

CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE

COMMISSIONE DI STUDIO PER LA PREDISPOSIZIONE E L'ANALISI
DI NORME TECNICHE RELATIVE ALLE COSTRUZIONI

**Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il
Controllo di Costruzioni con Elementi Strutturali
di Vetro**



CNR-DT 210/2013

**Proprietà letteraria riservata
del
Consiglio Nazionale delle Ricerche**

CNR-DT 210/2013

INDICE

1 INTRODUZIONE	9
1.1 PREMESSA	9
1.2 SCOPO DELLE ISTRUZIONI.....	9
1.3 PIANO DEL DOCUMENTO	11
1.4 APPLICAZIONI STRUTTURALI DEL VETRO NELLE OPERE DI COSTRUZIONE ...	12
1.5 ASPETTI PECULIARI DEL VETRO	12
1.6 ASPETTI NON STRUTTURALI CHE INFLUENZANO LA PROGETTAZIONE	14
1.7 DEFINIZIONI.....	14
1.7.1 Vetro	14
1.7.2 Elementi strutturali di vetro.....	19
1.7.3 Elementi tecnici di vetro.....	20
1.8 SIMBOLOGIA.....	20
2 PROPRIETÀ MECCANICHE DEL VETRO E DEI MATERIALI COMUNEMENTE USATI IN COMPOSIZIONE CON IL VETRO	31
2.1 PROPRIETÀ DEL VETRO	31
2.1.1 Proprietà fisiche.....	31
2.1.1.1 Meccanismi che regolano la resistenza a trazione del vetro.....	32
2.1.1.2 Definizione del coefficiente k_{mod}	38
2.1.1.3 Vetri presollecitati	40
2.1.1.3.1 Vetri induriti e temperati termicamente	40
2.1.1.3.2 Vetri induriti chimicamente	42
2.1.2 Valori caratteristici della resistenza a flessione del vetro.....	44
2.1.2.1 Riferimenti generali.....	44
2.1.2.2 Caratterizzazione statistica della tensione di rottura a trazione del vetro.....	46
2.1.2.2.1 Distribuzione di Weibull	46
2.1.2.2.2 Influenza delle velocità di applicazione del carico.....	47
2.1.2.2.3 Influenza dello stato di tensione.....	48
2.1.2.2.4 Influenza dell'estensione della superficie caricata	50
2.1.2.3 Metodi di prova per la misura della resistenza a trazione del vetro	51
2.1.3 Indagine sperimentale per la determinazione dell'influenza sulla resistenza del vetro <i>float</i> dell'area sotto carico e del tipo di prova	52
2.1.3.1 Risultati sperimentali.....	53
2.1.4 Effetti della finitura del bordo: filo lastra e foro	57
2.1.5 Effetti dei trattamenti superficiali.....	57
2.2 ALTRI MATERIALI USATI IN COMPOSIZIONE CON IL VETRO.....	58
2.2.1 Materiali polimerici per l'intercalare.....	59
2.2.1.1 Proprietà fisiche.....	59
2.2.1.2 Proprietà meccaniche	61
2.2.1.3 Caratterizzazione meccanica degli intercalari polimerici.....	62
2.2.1.4 Dipendenza dalla temperatura (<i>master curve</i>).....	63
2.2.1.5 Degrado ambientale dell'intercalare nel vetro stratificato	64
2.2.2 Adesivi e sigillanti	65
3 PRINCIPI GENERALI DI PROGETTO	67
3.1 GERARCHIA, ROBUSTEZZA, RIDONDANZA, ROTTURA PROTETTA (<i>FAIL SAFE</i>).....	67
3.1.1 Gerarchia strutturale	67
3.1.2 Robustezza strutturale.....	67

3.1.3	Ridondanza strutturale.....	68
3.1.3.1	Ridondanza di sezione.....	68
3.1.3.2	Ridondanza di sistema.....	69
3.1.4	Comportamento post-rottura	70
3.1.5	Durabilità.....	74
3.2	GERARCHIA ED AFFIDABILITÀ DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DI VETRO	75
3.2.1	Classificazione degli elementi strutturali di vetro	75
3.2.2	Vita di progetto della struttura.....	78
3.2.3	Prestazioni attese	79
4	AZIONI SUGLI ELEMENTI DI VETRO.....	80
4.1	GENERALITÀ.....	80
4.2	CARICHI PERMANENTI.....	80
4.3	CARICHI VARIABILI DI NATURA ANTROPICA	81
4.3.1	Carichi variabili verticali	81
4.3.2	Carichi variabili orizzontali	81
4.3.3	Modello probabilistico dei carichi antropici.....	83
4.4	AZIONI SISMICHE	84
4.4.1	Introduzione.....	84
4.4.2	Definizione del terremoto di progetto	84
4.4.2.1	Vita nominale, classe d'uso e vita di riferimento	84
4.4.2.2	Stati limite e corrispondenti accelerazioni sismiche di progetto	85
4.4.2.3	Valutazione della capacità e livelli prestazionali richiesti	86
4.4.3	Accelerazioni di progetto sull'elemento locale	87
4.4.4	Spostamenti di progetto.....	89
4.4.5	Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.....	89
4.5	AZIONI DEL VENTO.....	90
4.5.1	Distribuzione probabilistica della velocità del vento	90
4.5.2	Pressioni del vento.....	91
4.6	AZIONE DELLA NEVE	94
4.6.1	Azione di calcolo	94
4.6.2	Distribuzione probabilistica dell'azione della neve.....	95
4.7	AZIONI DELLA TEMPERATURA	96
4.7.1	Generalità.....	96
4.7.2	Temperatura dell'aria esterna	97
4.7.3	Temperatura dell'aria interna	97
4.7.4	Irradianza solare massima	98
4.7.5	Gradienti di temperatura nel vetro.....	102
4.7.5.1	Generalità	102
4.7.5.2	Stress termico	102
4.7.5.3	Fattori che influiscono sullo stress termico	103
4.8	AZIONI CLIMATICHE SULLA VETROCAMERA	105
4.8.1	Introduzione.....	105
4.8.2	Variazione di quota.....	105
4.8.3	Variazione di pressione meteorologica.....	106
4.8.4	Variazione di temperatura	106
4.8.4.1	Metodo semplificato per il calcolo della temperatura interna dell'intercapedine	106
4.8.4.2	Valori di riferimento della temperatura interna ed esterna.....	107
4.8.4.3	Valori di riferimento dei coefficienti di scambio termico h_{Ti} ed h_{Te}	108
4.8.5	Scenari per il calcolo delle azioni.....	108
4.8.6	Correzione della temperatura dell'intercapedine.....	109

4.9	AZIONI ECCEZIONALI.....	110
4.9.1	Azioni dovute alle esplosioni	110
4.9.1.1	Classificazione delle esplosioni	110
4.9.1.2	Le grandezze fisiche caratteristiche di una blast wave.....	111
4.9.1.3	Profilo di pressione di una blast wave.....	112
4.9.1.4	Variazioni di pressione in una blast wave dovute alla presenza di ