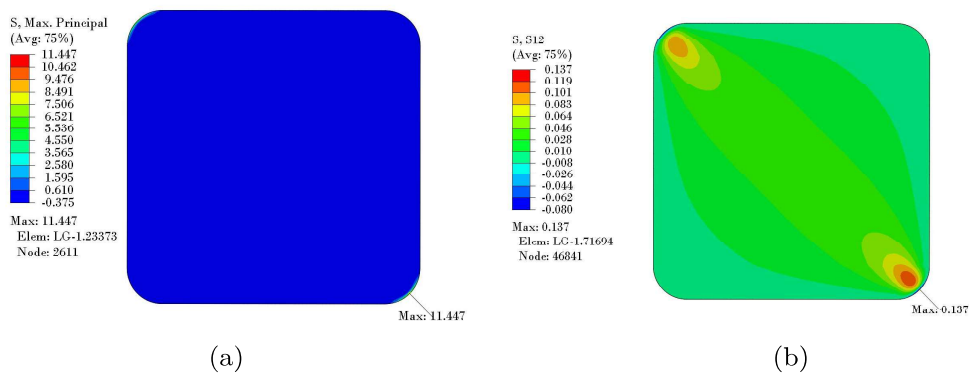


Figura B.3: Intercalare polimerico (a) tensioni principali massime [MPa]; (b) tensioni tangenziali [MPa].

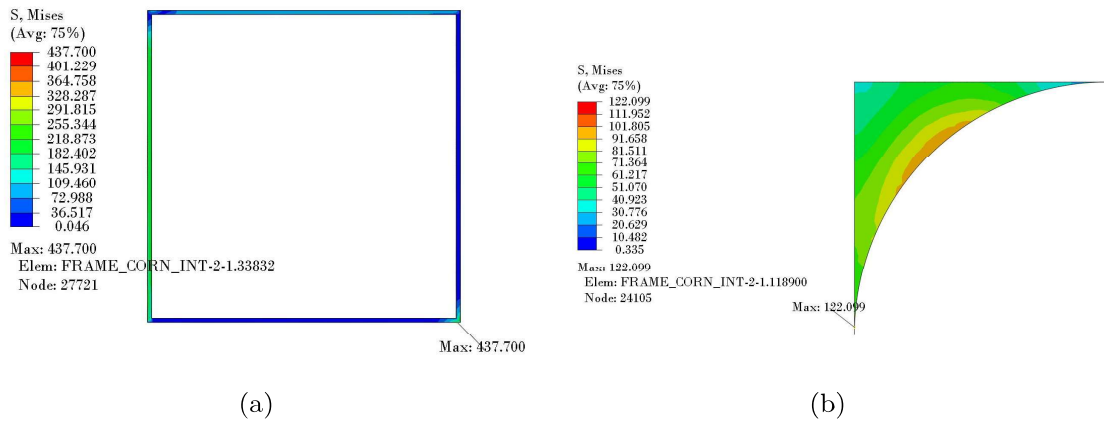


Figura B.4: (a) Telaio, tensioni di *von Mises* [MPa]; (b) elemento d'angolo, tensioni di *von Mises*.

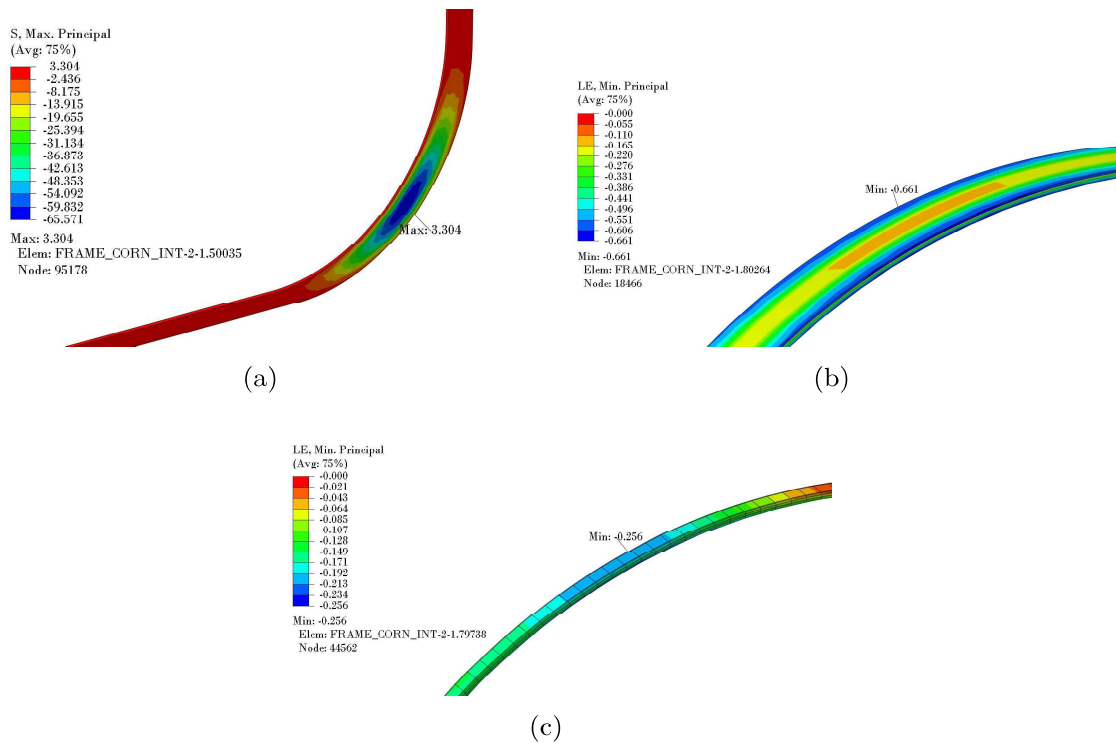


Figura B.5: Guarnizione (a) tensioni principali massime [MPa] (b) deformazioni minime; (c) deformazioni minime per elementi centrali nello spessore.

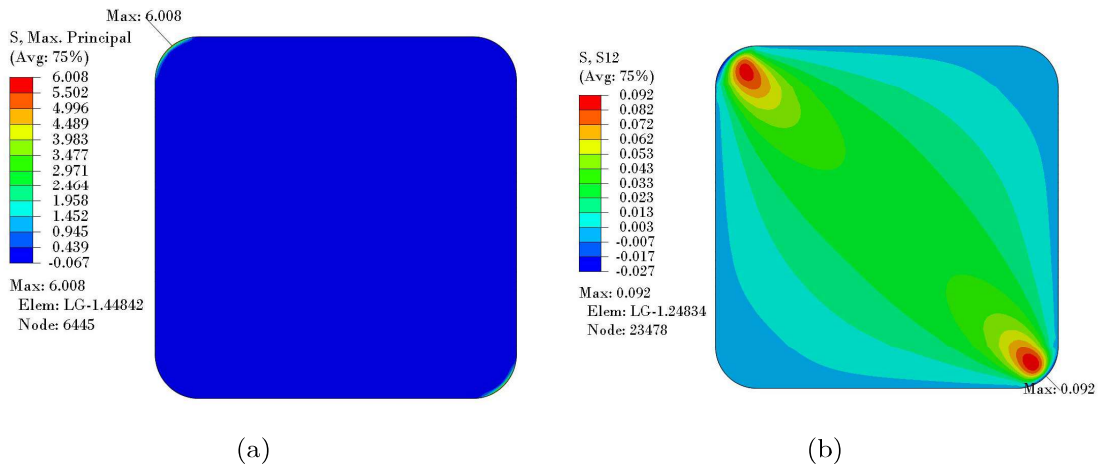


Figura B.7: Intercalare polimerico (a) tensioni principali massime [MPa]; (b) tensioni tangenziali [MPa].

B.2 Modello tridimensionale - sezione telaio con alette di confinamento

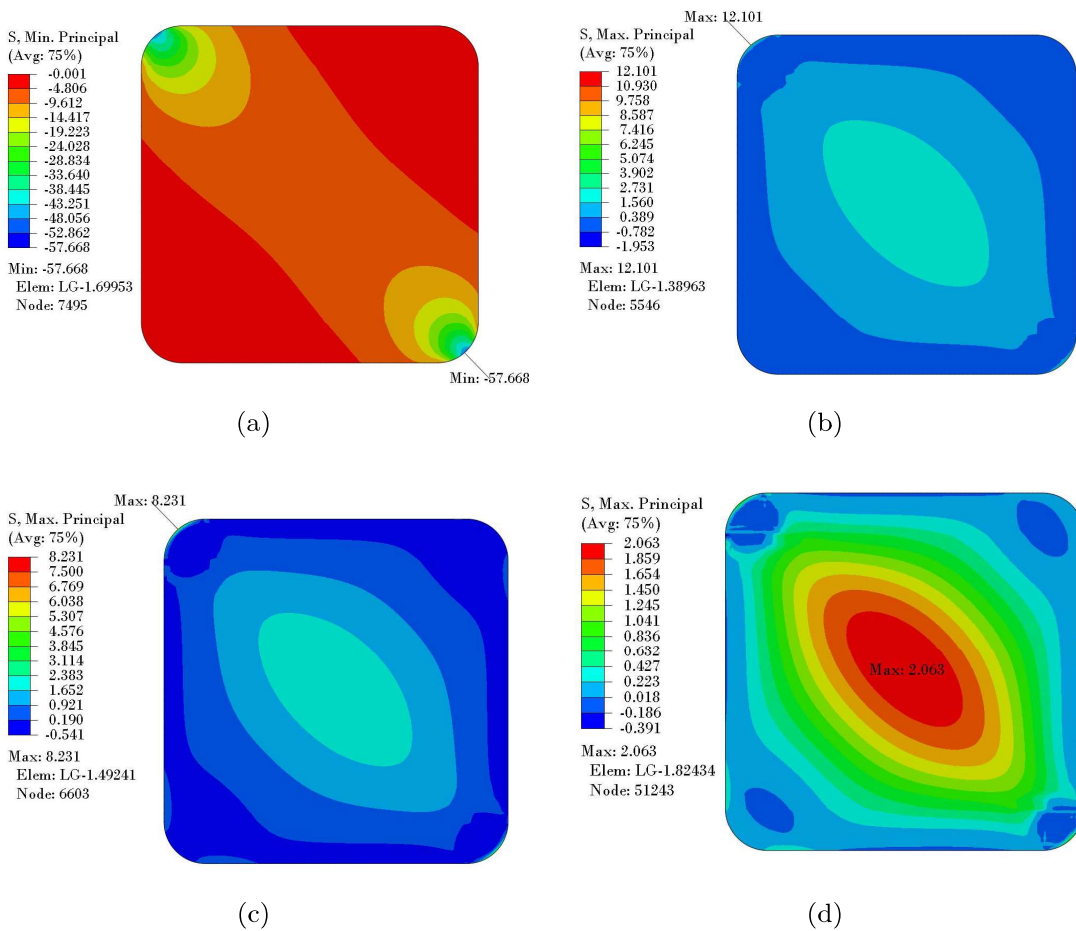


Figura B.6: Vetro, stato tensionale [MPa] (a) tensioni principali minime; (b) tensioni principali massime lastra esterna; (c) tensioni principali massime lastra centrale; (d) tensioni principali massime trascurando gli elementi al bordo.

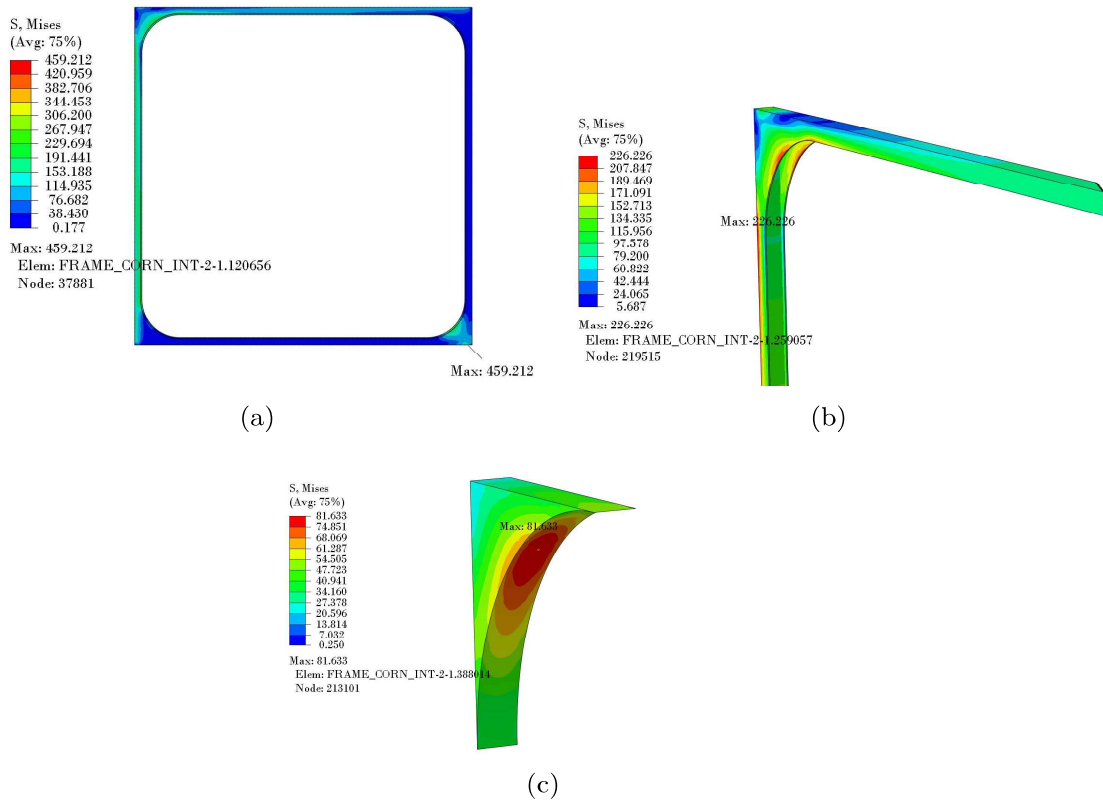


Figura B.8: (a) Telaio, tensioni di *von Mises* [MPa]; (b) dettaglio dello stato tensionale del telaio; (c) elemento d'angolo, tensioni di *von Mises* [MPa].

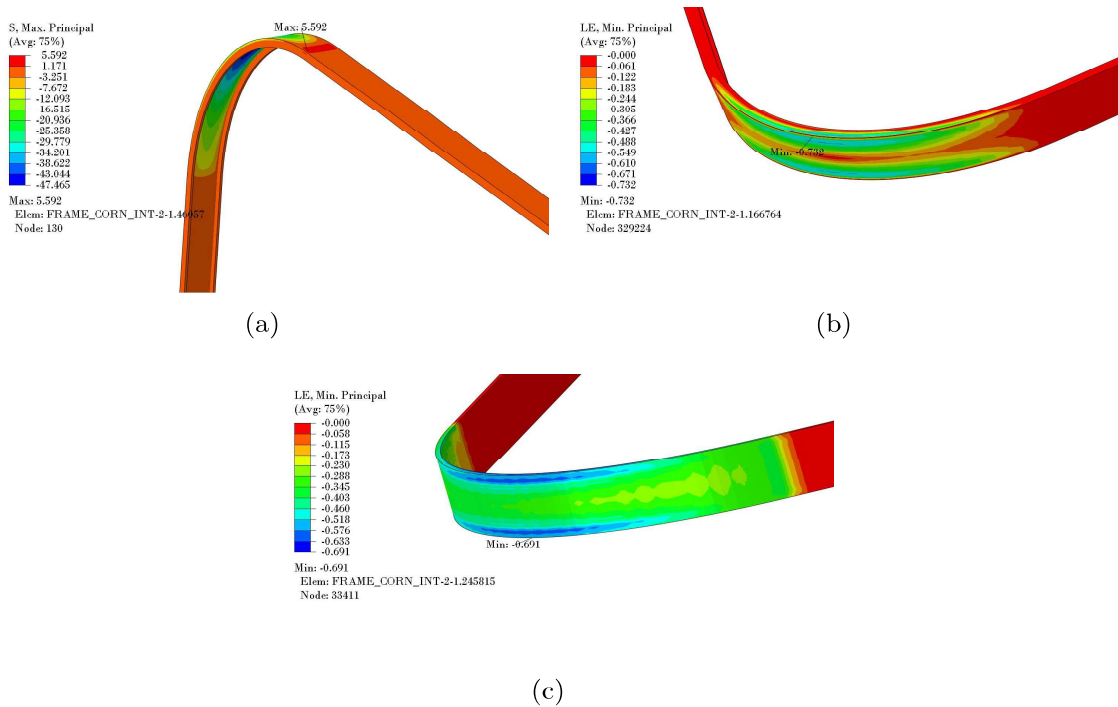


Figura B.9: Guarnizioni (a) tensioni principali massime [MPa] (b) deformazioni minime angolo destro inferiore; (c) deformazioni minime angolo sinistro superiore.

MODULO QUADRATO DEL DIAFRAMMA IBRIDO DI LATO 2450 MM

Come è stato illustrato in §3.2, al fine di consentire l'utilizzo della HC in differenti contesti architettonici, i diversi moduli dovranno essere assemblati. Qui verrà illustrata la risposta di un modulo, sempre quadrato, ma di lato 2450 mm, infatti, come specificato in §6.3.1, il caso studio presenta diaframmi larghezza pari a 2500 mm in direzione x .

In §4.2, è stata illustrata una procedura per la valutazione del puntone equivalente: la larghezza w_d è risultata pari a $\simeq L_d/5.4$, con L_d è lunghezza della diagonale, nel caso di cella quadrata con pannello in LG di lato 3000 mm ed elemento d'angolo in alluminio.

Nel caso in oggetto considerando $L_d = 3465$ mm, si ottiene un puntone di larghezza $w_d = 642$ mm. Nuovamente è stato realizzato un modello costituito da soli elementi monodimensionali per mezzo del software Ftool [94] (si veda Figura 4.29). Lo schema strutturale è stato sottoposto ad un carico pari ad 1 kN che ha fornito un valore dello spostamento orizzontale, in corrispondenza dell'angolo sinistro superiore, pari a $8.21 \cdot 10^{-3}$ mm.

Il modello FE bidimensionale è mostrato in Figura C.1, la cui *mesh* è costituita da un totale di 12495 elementi. In particolare, per il telaio e per il pannello sono stati usati elementi quadratici ad 8 nodi con modello di *stato piano di tensione* (CPS8), mentre per la guarnizione sono stati usati elementi quadratici con modello di *stato piano di deformazione*, al fine di modellare il confinamento offerto dalle alette di confinamento del telaio, e formulazione ibrida (CPE8H). Tale formulazione è la più indicata nel caso di materiale con comportamento quasi incompressibile (si veda §3.2.1 e [76]).

Le analisi sono state svolte considerando il problema di contatto tra il LG e la guarnizione, specificando un comportamento normale monolatero e con attrito (formulazione di tipo *penalty*) per quanto concerne la risposta tangenziale.

La HC sottoposta ad un carico di 1 kN presenta uno spostamento orizzontale di $8.18 \cdot 10^{-3}$ mm, in corrispondenza dell'angolo sinistro superiore del telaio. In Tabella C.1 si riportano i valori degli spostamenti orizzontali per carico unitario e

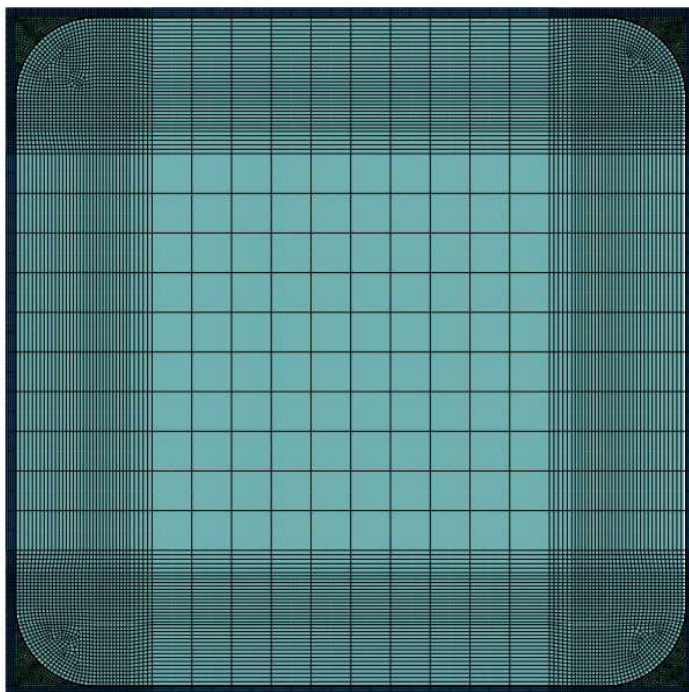


Figura C.1: Modello FE bidimensionale del modulo di HC quadrato con pannello in LG 2450 mm \times 2450 mm.

Δ , differenza percentuale tra lo spostamento ottenuto dal modello bidimensionale e quello ottenuto usando il puntone equivalente. Tale valore Δ è inferiore al 1% come nel caso di cella di lato 3000 mm.

Tabella C.1: HC con pannello di dimensioni 2450 mm \times 2450 mm. Valori dello spostamento orizzontale in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro δ , in seguito all'applicazione di un carico unitario, per modello costituito da soli elementi monodimensionali e per modello bidimensionale, differenza percentuale Δ .

δ_{1D}	δ_{2D}	Δ
[mm]	[mm]	[%]
$8.21 \cdot 10^{-3}$	$8.18 \cdot 10^{-3}$	0.41

Il modulo di HC è stato successivamente sollecitato al carico di progetto di 500 kN. I risultati in termini di stato tensionale sono riassunti in Tabella C.2, dove si riportano anche i valori nel caso di pannello di dimensioni 3000 mm \times 3000 mm. Si evidenzia che non sono presenti differenze rilevanti.

Tabella C.2: Stato tensionale negli elementi della HC per pannello di dimensioni 2450 mm × 2450 mm e 3000 mm × 3000mm. Tensioni principali minime (σ_{min}), massime (σ_{max}), tensioni di *von Mises* (σ_{vM}), deformazione principale minima (ε_{min}).

Dimensioni	LG		Telaio	Angolo	Guarnizione		
	σ_{min} [MPa]	σ_{max} [MPa]	σ_{vM} [MPa]	σ_{vM} [MPa]	σ_{max} [MPa]	σ_{vM} [MPa]	ε_{min}
2450 mm × 3000 mm	-68.9	2.91	418	107	0.41	1.89	-0.34
3000 mm × 3000 mm	-70.5	2.36	431	107	0.58	1.95	-0.34

PROPRIETÀ ELASTICHE DEL SENTRYGLAS[®] PER CALCOLI STRUTTURALI

I dati riportati nelle Figura D.1, D.2 e D.2 sono forniti dalla documentazione tecnica della *Kuraray* e del gruppo *Trosifol*[®] (reperibile all'indirizzo web www.trosifol.com) per l'intercalare polimerico SentryGlas[®] SG5000. Le prove sono state svolte in accordo con le norme ASTM ed EN ISO [191, 192, 193].

Youngs Modulus E(t) / MPa											
Temperature	Load duration										
	1 sec	3 sec	5 sec	10 sec	30 sec	1 min	5 min	10 min	30 min	1 hour	6 hours
-20°C (-4°F)	838	835	835	832	832	829	821	818	815	809	806
0°C (32°F)	749	743	740	737	732	726	717	714	708	703	680
10°C (50°F)	693	661	678	664	661	651	638	618	629	597	574
20°C (68°F)	629	612	606	594	602	567	549	525	511	493	458
25°C (77°F)	511	485	474	456	433	413	340	334	308	294	263
30°C (86°F)	443	413	405	381	349	342	243	220	194	178	162
35°C (95°F)	338	302	287	266	230	209	158	141	112	103	78.2
40°C (104°F)	229	187	167	143	109	92.0	57	46.9	34	27.8	17.1
50°C (122°F)	108.6	78	66.3	166.5	40	33.8	21.7	18.57	14.6	12.6	9.72
60°C (140°F)	35.4	24.5	20.67	51.84	12.8	10.9	7.6	6.75	5.5	5.1	4.26
70°C (158°F)	11.31	8.8	8.13	22.05	6.3	5.64	4.2	3.45	2.9	2.5	1.95
80°C (176°F)	4.65	4.0	3.66	9.99	2.9	2.5	1.7	1.35	1.1	1.0	0.9

Temperature	Load duration									
	12 hours	1 day	2 days	5 days	1 week	3 weeks	1 month	1 year	10 years	50 years
-20°C (-4°F)	804	801	798	795	795	792	786	772	749	720
0°C (32°F)	668	665	654	648	645	639	636	605	579	559
10°C (50°F)	560	553	543	516	519	498	499	467	448	421
20°C (68°F)	438	428	406	380	368	336	330	282	256	223
25°C (77°F)	250	234	206	177	160	131	123	93.3	70.6	52.6
30°C (86°F)	153	146	105	72	66.0	38	35	20.3	15	11.9
35°C (95°F)	68.4	60.1	48.9	36.7	33.8	24.6	22.1	14.7	12.2	9.03
40°C (104°F)	15.0	13.5	12.3	11	10.9	10	9.9	9.3	8.84	6.86
50°C (122°F)	8.94	8.4	8.01	7.2	7.26	6.5	6.5	6.3	6.0	5.46
60°C (140°F)	4.05	3.8	3.78	3.6	3.54	3.3	3.3	3.0	2.9	2.22
70°C (158°F)	1.89	1.8	1.74	1.6	1.62	1.5	1.5	1.4	1.3	1.05
80°C (176°F)	0.9	0.8	0.87	0.7	0.75	0.6	0.8	0.6	0.5	0.48

Figura D.1: Proprietà elastiche del SG[®] al variare della temperatura e della durata di applicazione del carico. Modulo di elasticità normale E [MPa].

Shear Modulus $G(t)$ / MPa											
Temperature	Load duration										
	1 sec	3 sec	5 sec	10 sec	30 sec	1 min	5 min	10 min	30 min	1 hour	6 hours
-20°C (-4°F)	291	290	290	289	289	288	285	284	283	281	280
0°C (32°F)	260	258	257	256	254	252	249	248	246	244	236
10°C (50°F)	240	236	235	230	228	225	216	214	217	206	199
20°C (68°F)	217	211	209	205	206	192	185	181	175	169	158
25°C (77°F)	176	167	163	157	149	142	117	115	106	101	90.6
30°C (86°F)	151	141	138	130	119	110	85.5	75.2	66	60	55.3
35°C (95°F)	114	102	96.9	89.9	77.7	70.5	53.4	47.7	37.9	34.7	26.4
40°C (104°F)	77	63	56.4	48.1	37	31	19.7	15.8	11.4	9.3	5.76
50°C (122°F)	36.2	26.4	22.1	18.5	13.5	11.3	7.38	6.19	4.9	4.2	3.24
60°C (140°F)	11.8	8.2	6.89	5.76	4.3	3.6	2.56	2.25	1.9	1.7	1.42
70°C (158°F)	3.77	2.9	2.71	2.45	2	1.9	1.34	1.15	1.0	0.8	0.65
80°C (176°F)	1.55	1.3	1.27	1.11	1.0	0.8	0.53	0.45	0.4	0.3	0.3

Temperature	Load duration									
	12 hours	1 day	2 days	5 days	1 week	3 weeks	1 month	1 year	10 years	50 years
-20°C (-4°F)	279	278	277	276	276	275	273	268	260	250
0°C (32°F)	232	231	227	225	224	222	221	210	201	194
10°C (50°F)	194	190	188	178	180	172	171	161	153	146
20°C (68°F)	151	146	140	130	127	115	112	96.5	86.6	77.1
25°C (77°F)	86.2	80.5	70.8	60.8	55.1	45.1	42.4	32.1	24.3	18.1
30°C (86°F)	52.3	50	35.9	24.7	22.5	12.9	11.6	6.8	5.31	4.05
35°C (95°F)	23.1	20.3	16.5	12.4	11.4	8.31	7.45	4.95	4.11	3.05
40°C (104°F)	5.06	4.5	4.16	3.6	3.66	3.4	3.3	3.1	2.9	2.31
50°C (122°F)	2.98	2.8	2.67	2.4	2.42	2.2	2.2	2	2	1.82
60°C (140°F)	1.35	1.3	1.26	1.2	1.18	1.1	1.1	1.0	0.97	0.74
70°C (158°F)	0.63	0.6	0.58	0.5	0.54	0.5	0.5	0.5	0.45	0.35
80°C (176°F)	0.3	0.3	0.29	0.2	0.25	0.2	0.2	0.2	0.2	0.16

Figura D.2: Proprietà elastiche del SG[®] al variare della temperatura e della durata di applicazione del carico. Modulo di elasticità tangenziale G [MPa].

Poisson Ratio							
Temperature	Load duration						
	1 sec	3 sec	1 min	1 hour	1 day	1 month	10 years
10°C (50°F)	0.442	0.443	0.446	0.450	0.454	0.458	0.463
20°C (68°F)	0.448	0.449	0.446	0.459	0.464	0.473	0.479
24°C (75°F)	0.452	0.453	0.458	0.465	0.473	0.482	0.489
30°C (86°F)	0.463	0.466	0.473	0.485	0.488	0.497	0.499
40°C (104°F)	0.481	0.484	0.492	0.498	0.499	0.499	0.499
50°C (122°F)	0.491	0.493	0.497	0.499	0.499	0.500	0.500
60°C (140°F)	0.497	0.498	0.499	0.500	0.500	0.500	0.500
70°C (158°F)	0.499	0.499	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500
80°C (176°F)	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500

Figura D.3: Proprietà elastiche del SG[®] al variare della temperatura e della durata di applicazione del carico. Coefficiente di *Poisson* ν .

BIBLIOGRAFIA

- [1] n. 42 Decreto Legislativo 22 gennaio 2004. *Codice dei beni culturali e del paesaggio, ai sensi dell'articolo 10 della legge 6 luglio 2002, n.137.*
- [2] Barnes S. The design of caring environments and the quality of life of older people. *Ageing Soc*, 22:775–789, 2002.
- [3] S. Sorensen and G. Brunnstrom. Quality of light and quality of life: An intervention study among older people. *Lighting Res Technol*, 27:113–128, 1995.
- [4] P.R. Boyce, J.A. Veitch, G.R. Newsham, C.C. Jones, J. Heerwagen, M. Myer, and et al. Lighting quality and office work: two field simulation experiments. *Lighting Res Technol*, 38:191–223, 2006.
- [5] P. Rice and H. Dutton. *Structural Glass*. Taylor and Francis, 2nd edition, 1995.
- [6] G. D'Ambrosio and G. Royer Carfagni. Costruire con il materiale fragile. Building with the brittle material. *Costruzioni metalliche*, (Speciale - Facciate Continue):19–27, 03-04 2019.
- [7] ICOMOS. International Charter for the Conservation and Restoration of Monuments and Sites (the Venice Charter 1964), 1964.
- [8] ICOMOS ISCARSAH. Recommendations for the Analysis, Conservation, and Structural Restoration of Architectural Heritage, 2003.
- [9] D. D'Ayala and M. Forsyth. *What is Conservation Engineering?*, pages 1 – 11. 04 2008.
- [10] F. Oikonomopoulou, T. Bristogianni, L. Barou, R. van Hees, R. Nijse, F. Veer, H. Schellen, and J. van Schijndel. Restorative glass: Reversible, discreet restoration using structural glass components. *SPOOL*, 4:39–43, 2017.
- [11] L. Barou, F. Oikonomopoulou, T. Bristogianni, F. Veer, and R. Nijse. Structural glass: A new remedial tool for the consolidation of historic

- structures. *Heron*, 63(1-2):159–197, 2018.
- [12] F. Oikonomopoulou, T. Bristogianni, K. Karron, C. Groot, F. Veer, and R. Nijse. Restoring and structurally reinforcing historic monuments by glass. In *Proceedings of the 6th International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation*, 2016. Cape Town, South Africa.
- [13] G. Frigo. Restoration of partially collapsed historic walls using interlocking cast-glass componenets: the case of San Michele castle in Cagliari. Master’s thesis, PoliMi (I), 2016-2017.
- [14] G. Carbonara and A. Pergoli Campanelli. Il restauro del Tempio-Duomo di Pozzuoli. *L’Architetto italiano*, (VI):8–13, 01-04 2010.
- [15] EN572-1. CEN. *Glass in building. Basic soda lime silicate glass products. Definitions and general physical and mechanical properties*. European Standard, 2012.
- [16] EN1748-1-1. CEN. *Glass in building. Special basic products - Borosilicate glasses - Part 1-1: Definitions and general physical and mechanical properties*. European Standard, 2004.
- [17] K. Bickerstaff and A. Pilkington. Improvements in or relating to the manufacture of flat glass, 1954. GB Patent 769692.
- [18] K. Bickerstaff and A. Pilkington. Manufacture of flat glass, 1959. US Patent 2911759.
- [19] CNR-DT/210. *Guide for the Design, Construction and Control of Buildings with Structural Glass Elements*. Italian National Research Council (CNR), 2013.
- [20] A Fink. *Ein Beitrag zum Einsatz von Floatglas als dauerhaft tragender Konstruktionswerkstoff im Bauwesen*. PhD thesis, TU Darmstadt (D), 2000.
- [21] G. Royer Carfagni and M. Silvestri. A proposal for an arch footbridge in Venice made of structural glass masonry. *Eng Struct*, 29(11):3015 – 3025, 2007.
- [22] J.E. Shelby. *Introduction to glass science and technology*, chapter 4.1, page 191. Royal Society of Chemistry, Cambridge (UK), 2005.
- [23] G. Irwin. Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate. *J Appl Mech*, 24:361–364, 1957.
- [24] SM Wiederhorn and LH Bolz. Stress corrosion and static fatigue of glass. *J Am Ceram Soc*, 53(10):543–548, 1970.
- [25] M. Overend, S. De Gaetano, and M. Haldimann. Diagnostic interpretation of glass failure. *Struct Eng Int*, 17:151–158, 2007.
- [26] Y. Chen, D. Lochegnies, R. Defontaine, J. Anton, H. K. Aben, and R. Langlais. Measuring the 2D residual surface stress mapping in tempered glass under the cooling jets: the influence of process parameters on the stress

- homogeneity and isotropy. *Strain*, 49:60–67, 2013.
- [27] UNI EN ISO 12543-1:2011. *Vetro per edilizia - Vetro stratificato e vetro stratificato di sicurezza - Parte 1: Definizioni e descrizione delle parti componenti*. Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2011.
- [28] UNI EN ISO 14179-1:2005. *Vetro per edilizia - Vetro di sicurezza di silicato sodio calcico temprato termicamente e sottoposto a "heat soak test" - Parte 1: Definizione e descrizione*. Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2005.
- [29] J. Cerezo Miguel, M.A. Núñez Díaz, and B. Lauret Aguirregabiria. Different behaviors in laminated glass beams with perpendicular directions of lamination. In *Proceedings of Glass Performance Days, Tampere (Finland)*, pages 226–228, 2013.
- [30] W.N. Sharpe, editor. *Springer Handbook of Experimental Solid Mechanics*. Springer, 2008.
- [31] H. Warlimont and W. Martienssen, editors. *Springer Handbook of Materials Data*. Springer, 2018.
- [32] C. Louter, J. Belis, F. Bos, and F. Veer. Reinforced glass beams composed of annealed, heat-strengthened and fully tempered glass. *Challenging Glass 3: Conference on Architectural and Structural Applications of Glass, CGC 2012*, pages 691–702, 2012.
- [33] CEN/TC 250. *prCEN/TS xxxx:2018 - Structural glass - Design and construction rules*. 2018.
- [34] I. Calderone, P.S. Davies, S.J. Bennison, H. Xiaokun, and L. Gang. Effective laminate thickness for the design of laminated glass. In *Proceedings of Glass Performance Days, Tampere (FIN)*, pages 12–15, 2009.
- [35] prEN 16612:2013. CEN/TC 250. *Glass in building - Determination of the load resistance of glass panes by calculation and testing*. European Standard, 2013.
- [36] L. Galuppi and G. Royer Carfagni. The effective thickness of laminated glass: Inconsistency of the formulation in a proposal of en-standards. *Compos Part B Eng*, 55:109–118, 12 2013.
- [37] ASTM E1300 - 12ae1. *Standard practice for determining load resistance of glass in buildings*. The American Society for Testing and Materials, 2002.
- [38] E. Wölfel. Nachgiebiger Verbund - Eine Näherungslösung und deren Anwendungsmöglichkeiten. *Stahlbau*, 6:173–180, 1987.
- [39] L. Galuppi and G. Royer Carfagni. Effective thickness of laminated glass beam. New expression via variational approach. *Eng Struct*, 38:53–67, 2012.
- [40] L. Galuppi and G. Royer Carfagni. The effective thickness of laminated glass plates. *J Mech Mat Struct*, 7:375–400, 2012.
- [41] L. Galuppi, G. Manara, and G. Royer Carfagni. Practical expressions for

- the design of laminated glass. *Compos part B-eng*, 45:1677–1688, 2013.
- [42] G. D’Ambrosio and L. Galuppi. Enhanced Effective Thickness model for buckling of LG beams with different boundary conditions. *submitted*, 2019.
- [43] M. López-Aenlle, F. Pelayo, G. Ismael, M.A.G. Prieto, A.M. Rodríguez, and A. Fernández-Canteli. Buckling of laminated-glass beams using the effective-thickness concept. *Compos Struct*, 137:44–55, 2016.
- [44] D. Močibob. *Glass panel under shear loading - Use of glass envelopes in building stabilization*. PhD thesis, EPFL, Lausanne (CH), 2008.
- [45] E.M.P. Huveners. *Circumferentially adhesive bonded glass panes for bracing steel frames in façades*. PhD thesis, TU Eindhoven (NL), 2009.
- [46] J. Wuem. *Glass structures. Design and construction of self-supporting skins*. Birkhäuser Verlag AG, 2007.
- [47] R. Nijse. *Tragendes Glas. Elemente, Konzepte, Entwürfe, Birkhäuser*. Birkhauser Verlag AG, 2003.
- [48] W. Laufs and R. Mohren. Neuartige Stahl-Glas-Konstruktionen mit tragwirkung in Scheibenebene, Bautechnik. *Heft 10*, 78:716–723, 2001.
- [49] C. Freitag and J.D. Wörner. Verwendung von Glas zur Aussteifung von Gebäuden. *Stahlbau*, 80:45–51, 03 2011.
- [50] C. Bedon, J. Belis, O. Englhardt, A. Luible, D. Močibob, and S. Reich. Stability of glass elements - TG12 final report. pages 661–668, 02 2014.
- [51] A. Rusch and J. Linder. Zur Anwendung von Glas als druckbeanspruchtes Bauteil, Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau. pages M1–M10, 2001.
- [52] A. Luible. *Stabilität von Tragelementen aus Glas*. PhD thesis, EPFL, Thèse n° 3014, Lausanne, Switzerland, 2004.
- [53] A. Luible and M. Crisinel. Plate buckling of glass panels. 04 2005.
- [54] O. Englhardt. *Flächentragwerke aus Glas - Tragverhalten und Stabilität*. PhD thesis, BOKU Vienna (A), 2007.
- [55] F. Wellershoff. *Nutzung der Verglasung zur Aussteifung von Gebäudehüllen*. PhD thesis, RWTH Aachen / Shaker Verlag, 2006.
- [56] E.M.P. Huveners, van F. Herwijnen, F. Soetens, and H. Hofmeyer. In-plane loaded glass pane (shear wall). 2007.
- [57] C. Amadio and C. Bedon. Effect of circumferential sealant joints and metal supporting frames on the buckling behavior of glass panels subjected to in-plane shear loads. *Glass Structures and Engineering*, 1:353–373, 2016.
- [58] P. Niedermaier. Consistency of pre-stress and bending strength of annealed, heat stressed and tempered glass. In *Proc.of the 8th International Conference on Architectural and Automotive Glass (GPD)*,, pages 262–264, 2003.
- [59] W. Hochhauser. *A contribution to the calculation and sizing of glued and*

- embedded timber-glass composite panes*. PhD thesis, Vienna University of Technology (A), 2011.
- [60] D. Antolinc, R. Žarnić, F. Čepon, V. Rajčić, and M. Stepinac. Laminated glass panels in combination with timber frame as a shear wall in earthquake resistant building design. *Proc. of Challenging Glass 3*, Delft (NL), 2012.
- [61] D. Antolinc, V. Rajčić, and R. Žarnić. Analysis of hysteretic response of glass infilled wooden frames. *J Civ Eng Manag*, 20:600–608, 2014.
- [62] M. Premrov and A. Ber, B. and Štrukelj. Cyclic and shaking-table tests of timber-glass buildings. *Int J Comput Meth Exp Meas*, 5:928–939, 2017.
- [63] A.M. Memari, P.A. Kremer, and R.A. Behr. Architectural Glass Panels with Rounded Corners to Mitigate Earthquake Damage. *Earthq Spectra*, 22(1):129–150, 2006.
- [64] F.M. Mazzolani. *Refurbishment of building and bridges*, chapter 1, pages 1–60. Springer-Verlag Wien, 2002.
- [65] EN 10088-1. *Stainless steels - Part 1: List of stainless steels*. European Standard, 2014.
- [66] G. Royer Carfagni and et al. Innovative steel glass composite structures for high-performance building skins (S+G). Technical report, Directorate-General for Research and Innovation (European Commission), 2018.
- [67] The Steel Construction Institute. *Design Manual for Structural Stainless Steel*. SCI, Silwood Park, Ascot, Berkshire. SL5 7QN UK, 2017.
- [68] Z. Tao and Rasmussen K. Stress-strain model for ferritic stainless steels. Technical Report R953, The University of Sydney, 2015.
- [69] B. Weller, S. Reich, and Ebert. J. Suitable contact materials for axial load application into glass edges. 2013.
- [70] V. Silvestru, G.H.E. Kolany, and O. Enghardt. Load Transfer Materials for Hybrid Glass-Steel Façade Elements. *IABSE Symposium Report*, 102:1804–1811, 09 2014.
- [71] U. Müller. *Introduction to Structural Aluminium Design*. Whittles Publishing, 2011.
- [72] DuPont Fluoroproducts. Properties handbook: Teflon® ptfе (fluoropolymer resin).
- [73] G. Siebert and T. Herrmann. Glazing with Countersunk Point Fittings. In *Challenging Glass 3. Conference on Architectural and Structural Application of Glass*, pages 335–348, 2012.
- [74] R.J. Schaefer. *Harris' shock and vibration handbook*, chapter 33 - Mechanical properties of rubber, pages 33.1–33.18. McGraw-Hill, 5th edition, 2002.
- [75] M.C. Boyce and E.M. Arruda. Constitutive models of rubber elasticity: A review. *Rubber Chemistry and Technology*, 73(3):504–523, 2000.

- [76] ABAQUS. *Analysis users manual, version 6.10*. Simulia, 2010.
- [77] R.W. Ogden. Large Deformation Isotropic Elasticity - on the Correlation of Theory and Experiment for Incompressible Rubberlike Solids. In *Proceedings of the Royal Society of London. Series A*, number 326, pages 565–584, 1972.
- [78] Ch. Feichter, Z. Major, and R.W. Lang. Deformation analysis of notched rubber specimens. *Strain*, 42(4):299–304, 2006.
- [79] EN1991-1-4. CEN-TC250. *Eurocode I - actions on structures - Part 1-4: General actions - wind actions*. European Standard, 2005.
- [80] D. Dillard. *Advances in Structural Adhesive Bonding*. CRC Press, 2010.
- [81] P. Wriggers. *Computational Contact Mechanics*. Springer, 2nd edition, 2006.
- [82] J.R. Barber. *Contact Mechanics*. Springer International Publishing, 2018.
- [83] A.J. Tuononen. Onset of frictional sliding of rubber-glass contact under dry and lubricated conditions. *Sci Rep-UK*, 6(27951):1–10, 2016.
- [84] F. Deleau, D. Mazuyer, and A. Koenen. Sliding friction at elastomer/glass contact: Influence of the wetting conditions and instability analysis. *Tribol Int*, 42:149–159, 01 2009.
- [85] G. Bódai. *Material and frictional behavior of rubber sliding on glass surface*. PhD thesis, Budapest University of Technology and Economics (H), 2012.
- [86] W. Laufs. *Ein Bemessungskonzept zur Festigkeit thermisch vorgespannter Gläser*. PhD thesis, RWTH Aachen (NL), 2000.
- [87] S. Timoshenko and J. N. Goodier. *Theory of Elasticity*. McGraw-Hill Book Company, Inc., 1951.
- [88] Staudt Y., C. Odenbreit, and J. Schneider. Failure behaviour of silicone adhesive in bonded connections with simple geometry. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 82:126 – 138, 2018".
- [89] M.D. Trifunac and A.G. Brady. A study on the duration of strong earthquake ground motion. *B Seismol Soc Am*, 65(3):581–626, 1975.
- [90] M. Papia, L. Cavaleri, and M. Fossetti. Infilled frames: Developments in the evaluation of the stiffening effect of infills. *Structural Engineering and Mechanics*, 16(6):675–693, 2003.
- [91] F.J. Crisafulli and A.J. Carr. Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 40:69–77, 06 2007.
- [92] F.J. Crisafulli. *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*. PhD thesis, University of Canterbury (UK), 1997.
- [93] M. Holmes. Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Ice Proceedings*, 19:473–478, 01 1961.

- [94] L.F. Martha. Ftool. Interactive-Graphics Program for Structural Analysis. Version 4.00, January 2018, <http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool>.
- [95] M. Haldimann, A. Luible, and M. Overend. *Structural Use of Glass*. IABSE-AIPC-IVBH, 2008.
- [96] E. Afghani Khoras. *Improving the seismic behavior of architectural glazing using friction damping connectors*. PhD thesis, PoliMi (I), 2012.
- [97] A Luible and M Crisinel. Design of glass beams subjected to lateral torsional buckling. *IABSE Symposium Report*, 92, 01 2006.
- [98] Federal Emergency Management Agency. *NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. (FEMA P-75)*. 2009.
- [99] EN 1998-1-1. CEN/TC129. *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Standard, 2004.
- [100] D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17/01/2018. *Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*. G.U. n. 42 del 20.02.2018, S.O. n. 8, 2018.
- [101] N.M. Newmark and W.J. Hall. *Earthquake spectra and design*. Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
- [102] G. D'Ambrosio, L. Galuppi, and G. Royer Carfagni. A simple model for the post-breakage response of laminated glass under in-plane loading. *Compos Struct*, 230:111426, 2019.
- [103] G. D'Ambrosio, L. Galuppi, and G. Royer Carfagni. Post-breakage in-plane stiffness of laminated glass: an engineering approach. *Glass Structures & Engineering*, 2019.
- [104] P. Acloque. Deformation and breaking of glass. [Deformation et rupture des verres.]. *Ann Mines*, (2-3):57–66, 1975.
- [105] Y Wang, Q Wang, H Chen, J Sun, and H Linghui. Comparative study on crack initiation and propagation of glass under thermal loading. *Materials*, 9:794, 2016.
- [106] J.M. Barsom. Fracture of tempered glass. *J Am Cer Soc*, 51(2):75–78, 1968.
- [107] J.H. Nielsen, J.F. Olesen, and H. Stang. The fracture process of tempered soda-lime-silica glass. *Exp mech*, 49(6):855, 2009.
- [108] G. Molnár, M. Ferentzi, Z. Weltsch, G. Szebényi, L. Borbás, and I. Bojtár. Fragmentation of wedge loaded tempered structural glass. *Glass Struct Eng*, 1(2):385–394, 2016.
- [109] J.H. Nielsen. Remaining stress-state and strain-energy in tempered glass fragments. *Glass Struct Eng*, 2(1):45–56, 2017.
- [110] N. Pourmoghaddam and J. Schneider. Experimental investigation into the fragment size of tempered glass. *Glass Struct Eng*, 3(2):167–181, 2018.

- [111] G.D. Quinn. A history of the fractography of brittle materials. In *Key Eng Mat*, volume 409, pages 1–16. Trans Tech Publ, 2009.
- [112] J. Franz and J. Schneider. Through-cracked-tensile tests with polyvinylbutyral (pvb) and different adhesion grades. In *Proceedings of Engineered Transparency International Conference at Glasstec*, pages 135–142, 2014.
- [113] D. Ferretti, M. Rossi, and G. Royer-Carfagni. Through cracked tensile delamination tests with photoelastic measurements. In *Proceedings of Challenging Glass 3 - Conference on Architectural and Structural Applications of Glass, Delft (Netherlands)*, pages 641–652, 2012.
- [114] S. Kolling, P.A. Du Bois, D.J. Benson, and W.W. Feng. A tabulated formulation of hyperelasticity with rate effects and damage. *Comput Mech*, 40(5):885–899, 2007.
- [115] S. Feirabend and W. Sobek. Bewehrtes verbundsicherheitsglas. *Stahlbau*, 77(S1):16–22, 2008.
- [116] L. Biolzi, M. Orlando, L.R. Piscitelli, and P. Spinelli. Static and dynamic response of progressively damaged ionoplast laminated glass beams. *Compos Struct*, 157:337–347, 2016.
- [117] L. Biolzi, S. Cattaneo, M. Orlando, L.R. Piscitelli, and P. Spinelli. Post-failure behavior of laminated glass beams using different interlayers. *Compos Struct*, 202:578–589, 2018.
- [118] P.A. Hooper, B.R.K. Blackman, and J.P. Dear. The mechanical behaviour of poly (vinyl butyral) at different strain magnitudes and strain rates. *J Mater Sci*, 47(8):3564–3576, 2012.
- [119] L. Galuppi and G. Royer Carfagni. Laminated beams with viscoelastic interlayer. *Int J Solids Struct*, 49:2637–2645, 2012.
- [120] U. Keller and H. Mortelmans. Adhesion in laminated safety glass - What makes it work? In *Proceedings of Glass Processing Days, Tampere (Finland)*, pages 13–16, 1999.
- [121] G. Royer Carfagni and M. Silvestri. Fail-safe point fixing of structural glass. New advances. *Eng Struct*, 31(8):1661–1676, 2009.
- [122] C. Louter, J. Belis, F. Veer, and J. P. Lebet. Durability of SG-laminated reinforced glass beams: effects of temperature, thermal cycling, humidity and load-duration. *Constr Build Mater*, 27(1):280–292, 2012.
- [123] S. Chen, M. Zang, D. Wang, S. Yoshimura, and T. Yamada. Numerical analysis of impact failure of automotive laminated glass: A review. *Compos Part B - Eng*, 2017.
- [124] P. Del Linz, P.A. Hooper, H. Arora, D. Smith, L. Pascoe, D. Cormie, B.R.K. Blackman, and J.P. Dear. Reaction forces of laminated glass windows subject to blast loads. *Compos Struct*, 131:193–206, 2015.
- [125] P.A. Du Bois, S. Kolling, and W. Fassnacht. Modelling of safety glass for crash simulation. *Computational materials science*, 28(3-4):675–683, 2003.

- [126] S. Chen, C. G. Zhu, G. Q. Li, and Y. Lu. Blast test and numerical simulation of point-supported glazing. *Adv Struct Eng*, 19(12):1841–1854, 2016.
- [127] J. Belis, C. Bedon, C. Louter, C. Amadio, and R. Van Impe. Experimental and analytical assessment of lateral torsional buckling of laminated glass beams. *Eng Struct*, 51:295–305, 2013.
- [128] C. Louter, G. J. Hobbelman, E. A. Guse, F. A. Veer, and L. P. T. Schetters. FEM-analysis of stress (re) distribution in cracked reinforced glass beams, an exploratory study. In *Third International Conference on structural engineering, mechanics and computation, South Africa: SEMC*, 2007.
- [129] C. Bedon and M. Santarsiero. Laminated glass beams with thick embedded connections—numerical analysis of full-scale specimens during cracking regime. *Compos Struct*, 195:308–324, 2018.
- [130] D. Baraldi, A. Cecchi, and P. Foraboschi. Broken tempered laminated glass: Non-linear discrete element modeling. *Compos Struct*, 140:278–295, 2016.
- [131] L. Galuppi and G. Royer Carfagni. A homogenized model for the post-breakage tensile behavior of laminated glass. *Compos Struct*, 154:600–615.
- [132] J. Belis, J. Depauw, D. Callewaert, D. Delincé, and R. Van Impe. Failure mechanisms and residual capacity of annealed glass/SGP laminated beams at room temperature. *Eng Fail Anal*, 16(6):1866–1875, 2009.
- [133] A. Kott and T. Vogel. Safety of laminated glass structures after initial failure. *Struct Eng Int IABSE*, 14(2):134–138, 2004.
- [134] J. Depauw. *Bezwijkgedrag van glas/ionoplast laminaten bij kamertemperatuur*. Master’s thesis, Laboratory for Research on Structural Models, Ghent University, 2007.
- [135] Z. Hashin. Analysis of cracked laminates: a variational approach. *Mech Mater*, 4(2):121–136, 1985.
- [136] L. Galuppi and G. Royer Carfagni. A homogenized analysis *à la* Hashin for cracked laminates under equi-biaxial stress. Applications to laminated glass. *Compos Part B - Eng*, 111:332–347, 2017.
- [137] L. Galuppi and G. Royer-Carfagni. The post-breakage response of laminated heat-treated glass under in plane and out of plane loading. *Compos Part B - Eng*, 147:227–239, 2018.
- [138] F. Freddi, G. Royer-Carfagni, and M. Silvestri. Full-scale experiments for point-fixing frameless laminated glass. *Int J Appl Glass Sci*, 1(3):257–272, 2010.
- [139] S. Nhamoinesu and M. Overend. Simple models for predicting the post-fracture behaviour of laminated glass. In *Proceedings of the XXV A.T.I.V 2010 International Conference, Parma (Italy)*, pages 249–257, 2012.
- [140] J. Pelfrene, S. Van Dam, and W. Van Paepegem. Numerical analysis of the

- peel test for characterisation of interfacial debonding in laminated glass. *Int J Adhes Adhes*, 62:146–153, 2015.
- [141] K. Schneider, B Lauke, and W. Beckert. Compression shear test (CST)—a convenient apparatus for the estimation of apparent shear strength of composite materials. *Appl Compos Mater*, 8(1):43–62, 2001.
- [142] R.M. Jones. Stress-strain relations for materials with different moduli in tension and compression. *AIAA Journal*, 15(1):16–23, 1977.
- [143] S.A. Ambartsumyan. Elasticity theory of different moduli. *Trans. RF Wu and YZ Zhang. China Railway, Beijing*, 1986.
- [144] X-t He, Z-l Zheng, J-y Sun, Y-m Li, and S-l Chen. Convergence analysis of a finite element method based on different moduli in tension and compression. *Int J Solids Struct*, 46(20):3734 – 3740, 2009.
- [145] W.J. Drugan and J.R. Willis. A micromechanics-based nonlocal constitutive equation and estimates of representative volume element size for elastic composites. *J Mech Phys Solids*, 44(4):497–524, 1996.
- [146] T. Kanit, S. Forest, I. Galliet, V. Mounoury, and D. Jeulin. Determination of the size of the representative volume element for random composites: statistical and numerical approach. *Int J Solids Struct*, 40(13-14):3647–3679, 2003.
- [147] C. Louter, J. Belis, F. Bos, D. Callewaert, and F. Veer. Experimental investigation of the temperature effect on the structural response of sg-laminated reinforced glass beams. *Eng Struct*, 32(6):1590–1599, 2010.
- [148] P. Del Linz, P.A. Hooper, H. Arora, Y. Wang, D. Smith, B.R.K. Blackman, and J.P. Dear. Delamination properties of laminated glass windows subject to blast loading. *Int J Impact Eng*, 105:39–53, 2017.
- [149] S. Malçikan. Numerical modelling of adhesive failure in delamination of laminated glass. Master’s thesis, Faculty of Engineering and Architecture, Ghent University, 2013.
- [150] B. Paul. Prediction of elastic constants of multi-phase materials. *Trans Metall Soc AIME*, 218:36–41, 1960.
- [151] K. Washizu. *Variational methods in elasticity and plasticity*. Pergamon press, 1975.
- [152] L. Galuppi and G. Royer-Carfagni. Post-breakage tensile and bending response of laminated glass. In *Proceedings of Challenging Glass 6, Delft (NL)*, 2018.
- [153] L. Zhang, H.W. Zhang, J. Wu, and B. Yan. A stabilized complementarity formulation for nonlinear analysis of 3d bimodular materials. *Acta Mech Sin*, 32(3):481–490, 2016.
- [154] P. Lourenco. Analysis of historical constructions: From thrust-lines to advanced simulations. *Historical Constructions*, pages 91–116, 01 2001.
- [155] P. Roca, M. Cervera, G. Gariup, and L. Pelà. Structural analysis of ma-

- sonry historical constructions. classical and advanced approaches. *Arch Comput Method E*, 17(3):299–325, 2010.
- [156] M. Betti, A. Borghini, S. Boschi, A. Ciavattone, and A. Vignoli. Comparative Seismic Risk Assessment of Basilica-type Churches. *J Earthq Eng*, 22(sup1):62–95, 2018.
- [157] A. Giuffrè. Restauro e sicurezza sismica. La cattedrale di S. Angelo dei Lombardi. *Palladio*, pages 95–120, 1988.
- [158] F. Doglioni, A. Moretti, and V. Petrini. *Le chiese e il terremoto. Dalla vulnerabilità constatata nel terremoto del Friuli al miglioramento antisismico nel restauro. Verso una politica di prevenzione*. Lint Editoriale, 1994.
- [159] S. Lagomarsino. A new methodology for the post-earthquake investigation of ancient churches. In *11th European conference on earthquake engineering*. Paris (FR), 6-11 September 1998. paper LAGNMF.
- [160] S. Lagomarsino, S. Podestà, G. Cigani, and A. Lemme. The 31st October 2002 earthquake in Molise (Italy): a new methodology for the damage and seismic vulnerability survey of churches. In *13th World conference on earthquake engineering*. Vancouver (CA), 1-6 August 2004. paper 1366.
- [161] Presidenza del Consiglio dei Ministri. *Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 gennaio 2008*, 2011.
- [162] S. Lagomarsino and S. Podestà. Damage and Vulnerability Assessment of Churches after the 2002 Molise, Italy, Earthquake. *Earthq Spectra*, 20(S1):S271–S283, 2004.
- [163] B. Silva, C.Q. Costa, F. Da Porto, M.R. Valluzzi, and C. Modena. Seismic Vulnerability of Historical Structures: Damage State of the Abruzzo (Italy) Churches in the Sequence of the April 2009 Earthquake. In *Structural Analysis of Historic Constructions*, volume 133 of *Advanced Materials Research*, pages 765–770, 10 2010.
- [164] G. De Matteis, G. Brando, and V. Corlito. Predictive model for seismic vulnerability assessment of churches based on the 2009 l’Aquila earthquake. *B Earthq Eng*, pages 1–28, 06 2019.
- [165] L. Catellacci. The renovation of Santa Maria di Collemaggio Basilica: the intervention on the nave’s column. Master’s thesis, Polimi (I), 2015-2016.
- [166] V. Gattulli, E. Antonacci, and F. Vestroni. Field observations and failure analysis of the Basilica S. Maria di Collemaggio after the 2009 L’quila earthquake. *Eng Fail Anal*, 34:715–734, 12 2013.
- [167] L. Sorrentino, L. Liberatore, L.D. Decanini, and D. Liberatore. The performance of churches in the 2012 Emilia earthquakes. *B of Earthq Eng*, 12(5):2299–2331, 2014.
- [168] G. Milani and M. Valente. Failure analysis of seven masonry churches severely damaged during the 2012 Emilia-Romagna (Italy) earthquake:

- Non-linear dynamic analyses vs conventional static approaches. *Eng Fail Anal*, 54:13 – 56, 2015.
- [169] S. Cattaneo. Vulnerabilità sismica delle chiese in muratura: il meccanismo di collasso per la risposta trasversale dell’aula. Metodologia di analisi e parametri che influenza il fenomeno. Master’s thesis, PoliMi (I), 2013-2014.
- [170] M. Ape and M. Zoli. Seismic behaviour and vulnerability of churches with axially symmetric plan. Master’s thesis, PoliMi (I), 2017.
- [171] A. Grazzini, F. Chiabrandò, S. Foti, A. Lingua, and A. Spanò. Damage assessment and seismic vulnerability analysis of S. Agostino church in Amatrice.
- [172] E. Cescatti, S. Taffarel, A. Leggio, F. da Porto, and C. Modena. Macroscale damage assessment of URM churches after the 2016 earthquake sequence in Centre of Italy. 09 2017.
- [173] C.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 7 del 21/01/2019. *Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*. G.U. n. 35 del 11.02.2019, S.O. n. 5, 2018.
- [174] G. Rizzano. *Riabilitazione Strutturale. Parte 2 - Progettazione ed esecuzione degli interventi sugli edifici in muratura ordinaria (dispense didattiche)*. CUES, 2011.
- [175] S. Mastrodicasa. *Dissesti statici delle strutture edilizie. Diagnosi - Consolidamento - Istituzioni teoriche - Applicazioni pratiche*. Editore Ulrico Hoepli Milano, 9th edition, 1993.
- [176] S. Franceschi and L. Germani. *Manuale operativo del restauro architettonico. Metodologie di intervento per il restauro e la conservazione del patrimonio storico*. DEI, 4^a edition, 2010.
- [177] C. Goodwin, G. Tonks, and J. Ingham. Retrofit techniques for seismic improvement of URM buildings. *SESOC Journal*, 24(1):30–45, 2011.
- [178] F. Braga, F. Buttarazzi, A. Dall’Asta, and W. Salvatore. *Protezione sismica di edifici esistenti in c.a. con controventi dissipativi in acciaio*. Dario Flaccovio Editore, 2015,.
- [179] G. Cuomo, A. De Luca, and E. Mele. Design aspects in seismic isolation: application to retrofit churches. *Int J Archit Herit*, 2(3):247–273, 2008.
- [180] M. Contestabile, E. Babilio, A. Fortunato, L. Guerriero, M. Lippiello, M. Pasquino, and M. Angelillo. Static analysis of cross vaults: The case of the cathedral of Casertavecchia. *Open Construction and Building Technology Journal*, 10:329–345, 2016.
- [181] L. Guerriero and R. Bosco. *Sant muri marmore septa. La cattedrale di Casertavecchia*. Fabrica edizioni, 2018.
- [182] G. Brandonisio. *Analisi di edifici a pianta basilicale soggetti ad azioni sismiche (Analysis of Building with a Basilica Plan Subject to Seismic*

- Actions*). PhD thesis, Second University of Naples, 2007.
- [183] M. Devaux. *Seismic Vulnerability of Cultural Heritage Building in Switzerland*. PhD thesis, EPFL, Lausanne (CH), 2008.
- [184] A. Giordano. *Sulla capacità sismica delle chiese a pianta basilicale (On the Seismic Capacity of Churches with a Basilica Plan)*. PhD thesis, University of Naples Federico II, 2001.
- [185] E. Mele and A. De Luca. Behaviour and modelling of masonry church buildings in seismic region. *WIT Transaction on the Built Environment*, 38:543–552, 1999.
- [186] R. Meli and F. Peña. On elastic models for evaluation of the seismic vulnerability of masonry churches. In *Conference: Structural Analysis of Historical Construction. At: Padova, Italy, 09 2004*.
- [187] F. Peña, M. Meza, and M. Chávez. Macroelement identification of masonry churches by means of their dynamic properties. In Jasieńko, editor, *Structural Analysis of Historical Constructions*, 10 2012.
- [188] SAP2000. Csi analysis reference manual. Version 15.0.0, Computers and Structures, Inc.
- [189] NTC 2008. *New Technical standards for Construction*. Italian Ministry of Public Works (DM 14.01.08), 2008. [In Italian].
- [190] S. Paganoni. *Dissipative anchor devices for the seismic retrofit of heritage building*. PhD thesis, University of Bath (UK), 2015.
- [191] ASTM D4065 - 06. *Standard Practice for Plastics: Dynamic Mechanical Properties: Determination and Report of Procedures*. American Society for Testing and Materials (ASTM), 2009.
- [192] EN ISO 6721 - 1:2011. *Plastics - Determination of dynamic mechanical properties - Part 1: General principles*. International Organization for Standardization (ISO), 2011.
- [193] EN ISO 6721 - 4:2011. *Plastics - Determination of dynamic mechanical properties - Part 4: Tensile vibration - Nonresonance method*. International Organization for Standardization (ISO), 2011.

ELENCO DELLE FIGURE

	Pagina
Figura 1.1. <i>RFR Group</i> . (a) Facciata in vetro monolitico delle <i>Grandes Serres</i> nel parco de <i>La Villete</i> a Parigi (1986); (b) esploso assonometrico del sistema di fissaggio a rotule; (c) Schizzi di studio con i possibili percorsi alternativi per i carichi secondo il principio di ridondanza strutturale a livello di sistema [6].	2
Figura 1.2. <i>Rick Mather</i> . (a) Vista esterna dell'ampliamento in vetro della residenza privata in Keats Grove, Londra (1992); (b) vista dall'interno [6].	3
Figura 1.3. <i>Foster + Partners</i> . (a) Vista del lucernario dell' <i>Apple Zorlu Center</i> di Instabul (2014); (b) vista dall'esterno dello <i>Steve Jobs Theatre Pavillion</i> di Cupertino, California (2017) [6].	4
Figura 1.4. Strutture massive in vetro: (a) <i>Estudio FAM</i> . Monumento 11 M, Madrid (2007); (b) <i>MVRDV</i> . Facciata della boutique <i>Chanel</i> o <i>Crystal Houses</i> ad Amsterdam (2016) [6].	5
Figura 1.5. Coperture in vetro e acciaio. Castello di <i>Andraz</i> a Livinallongo del Col di Lana in provincia di Belluno, Italia (1986) (a) vista panoramica dall'esterno, (b) vista dall'interno. <i>Castel Juval</i> , ora sede del <i>Museo - Messner Mountain Museen</i> su progetto dell'arch. <i>Karl Spitaler</i> a Castebello-Ciardes provincia di Bolzano, Italia (1995) (c) vista panoramica dall'esterno, (d) vista dall'interno.	7
Figura 1.6. <i>Ottavio di Blasi Associati</i> .(a) Passerella sospesa di vetro e acciaio inox nella Basilica di Aquileia, Udine, Italia (1994 - 2001); (b) anche i corrimano sono realizzati in vetro per non impedire la visione del pavimento a mosaico.	7

Figura 1.7. <i>Dezzi Bardeschi con Gnosis Progetti</i> , restauro del <i>Tempio-Duomo</i> a Pozzuoli, Napoli, Italia (a) vista dall'interno della facciata in LG e acciaio con colonne serigrafate; (b) dettaglio delle pinne in LG di facciata sagomate secondo il profilo delle colonne; (c) l'uso estensivo del vetro con fini strutturali si rileva anche in altre parti dell'edificio.	8
Figura 2.1. Modalità di rottura tipiche per diversi tipi di vetro [25]: (a) AG; (b) HSG; (c) TTG.	14
Figura 2.2. Andamento dello stato tensionale: (a) AG, (b) HSG and TTG	15
Figura 2.3. Confronto qualitativo dell'andamento delle tensioni nel vetro temperato chimicamente o termicamente	16
Figura 2.4. Esempio di capacità portante residua in fase di post-rottura (a) lastra monolitica di TTG di 12 mm di spessore (b) LG costituito da due lastre di TTG di spessore 6 mm e uno strato di PVB di 1.14 mm; (c) LG costituito da due lastre di TTG di spessore 6 mm e uno strato di SG di 0.89 mm.	19
Figura 2.5. Geometria di un elemento stratificato costituito da tre lastre di base b	19
Figura 2.6. Comportamento LG a seconda del grado di accoppiamento offerto dall'intercalare polimerico (a) a strati indipendenti; (b) intermedio; (c) monolitico.	21
Figura 3.1. Piastra in vetro soggetta a carichi orizzontali nelle due direzioni nel piano modellata in maniera semplificata come struttura reticolare con lati soggetti a trazione e diagonale compressa [46]. .	26
Figura 3.2. Trasferimento di azioni taglianti a pannelli in vetro: (a) in assenza di telaio perimetrale, con elementi agli angoli della diagonale; (b) con telaio perimetrale e con elementi agli angoli della diagonale; (c) con telaio perimetrale collegato strutturalmente lungo i lati [46].	26
Figura 3.3. Pannelli in vetro in sostituzione a diagonali in acciaio: (a) struttura reticolare piana e schema statico; (b) rottura lungo la diagonale compressa del singolo campo [47].	26
Figura 3.4. Pannelli, oggetti di ricerca, in vetro monolitico e/o stratificato, sottoposti a diverse condizioni di carico e vincolo [50]. Il vincolo lungo il bordo può essere di semplice appoggio o di incastro.	27
Figura 3.5. Dimensioni, condizione di carico e dettagli costruttivi considerati da <i>Laufs et al.</i> [48].	28
Figura 3.6. Tipi di connessione della ricerca condotta da <i>Huveners et al.</i> [45, 56]: (a) <i>tipo 1</i> , incollaggio in testa con adesivo poliuretano; (b) <i>tipo 2</i> , incollaggio su due bordi opposti con resina epossidica; (c) <i>tipo 3</i> , incollaggio su singolo bordo in resina epossidica.	29
Figura 3.7. Pannelli in vetro indagati da <i>Močibob</i> [44] di altezza $a = 3500$ mm , larghezza $b = 1200$ mm e spessore $t = 8/1.52/8$ mm (2 lastre di HSG ed intercalare polimerico PVB) (a) sistema con connessione puntuale; (b) sistema con connessione lineare.	31
Figura 3.8. Sezioni schematiche della HC.	33

Figura 3.9. Disegno schematico di unione di moduli di HC: (a) assemblaggio di quattro moduli; (b) unione in corrispondenza degli angoli con piastre e bullonature; (c) unione lungo il lato.	34
Figura 3.10. Grafici ricavati da documentazione tecnica del produttore <i>Kuraray</i> (si veda anche Appendice D). Confronto tra SG [®] e PVB dello stesso produttore (<i>Trosifol</i> [®]): (a) diagramma tensione-deformazione σ - ε , a 23 °C per carico di breve durata; (b) modulo di elasticità tangenziale G , a velocità di carico differenti e alla temperature di 20 °C (sopra) e a 50 °C.	36
Figura 3.11. (a) Legame qualitativo sforzo-deformazione (σ - ε) per acciai inossidabili e acciaio al carbonio nel range di deformazione da 0 a 0.75 %; (b) definizione del limite di snervamento allo 0.2 %: punto 1 limite di proporzionalità, punto 2 snervamento [67]; (c) modello elasto-plastico bilineare.	37
Figura 4.1. Progetto della sezione trasversale del telaio in acciaio (a) schema strutturale per la valutazione in via approssimata delle sollecitazioni di progetto; (b) geometria della sezione trasversale, nelle FEA 2D è stata assunta la sezione rettangolare di dimensioni $b_s \times h_s$	42
Figura 4.2. (a) Modello FE 2D in assenza di elemento d'angolo, con dimensioni del pannello in LG 3000 mm \times 3000 mm; (b) pressione applicata all'angolo superiore sinistro del telaio; (c) pressione applicati all'angolo superiore destro; (d) vincolo cerniera base sinistra; (e) vincoli cerniera base destra.	44
Figura 4.3. Modello FE 2D in assenza di elemento d'angolo : (a) tensioni principali minime [MPa]; (b) tensioni principali massime [MPa]. Andamento linee isostatiche (c) diagonale compressa; (d) diagonale tesa.	45
Figura 4.4. Modello numerico con problema di contatto tra guarnizione e vetro e raggio di raccordo $R = 74$ mm (a) geometria con condizioni di carico e vincolo; (b) <i>mesh</i> ; (c) ingrandimento sull'angolo.	47
Figura 4.5. (a) Risultante delle azioni per unità di spessore (14110 N/mm) nel pannello diretta lungo la diagonale. (b) Configurazione deformata (amplificata) del modulo di HC; (c) distacco in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro; (d) distacco in corrispondenza dell'angolo inferiore sinistro.	48
Figura 4.6. Calcolo dello stato tensionale in corrispondenza del raccordo (a) lastra caricata nel vertice da una forza di compressione e parametri dimensionali dell'equazione (4.2) ; (b) definizione del <i>path</i> radiale (in rosso) per la valutazione delle tensioni minime di compressione da analisi numeriche con raggio del raccordo $R = 74$ mm.	50
Figura 4.7. Confronto tra soluzione analitica ed analisi tramite FEM con raggio di raccordo $R = 74$ mm pannello di LG al variare del raggio r (a) $r = 100$ mm; (b) $r = 150$ mm; (c) $r = 150$ mm; (d) $r = 200$ mm.	50
Figura 4.8. Diverse soluzioni geometriche per l'angolo del pannello di LG (a) <i>Soluzione A</i> con $r_A = 149.12$ mm e $R_A = 360$ mm; (b) <i>Soluzione B</i> con $r_B = R_B = 150.00$ mm; (c) <i>Soluzione C</i> $r_c = 151.32$ mm.	51

Figura 4.9. Mesh dei modelli FE del modulo quadrato della HC al variare del tipo di raccordo (a) <i>Soluzione A</i> ; (b) <i>Soluzione B</i> ; (c) <i>Soluzione C</i>	51
Figura 4.10. Tensioni principali minime. Angolo superiore del pannello di LG: (a) <i>Soluzione A</i> , $\sigma_{min} = -58.28$ MPa; (b) <i>Soluzione B</i> , $\sigma_{min} = -67.19$ MPa; (c) <i>Soluzione C</i> , $\sigma_{min} = -50.77$ MPa. Angolo inferiore (d) <i>Soluzione A</i> , $\sigma_{min} = -70.48$ MPa; (e) <i>Soluzione B</i> , $\sigma_{min} = -71.58$ MPa; (f) <i>Soluzione C</i> , $\sigma_{min} = -57.81$ MPa. . .	52
Figura 4.11. Confronto tra le diverse soluzioni d'angolo: curva forza-spostamento ($F-\delta$), dove δ è valutato in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro.	53
Figura 4.12. Azioni di contatto. <i>Soluzione A</i> : (a) normali (valore massimo 41505 N); (b) tangenziali (valore massimo 829 N). <i>Soluzione B</i> : (c) normali (valore massimo 18860 N); (d) tangenziali (valore massimo 1090 N). <i>Soluzione C</i> : (e) normali (valore massimo 49113 N); (f) tangenziali (valore massimo 1900 N).	54
Figura 4.13. Pannello in LG, tensioni principali massime [MPa] per le diverse soluzioni di raccordo: (a) <i>Soluzione A</i> ; (b) <i>Soluzione B</i> ; (c) <i>Soluzione C</i>	55
Figura 4.14. Telaio, tensioni di <i>von Mises</i> [MPa] per le diverse soluzioni di raccordo: (a) <i>Soluzione A</i> ; (b) <i>Soluzione B</i> ; (c) <i>Soluzione C</i> . Ingrandimento in corrispondenza dell'angolo (d) <i>Soluzione A</i> ; (e) <i>Soluzione B</i> ; (f) <i>Soluzione C</i>	56
Figura 4.15. Guarnizione: <i>Soluzione A</i> (a) σ_{max} tensioni principali massime [MPa]; (b) σ_{vM} tensioni di von Mises [MPa]; (c) ϵ_{min} deformazioni principali minime; <i>Soluzione B</i> (d) σ_{max} [MPa]; (e) σ_{vM} [MPa]; (f) ϵ_{min} ; <i>Soluzione C</i> (g) σ_{max} [MPa]; (h) σ_{vM} [MPa]; (i) ϵ_{min}	57
Figura 4.16. Confronto al variare del tipo di interazione pannello LG e guarnizione: curva forza-spostamento ($F-\delta$), dove δ è valutato in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro.	59
Figura 4.17. Pannello in LG, tensioni principali minime [MPa]: (a) modello <i>CC</i> ; (b) modello <i>TC</i> ; (c) modello <i>NF</i> . Ingrandimento sull'angolo inferiore (d) modello <i>CC</i> ; (e) modello <i>TC</i> ; (f) modello <i>NF</i> . (g) Ingrandimento ulteriore sulla porzione dell'angolo inferiore del modello <i>CC</i> con $\sigma_{p,min} < -64.33$ MPa (in nero).	60
Figura 4.18. Pannello in LG, tensioni principali massime [MPa]: (a) modello <i>CC</i> ; (b) modello <i>TC</i> ; (c) modello <i>NF</i> . Modello <i>TC</i> : (d) concentrazione di tensione conseguenza del vincolo <i>tie</i> ; (e) tensioni principali massime [MPa] trascurando gli elementi di bordo. . . .	61
Figura 4.19. Guarnizione: modello <i>CC</i> (a) tensioni principali massime [MPa]; (b) tensioni di <i>von Mises</i> [MPa]; (c) deformazioni principali minime; modello <i>TC</i> (d) tensioni principali massime [MPa]; (e) tensioni di <i>von Mises</i> [MPa]; (f) deformazioni principali minime; modello <i>NF</i> (g) tensioni principali massime [MPa]; (h) tensioni di <i>von Mises</i> [MPa]; (i) deformazioni principali minime.	62

Figura 4.20. Confronto al variare del tipo di materiale dell'elemento d'angolo: curva forza-spostamento ($F-\delta$), dove δ è valutato in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro.	64
Figura 4.21. Modello 3D della HC (a) geometria, carichi e condizioni di vincolo; (b) <i>mesh</i> ; (c) ingrandimento su un angolo; (d) ingrandimento sulla sezione del pannello in LG.	66
Figura 4.22. Confronto tra FEA 2D e 3D: curva forza-spostamento ($F-\delta$), dove δ è valutato in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro.	67
Figura 4.23. Modello 3D con sezione del telaio non rettangolare (a) esploso assonometrico; (b) sezione prospettica della HC.	68
Figura 4.24. Confronto tra FEA 3D e 3D completo di alette di confinamento: curva forza-spostamento ($F-\delta$), dove δ è valutato in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro.	69
Figura 4.25. Pannello in LG risultante lungo la diagonale pari a 707 kN (in figura unità di misura [N]).	69
Figura 4.26. Pannello murario contornato da un telaio. (a) Distacco del pannello dal telaio sollecitato da carico orizzontale con conseguente campo di compressioni diagonale; (b) schema strutturale semplificato dove la muratura è sostituita da un pendolo di spessore equivalente [90].	70
Figura 4.27. Schemi strutturali (a) schema utilizzato per le FEA; (b) telaio controventato con il puntone equivalente. Le altezze h'_c e h'_b si riferiscono alle linee d'asse di colonne e travi; (c) ingrandimento sulle condizioni di vincolo poste alla base del modello agli FE.	71
Figura 4.28. Valutazione della rigidezza alla traslazione laterale. (a) Telaio controventato con puntone equivalente di rigidezza D_i ; (b) schema strutturale reticolare con controvento diagonale di rigidezza D_d ; (c) schema strutturale a telaio di rigidezza D_f	73
Figura 4.29. Modello di calcolo sviluppato in Ftool con elementi monodimensionali. (a) Schema strutturale con carico unitario; (b) diagrammi dello sforzo normale; (c) configurazione deformata.	74
Figura 4.30. Fenomeni di instabilità e curva carico spostamento fuori piano $N - w$, con imperfezione iniziale w_0 (a) trave semplicemente appoggiata caricata di punta; (b) piastra compressa nel piano su due lati opposti [95].	75
Figura 4.31. Pannello equivalente ricavato a partire dal pannello originario sollecitato lungo la diagonale.	77
Figura 4.32. Geometria dell'elemento di vetro stratificato dove sono indicati i parametri dimensionali utilizzati nelle equazioni (4.13) e (4.15).	77
Figura 4.33. Modelli adottati per il calcolo dello spessore equivalente tramite le funzioni di forma $g_i(x)$. (a) Asta doppiamente incernierata; (b) asta doppiamente incastrata.	79
Figura 4.34. Geometria, mesh, condizioni di carico e vincolo del modello utilizzato per l'analisi di buckling.	80

Figura 4.35. Modi di buckling (in rosso gli spostamenti massimi) (a) 1° modo con carico critico 2583 kN; (b) 2° modo con carico critico 3274 kN; (c) 3° modo con carico critico 5026 kN; (d) 4° modo con carico critico 7093 kN; (e) 5° modo con carico critico 7357 kN.	81
Figura 4.36. Curva carico-massimo spostamento fuori piano ($N - w_{max}$) con imperfezione iniziale $w_0 = h/300$. Si riporta inoltre il valore del carico normale sollecitante N_{Ed} , del carico critico normale per la verifica semplificata di modello $N_{cr,1}$ e del modello 2D $N_{cr,2}$	82
Figura 4.37. Tensioni principali massime [MPa] sulla faccia esterna del pannello, escludendo dal <i>plot</i> le concentrazioni di tensioni al contorno del pannello.	82
Figura 4.38. Primo modo di instabilizzazione con carico critico orizzontale 2578 kN.	83
Figura 4.39. Analisi di <i>buckling</i> non lineare per il modello 3D. (a) Curva carico-massimo spostamento fuori piano; (b) curva carico-spostamento orizzontale nel piano. $F_{h,cr}$ carico critico euleriano modello 3D, H_2 carico critico euleriano modello 2D, H_1 carico critico euleriano modello a trave, F_{Ed} carico sollecitante.	84
Figura 4.40. Pannello LG (a) tensioni principali minime [MPa]; (b) risultante delle tensioni, rispetto ad un piano di sezione verticale, diretta lungo la diagonale 1621 kN (unità di misura in figura [N]); (c) tensioni principali massime al centro del pannello [MPa].	85
Figura 4.41. Curva carico-spostamento orizzontale.	86
Figura 4.42. Stato di tensione [MPa] per un carico pari a 1074 kN (a) tensioni principali minime; (b) tensioni principali massime; (c) tensioni principale massime escludendo gli elementi di bordo con concentrazioni di tensione non realistiche; (d) deformazione plastica nella colonna in trazione del telaio.	87
Figura 4.43. Rappresentazione schematica del criterio energetico per la stima del coefficiente di comportamento q . Affinché le aree sottese le due curve siano equivalenti, devono essere equivalenti le aree non comuni (tratteggiate).	88
Figura 5.1. Flessione ciclica di LG in fase post-rottura [138] (a) prova sperimentale; b) ciclo isteretico.	93
Figura 5.2. a) Pannello rotto di LG costituito da vetro trattato termicamente, b) elemento di volume rappresentativo and c) cella elementare (singolo frammento).	94
Figura 5.3. (a) Stato tensionale e sistema di riferimento per RVE; (b) cella elementare con indicate le tensioni principali.	96
Figura 5.4. Forma ipotizzata per la regione adesa vetro-intercalare, evidenziata con tratteggio, per (a) carico uniassiale [131], (b) carico equibiassiale [136], (c) carico biassiale con $\sigma_1 > \sigma_2$. (d) Risultati qualitativi nel caso di taglio ciclico.	97

Figura 5.5. a) Modello 3D di una cella elementare rappresentativa isolata da due fessure consecutive. L'ingrandimento mostra lo strato di elementi coesivi definiti all'interfaccia vetro-polimero. b) Rappresentazione qualitativa della legge coesiva tensione σ vs. δ apertura assunta nelle analisi numeriche. 98

Figura 5.6. Evoluzione della regione delaminata: a) al termine del primo step di carico; b) al termine del secondo step di carico; c) al termine del terzo di carico; d) durante il quarto step di carico; e) al termine del quarto step di carico; f) al termine del sesto step di carico. Parametri assunti per la legge coesiva: $\sigma_0 = 7.5$ MPa, $\tau_0 = 3.5$ MPa, $\delta_c = 0.2$ mm. 99

Figura 5.7. Evoluzione della regione delaminata: a) al termine del primo step di carico; b) al termine del secondo step di carico; c) durante del terzo di carico; d) al termine del terzo step di carico; e) durante il quarto step di carico; f) al termine del quarto step di carico. Parametri assunti per la legge coesiva: $\sigma_0 = 3.5$ MPa, $\tau_0 = 5.0$ MPa, $\delta_c = 0.2$ mm. 100

Figura 5.8. (a) Schema rappresentativo della cella elementare caricata nel piano con indicata la regione adesiva (linea tratteggiata) vetro-intercalare e (b) elemento omogeneo equivalente. 100

Figura 5.9. Distribuzione degli sforzi (σ_x and σ_y , rispettivamente, sul lato sinistro e destro), al centro dello strato polimerico, per differenti casi di carico: a) $\bar{\sigma}_y = 0$, b) $\bar{\sigma}_y = \bar{\sigma}_x/2$, c) $\bar{\sigma}_y = \bar{\sigma}_x$ 101

Figura 5.10. Rapporto tra il modulo di *Young* efficace E_{eq} e il modulo dell'intercalare E_P in funzione del rapporto percentuale tra area adesiva A_B e area totale A della cella. 103

Figura 5.11. Stato tensionale equibiaassiale uniforme. Valori di E_{eq}/E_P per un elemento con zona circolare adesiva di raggio R . Il confronto fra i risultati analitici e numerici da [136], per $t_{int} = 2$ mm e frammento di lato a) 40 mm, b) 100 mm. 104

Figura 5.12. Cella quadrato di lato 40 mm, raggio della regione adesiva $R = 15.96$ mm, spessore dell'intercalare $t_{int} = 1.52$ mm. a) Condizione di carico e vincoli applicati al modello tridimensionale e b) discretizzazione. 105

Figura 5.13. Cella quadrata con regione adesiva circolare sottoposta a taglio. Il rapporto tra il modulo equivalente E_{eq} ed il modulo dell'intercalare polimerico E_P in funzione del raggio R , per differenti valori di $2a$ e per $t_{int} = 1.52$ mm. Confronto tra i risultati analitici e numerici. 106

Figura 5.14. Cella quadrata con regione adesiva circolare sottoposta a taglio. Il rapporto tra E_{eq}/E_P in funzione del raggio R , per differenti valori di t_{int} e per $2a = 40$ mm. Confronto tra i risultati analitici e numerici. 107

Figura 5.15. Diverse forme della regione adesiva con percentuale del 50% di area distaccata: a) circolare, b) quadrata con angoli arrotondati, c) rombica con angoli arrotondati. 108

Figura 5.16. Il rapporto E_{eq}/E_P in funzione della percentuale dell'area adesiva, per cella elementare quadrata, con regione adesiva circolare, quadrata e rombica sottoposta a taglio. Confronto tra i risultati analitici e numerici.	108
Figura 5.17. Differenti geometrie della cella. a) Quadrata, b) rombo, c) quadrilatero irregolare <i>I</i> e d) quadrilatero irregolare <i>II</i>	109
Figura 5.18. Rapporto E_{eq}/E_P in funzione della percentuale di area adesiva, per cella quadrata, rombica e quadrilatera con regione adesiva circolare sottoposta a taglio. Confronto tra risultati numerici e analitici.	109
Figura 5.19. Modelli numerici dei RVE e ingrandimenti che mostrano la <i>mesh</i> adottata, nella configurazione di riferimento (indeformata). Casi di forma del frammento a) quadrata, b) rombica, e c) esagonale.	110
Figura 5.20. Deformazioni principali massime, il <i>plot</i> è rappresentato sulla configurazione deformata degli RVE, per $\sigma_1 = 1$ MPa, $\sigma_2 = 0.5$ MPa e frammenti (a) quadrati, (b) rombici e (c) esagonali.	111
Figura 5.21. Caso di frammenti quadrati. <i>Plot</i> della (a) deformazione principale massima, e (b) tensione principale massima, sulla deformata del solo intercalare (vista frontale), per $\sigma_1 = 1$ MPa, $\sigma_2 = 0.5$ MPa.	112
Figura 5.22. Rapporto E_{eq}/E_p in funzione della percentuale di area adesiva per diversi stati tensionali. Confronto tra risultati analitici e numerici.	113
Figura 5.23. Errore percentuale nella valutazione della rigidezza efficace con la formula proposta (5.6) in funzione del numero di celle elementari quadrate N , per diversi valori dell'area delaminata. . .	114
Figura 5.24. HC in fase di post-rottura (a) configurazione indeformata; (b) configurazione deformata con individuazione del puntone diagonale	115
Figura 5.25. Andamento delle isostatiche all'interno del pannello in LG dal modello <i>TC</i> (§4.1.5). (a) Isostatiche di compressione; (b) isostatiche di trazione.	115
Figura 5.26. Direzioni del materiale per la definizione del comportamento ortotropo.	116
Figura 5.27. Confronto fase pre-rottura e post-rottura (per diversi livelli di delaminazione). Curva forza-spostamento (F - δ), dove δ è valutato in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro.	118
Figura 5.28. Individuazione del puntone equivalente, con linea tratteggiata, di larghezza w_d sul <i>contour plot</i> delle tensioni principali minime. (a) Modello <i>Pre-rottura</i> , in questo caso è individuato anche il puntone di larghezza $w_{d,H}$ calcolato secondo la relazione di <i>Holmes</i> [93] (linea tratto punto); (b) modello <i>Post-rottura1</i> ; (c) modello <i>Post-rottura2</i> ; (d) modello <i>Post-rottura3</i> ; (e) modello <i>Post-rottura4</i> .	119
Figura 6.1. Macroelementi identificati da <i>Doglioni et al.</i> [158]: A facciata principale; B pareti laterali - navate; C cappella laterale; D arco trionfale e abside; E campanile.	122

Figura 6.2. Abaco dei meccanismi di collasso delle chiese: meccanismi n° 1 ÷ 14 [161].	123
Figura 6.3. Abaco dei meccanismi di collasso delle chiese: meccanismi n° 15 ÷ 28 [161].	124
Figura 6.4. Chiesa di S. Maria di Collemaggio, L'Aquila, Abruzzo (Italia): (a) facciata, (b) pianta della chiesa, (c) transetto collassato in seguito al sisma del 2009; (d) pilastro collassato [165].	126
Figura 6.5. Fotomontaggio delle possibili applicazioni con moduli assemblati di HC (a) colonnato in un edificio ecclesiastico in muratura; (b) porticato (o <i>piano soffice</i>) in muratura; (c) diaframma rigido orizzontale in torri o campanili.	128
Figura 6.6. Viste esterne ed interne del Duomo di Casertavecchia, Caserta, Campania (Italia).	129
Figura 6.7. Pianta architettonica del Duomo di Casertavecchia [180].	130
Figura 6.8. Pianta linearizzata della sola aula ed individuazione dei macroelementi: L1 ÷ L4 in direzione longitudinale x , T1 ÷ T11 in direzione trasversale y	131
Figura 6.9. Viste assonometriche dei modelli FE sviluppati per l'aula della chiesa (la facciata è sul retro): a) $M1$ modello base ; b) $M2$ modello con controventi di irrigidimento in copertura ; c) $M3$ modello con HC; d) $M4$ modello con HC e controventi in copertura.	131
Figura 6.10. HC inserite nei modelli $M3$ e $M4$ (a) in corrispondenza del macroelemento T6 (il ringrosso al di sopra della colonna è rappresentativo della sezione in muratura); (b) in corrispondenza del macroelemento T1, dove sono modellati i pilastri dell'arco trionfale.	132
Figura 6.11. HC inserite nei modelli $M3$ e $M4$ in direzione longitudinale.	133
Figura 6.12. Fotomontaggio con inserimento delle HC assemblate. (a) Vista da navate laterali; (b) vista da navata centrale.	133
Figura 6.13. Primi cinque modi di vibrare per il modello $M1$: a) primo modo, trasversale; b) secondo modo, torsionale; c) terzo modo, longitudinale; d) quarto modo, torsionale; e) quinto modo, trasversale.	135
Figura 6.14. Primi cinque modi di vibrare per il modello $M2$. a) Primo modo, trasversale; b) secondo modo, torsionale; c) terzo modo, longitudinale; d) quarto modo, trasversale; e) quinto modo, longitudinale.	136
Figura 6.15. Primi cinque modi di vibrare per il modello $M3$. a) Primo modo, trasversale; b) secondo modo, longitudinale; c) terzo modo, torsionale; d) quarto modo, torsionale; e) quinto modo, longitudinale.	137
Figura 6.16. Primi cinque modi di vibrare per il modello $M4$. a) Primo modo, trasversale; b) secondo modo, longitudinale; c) terzo modo, trasversale; d) quarto modo, torsionale; e) quinto modo, misto.	138
Figura 6.17. Spettro di risposta di progetto in termini di accelerazione $S_d(T)$ con sovrapposti i primi quattro periodi modali per i modelli $M1$ ÷ $M4$. La linea tratteggiata orizzontale rappresenta il limite da normativa $S_d(T) \geq 0.2g$ con g accelerazione di gravità. (a) Primo modo; (b) secondo modo; (c) terzo modo; (d) quarto modo.	140

Figura 6.18. Tagliante sismico totale V_{tot} nelle due direzioni per i diversi modelli numerici.	141
Figura 6.19. Sisma in direzione longitudinale x . Tagliante sismico V_i , sul singolo macroelemento e sulle HC in direzione longitudinale, normalizzato rispetto al tagliante sismico totale V_{tot} per i diversi modelli.	142
Figura 6.20. Sisma in direzione trasversale y . Tagliante sismico V_i , sul singolo macroelemento trasversale e sulle HC in direzione y , normalizzato rispetto al tagliante sismico totale V_{tot} per i diversi modelli.	143
Figura A.1. Pannello in LG. Tensioni principali minime [MPa]: (a) TC ; (b) $TC2$; (c) $TC3$; (d) $TC4$	153
Figura A.2. Pannello in LG. Tensioni principali massime [MPa]: (a) TC ; (b) $TC2$; (c) $TC3$; (d) $TC4$	154
Figura A.3. Pannello in LG. Tensioni principali massime [MPa] trascurando gli elementi al bordo (presenza del vincolo <i>tie</i>): (a) TC ; (b) $TC2$; (c) $TC3$; (d) $TC4$	154
Figura A.4. Telaio in corrispondenza dell'angolo. Tensioni di <i>von Mises</i> [MPa]: (a) TC ; (b) $TC2$; (c) $TC3$; (d) $TC4$	155
Figura A.5. Elemento d'angolo. Tensioni di <i>von Mises</i> [MPa]: (a) TC ; (b) $TC2$; (c) $TC3$; (d) $TC4$	155
Figura A.6. Guarnizione. Tensioni principali massime [MPa]: (a) TC ; (b) $TC2$; (c) $TC3$; (d) $TC4$	156
Figura A.7. Guarnizione. Tensioni di <i>von Mises</i> [MPa]: (a) TC ; (b) $TC2$; (c) $TC3$; (d) $TC4$	157
Figura A.8. Guarnizione. Tensioni principali massime [MPa]: (a) TC ; (b) $TC2$; (c) $TC3$; (d) $TC4$	158
Figura B.1. Vetro (a) tensioni principali minime [MPa]; (b) vista di dettaglio sull'angolo.	159
Figura B.2. Vetro, tensioni principali massime [MPa] (a) lastra esterna; (b) lastra centrale; (c) trascurando gli elementi al contorno.	160
Figura B.3. Intercalare polimerico (a) tensioni principali massime [MPa]; (b) tensioni tangenziali [MPa].	160
Figura B.4. (a) Telaio, tensioni di <i>von Mises</i> [MPa]; (b) elemento d'angolo, tensioni di <i>von Mises</i>	161
Figura B.5. Guarnizione (a) tensioni principali massime [MPa] (b) deformazioni minime; (c) deformazioni minime per elementi centrali nello spessore.	161
Figura B.7. Intercalare polimerico (a) tensioni principali massime [MPa]; (b) tensioni tangenziali [MPa].	162
Figura B.6. Vetro, stato tensionale [MPa] (a) tensioni principali minime; (b) tensioni principali massime lastra esterna; (c) tensioni principali massime lastra centrale; (d) tensioni principali massime trascurando gli elementi al bordo.	162

Figura B.8. (a) Telaio, tensioni di <i>von Mises</i> [MPa]; (b) dettaglio dello stato tensionale del telaio; (c) elemento d'angolo, tensioni di <i>von Mises</i> [MPa].	163
Figura B.9. Guarnizioni (a) tensioni principali massime [MPa] (b) deformazioni minime angolo destro inferiore; (c) deformazioni minime angolo sinistro superiore.	163
Figura C.1. Modello FE bidimensionale del modulo di HC quadrato con pannello in LG 2450 mm × 2450 mm.	166
Figura D.1. Proprietà elastiche del SG [®] al variare della temperatura e della durata di applicazione del carico. Modulo di elasticità normale <i>E</i> [MPa].	169
Figura D.2. Proprietà elastiche del SG [®] al variare della temperatura e della durata di applicazione del carico. Modulo di elasticità tangenziale <i>G</i> [MPa].	170
Figura D.3. Proprietà elastiche del SG [®] al variare della temperatura e della durata di applicazione del carico. Coefficiente di <i>Poisson</i> ν	170

ELENCO DELLE TABELLE

	Pagina
Tabella 2.1. Vetro silicato sodo-calcico e borosilicato. Composizione chimica secondo la EN 572-1 e la EN 1748-1-1.	11
Tabella 2.2. Vetro silicato sodo-calcico e borosilicato. Proprietà fisiche in accordo con EN 572-1 e EN 1748-1-1.	12
Tabella 2.3. Valori minimi della resistenza caratteristica a trazione per flessione [19] per lastre di AG, HSG, TTG e CSG.	16
Tabella 2.4. Parametri meccanici di riferimento per gli intercalari polimerici. Densità ρ , modulo di Young E , tensione di rottura a trazione σ_t	18
Tabella 3.1. Composizione chimica secondo la norma EN10088 [65] per acciaio ferritico 1.4509	38
Tabella 3.2. Parametri meccanici di riferimento per i diversi materiali dell'elemento d'angolo. Modulo di <i>Young</i> E , coefficiente di <i>Poisson</i> ν , tensione di snervamento σ_y	39
Tabella 3.3. Parametri caratteristici del materiale EPDM assunti nelle modellazioni numeriche [78]: moduli a taglio di <i>Ogden</i> μ_i ed esponenti di <i>Ogden</i> α_i	40
Tabella 4.1. Confronto delle tensioni principali minime per le diverse soluzioni di raccordo.	52
Tabella 4.2. Confronto tra le diverse geometrie di raccordo: spostamento orizzontale massimo δ_{max} (misurato all'angolo superiore sinistro) e rigidezza laterale alla traslazione K_t	53
Tabella 4.3. Stato tensionale negli elementi della HC per diverse soluzioni d'angolo. Tensioni principali massime per il pannello in LG (σ_{max}), tensioni di <i>von Mises</i> (σ_{vM}), deformazioni principali minime (ε_{min}). Per il telaio le tensioni di <i>von Mises</i> sono valutate per l'intero elemento ed in corrispondenza dell'angolo (Figura 4.14). In grassetto sono evidenziati i valori ottimali.	55

Tabella 4.4. Confronto al variare del tipo di interazione pannello LG e guarnizione: spostamento orizzontale massimo δ_{max} (misurato all'angolo superiore sinistro) e rigidezza laterale alla traslazione K_t	58
Tabella 4.5. Stato tensionale negli elementi della HC per diverse condizioni di interazione. Tensioni principali minime (σ_{min}) e massime (σ_{max}) per il pannello in LG. Per il modello TC si riporta in parentesi il valore trascurando gli elementi di bordo. Tensioni di <i>von Mises</i> (σ_{vM}), deformazioni principali minime (ε_{min}).	63
Tabella 4.6. Stato tensionale negli elementi della HC per differenti materiali dell'elemento d'angolo. Tensioni principali minime (σ_{min}), tensioni principali massime in corrispondenza del bordo del LG ($\sigma_{max,E}$), tensioni principali massime in corrispondenza del centro del LG ($\sigma_{max,C}$), tensioni di <i>von Mises</i> (σ_{vM}), deformazioni principali minime (ε_{min}). In grassetto sono evidenziati i valori ottimali.	65
Tabella 4.7. Confronto tra FEA 2D e 3D: spostamento orizzontale massimo δ_{max} (misurato all'angolo superiore sinistro) e rigidezza laterale alla traslazione K_t	67
Tabella 4.8. Stato tensionale negli elementi della HC, confronto tra modello 3D e modello 2D. Tensioni principali minime (σ_{min}), tensioni principali massime in corrispondenza del bordo del LG ($\sigma_{max,E}$), tensioni principali massime in corrispondenza del bordo per lastra di vetro centrale ($\sigma_{max,EC}$), tensioni principali massime in corrispondenza del centro delle lastre di vetro ($\sigma_{max,C}$), tensioni di <i>von Mises</i> (σ_{vM}), deformazioni principali minime (ε_{min}), deformazioni principali minime per elementi nello spessore ($\varepsilon_{min,C}$).	68
Tabella 4.9. Confronto tra FEA 3D e 3D completo: rigidezza laterale alla traslazione K_t	69
Tabella 4.10. Parametri meccanici e geometrici usati per il calcolo della rigidezza alla traslazione D_f dello schema strutturale in Figura 4.28c.	72
Tabella 4.11. Parametri meccanici e geometrici usati per il calcolo della larghezza del puntone equivalente w_d dello schema strutturale in Figura 4.28b. Larghezza del puntone equivalente $w_{d,H}$ secondo l'equazione (4.4).	74
Tabella 4.12. Confronto tra modelli FEM con elementi monodimensionali e tridimensionali. δ spostamento orizzontale in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro, η valore dello spostamento verticale del medesimo punto, D_i rigidezza alla traslazione orizzontale, Δ differenza percentuale tra le diverse grandezze considerate.	74
Tabella 4.13. Confronto tra spessore efficace per il calcolo degli spostamenti \hat{t}_w , al limite di comportamento a strati indipendenti t_L e al limite monolitico t_M	79
Tabella 4.14. Confronto verifiche di stabilità. F_{Ed} carico orizzontale di progetto, H_1 carico limite orizzontale modello semplificato 1D, H_2 carico limite modello 2D, H_3 carico limite orizzontale modello 3D.	86

Tabella 5.1. Parametri geometrici e meccanici usati nelle equazioni (5.8) e (5.9), e nelle modellazioni numeriche.	117
Tabella 5.2. Larghezza del puntone equivalente w_d calcolata secondo la metodologia illustrata nel §4.2.	117
Tabella 6.1. Parametri meccanici usati nei modelli FE. E modulo di elasticità longitudinale; G modulo di elasticità tangenziale; γ peso specifico.	131
Tabella 6.2. Modello $M1$, primi dodici modi di vibrazione con masse partecipanti nelle due direzioni (M_{px} , M_{py}).	135
Tabella 6.3. Modello $M2$, primi dodici modi di vibrazione con masse partecipanti nelle due direzioni (M_{px} , M_{py}).	136
Tabella 6.4. Modello $M3$, primi dodici modi di vibrazione con masse partecipanti nelle due direzioni (M_{px} , M_{py}).	137
Tabella 6.5. Modello $M4$, primi dodici modi di vibrazione con masse partecipanti nelle due direzioni (M_{px} , M_{py}).	138
Tabella 6.6. Confronto fra i modelli $M1 \div M4$, periodi dei primi cinque modi di vibrazione.	139
Tabella 6.7. Tagliante simico totale V_{tot} nelle due direzioni per i diversi modelli numerici e differenza percentuale con il modello $M1$	139
Tabella 6.8. Sisma in direzionale longitudinale x . Tagliante sismico per l' i -esimo macroelemento longitudinale e nelle HC in direzione x , adimensionalizzato rispetto a quello totale. Si riporta anche la percentuale totale.	142
Tabella 6.9. Sisma in direzionale trasversale y . Tagliante sismico per l' i -esimo macroelemento trasversale e nelle HC in direzione y , adimensionalizzato rispetto a quello totale. Si riporta anche la percentuale totale.	144
Tabella 6.10. Sisma in direzionale trasversale y . Modelli $M1$ e $M4$, tagliante sismico nell' i -esimo macroelemento trasversale e nelle HC in direzione y e differenza percentuale.	144
Tabella C.1. HC con pannello di dimensioni 2450 mm \times 2450 mm. Valori dello spostamento orizzontale in corrispondenza dell'angolo superiore sinistro δ , in seguito all'applicazione di un carico unitario, per modello costituito da soli elementi monodimensionali e per modello bidimensionale, differenza percentuale Δ	166
Tabella C.2. Stato tensionale negli elementi della HC per pannello di dimensioni 2450 mm \times 2450 mm e 3000 mm \times 3000mm. Tensioni principali minime (σ_{min}), massime (σ_{max}), tensioni di <i>von Mises</i> (σ_{vM}), deformazione principale minima (ε_{min}).	167

ELENCO DEI SIMBOLI

Γ	Coefficiente normalizzato di trasmissione del taglio secondo ASTM E1300 [37]
Δ	Differenza percentuale
Ψ	Coefficiente dimensionale secondo il metodo EET [19]
α	Semiangolo al vertice del cono o angolo del controvento diagonale rispetto all'orizzontale
α_i	Esponente di <i>Ogden</i>
δ_0	Spostamento corrispondente al valore della tensione di picco della legge coesiva triangolare (§5.1.3)
δ	Spostamento orizzontale
δ_c	Valore dell'apertura critica della legge coesiva (§5.1.3)
δ_{max}	Spostamento orizzontale massimo
ε_{min}	Deformazione minima
γ	Peso specifico
γ_s	Energia di frattura superficiale
γ_{MO}	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale
η_i	Coefficiente adimensionale per il grado di accoppiamento
θ	Angolo valutato rispetto alla bisettrice del cono
λ_i	Allungamento secondo l' <i>i</i> -esima direzione principale di deformazione
μ_i	Modulo a taglio di <i>Ogden</i>
ν_G	Coefficiente di <i>Poisson</i> per il vetro
ν_P	Coefficiente di <i>Poisson</i> per l'intercalare polimerico
σ	Tensione generica
σ_0	Tensione di picco della legge coesiva triangolare (§5.1.3)
σ_m	Tensione di <i>Orowan</i>
σ_{max}	Tensione principale massima
$\sigma_{max,C}$	Tensione massima al centro del pannello
$\sigma_{max,E}$	Tensione massima al bordo del pannello
σ_{min}	Tensione principale minima
σ_n	Tensione normale al piano

$\sigma_{n,0}$	Tensione normale al piano di picco
σ_r	Compressioni radiali
$\sigma_{r,L}$	Tensione radiale limite di compressione
σ_{vM}	Tensione di <i>von Mises</i>
σ_x	Tensione lungo la direzione x
σ_y	Tensione lungo la direzione y
τ	Tensione tangenziale all'interfaccia
τ_s, τ_t	Tensioni tangenziali nel piano s, t
$\tau_{s,0}, \tau_{t,0}$	Tensioni tangenziali di picco nel piano s, t
χ	Curvatura flessionale
ω	Parametro per il calcolo degli spessori equivalenti secondo la prEN 16612 [35]
A_i	Area della sezione trasversale della generica lastra
A_B	Area regione adesa vetro-intercalare polimerico (§5.2)
A_c	Area della sezione trasversale del pilastro del telaio
A_D	Area regione libera o distaccata vetro-intercalare polimerico (§5.2)
$A_{s,min}$	Area della sezione trasversale minima
D_d	Rigidezza laterale del telaio con controvento diagonale (§4.2)
D_f	Rigidezza laterale del telaio di contorno (§4.2)
D_i	Rigidezza laterale della cella ibrida (§4.2)
E_d	Modulo di <i>Young</i> del materiale di cui è costituito il puntone diagonale
E_{eq}	Modulo di <i>Young</i> equivalente o efficace (§5)
E_f	Modulo di <i>Young</i> del materiale del telaio
E_G	Modulo di <i>Young</i> del vetro
E_{int}	Modulo di <i>Young</i> dell'intercalare polimerico
F	Carico concentrato generico
F_y	Carico orizzontale al limite di comportamento elastico
F_{Ed}	Carico orizzontale di progetto
$F_{h,cr}$	Carico critico orizzontale
F_{max}	Carico orizzontale massimo
G_c	Energia di frattura della legge coesiva triangolare (§5.1.3)
G_{int}	Modulo di elasticità tangenziale dell'intercalare polimerico
H_0	Forza di taglio per unità di lunghezza
H_i	Carico critico orizzontale per il modello i -esimo
I_c	Momento di inerzia del pilastro del telaio
I_b	Momento di inerzia della trave del telaio
J_{eq}	Momento di inerzia equivalente della sezione stratificata
J_i	Momento di inerzia equivalente della singola lastra di vetro
J_L	Momento di inerzia al limite di comportamento a strati indipendenti per il LG
J_M	Momento di inerzia al limite di comportamento monolitico per il LG
K_t	Rigidezza laterale alla traslazione
L_d	Lunghezza della diagonale del pannello in LG
M	Momento flettente generico

M_{px}	Massa partecipante in direzione x
M_{py}	Massa partecipante in direzione y
N_{Ed}	Carico di compressione di progetto
$N_{cr,i}$	Carico critico di compressione diagonale per il modello i -esimo
R	Raggio generico
T_g	Temperatura di transizione vetrosa
U	Energia di deformazione per unità di volume
V	Volume generico
a	Costante o dimensione generica
b	Generica larghezza
b_s	Larghezza della sezione del telaio in acciaio
d_i	Distanza dell' i -esima lastra dal baricentro geometrico della sezione stratificata
$d_{r,y}$	<i>Drift</i> al limite elastico
$d_{r,u}$	<i>Drift</i> al limite ultimo
$f_{y,s}$	Valore nominale della tensione nominale di snervamento dell'acciaio
g_i	Funzione di forma per la deformata
h	Altezza del pannello in LG
h_b	Base del telaio
h'_b	Base del telaio considerando gli assi degli elementi
h_c	Altezza del telaio
h'_c	Altezza del telaio considerando gli assi degli elementi
h_s	Altezza della sezione del telaio in acciaio
k_d	Rigidezza assiale del puntone diagonale
k_c	Rigidezza assiale del pilastro del telaio
t_d	Spessore del puntone diagonale
$t_{eq,w}$	Spessore equivalente o efficace per il LG per il calcolo delle deformazioni secondo la prEN 16612 [35]
$t_{ef,\sigma,i}$	Spessore equivalente o efficace per il LG per il calcolo delle tensioni nell' i -esima lastra secondo la prEN 16612 [35]
t_i	Generico spessore della lastra di vetro
$t_{int,i}$	Generico spessore dell'intercalare polimerico
t_L	Spessore al limite di comportamento a strati indipendenti per il LG
t_{lg}	Spessore totale del pacchetto di LG
t_M	Spessore al limite di comportamento monolitico per il LG
t_n	Spessore nominale
$\hat{t}_{i,\sigma}$	Spessore effettivo per il LG per il calcolo delle tensioni secondo il metodo EET [19]
\hat{t}_w	Spessore effettivo per il LG per il calcolo delle deformazioni secondo il metodo EET [19]
q	Fattore di comportamento
r	Distanza dal vertice del cuneo
r_0	Distanza di equilibrio interatomico
r_L	Distanza dal vertice del cuneo corrispondente a $\sigma_{r,L}$
u, v, w	Spostamenti lungo gli assi x, y, z

x_y	Spostamento orizzontale al limite elastico
x_u	Spostamento orizzontale ultimo
w_0	Imperfezione geometrica iniziale
$w_{d,H}$	Larghezza del puntone equivalente secondo <i>Holmes</i> [93]
w_{max}	Spostamento fuori piano massimo

ELENCO DEGLI ACRONIMI

AG	Vetro ricotto (<i>Annealed Glass</i>)
AISI	American Iron and Steel Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
BSG	Vetro borosilicato (<i>BoroSilicate Glass</i>)
CEN	Comitato Europeo di Normazione
CNR	Consiglio Nazionale delle Ricerche
CSG	Vetro indurito chimicamente (<i>Chemically Strengthened Glass</i>)
DT	Documento tecnico
EET	Modello <i>Enhanced Effective Thickness</i>
EN	Norma europea (<i>European Norm</i>)
EVA	Acetato di vinile (<i>Ethylene Vinyl Acetate</i>)
EPDM	Etilene propilene diene monomero (<i>Ethylene Propylene Diene Monomer</i>)
FE	Elementi finiti (<i>Finite Elements</i>)
FEA	Analisi agli elementi finiti (<i>Finite Elements Analysis</i>)
FEM	Metodo degli elementi finiti (<i>Finite Elements Method</i>)
FEMA	Federal Emergency Management Agency
HC	Diaframma/i ibrido/i in LG e acciaio (<i>Hybrid Cell(s)</i>)
HSG	Vetro indurito termicamente (<i>Heat Strengthened Glass</i>)
IP	Polimero ionoplastico (<i>Ionoplast Polymer</i>)
LG	Vetro stratificato (<i>Laminated Glass</i>)
LEFM	Meccanica della Frattura Lineare Elastica (<i>Linear Elastic Fracture Mechanics</i>)
NTC	Norme Tecniche per le Costruzioni
PC	Policarbonato (<i>PolyCarbonate</i>)
POM-C	Polioossimetilene copolimero (<i>Polyacetate Copolymer</i>)

POM-GF25	Poliossimetilene copolimero caricato al 25% con fibre di vetro (<i>Polyacetate Copolymer with 25% Glass Fibre fraction</i>)
PTFE	politetrafluoroetilene (<i>PolyTetraFluoroEthylene</i>)
PVB	Polivinilbutirrale (<i>PolyVinyl Butyral</i>)
RVE	Elemento di volume rappresentativo (<i>Representative Volume Element</i>)
SG	Polimero ionoplastico <i>SentryGlas</i> [®]
SLG	Vetro silicato sodo-calcico (<i>Soda Lime silica Glass</i>)
TCT	Test <i>Through-Cracked-Tensile</i>
TSL	Legge coesiva triangolare (<i>Triangular Separation Law</i>)
TTG	Vetro temperato termicamente (<i>Thermally Toughened Glass</i>)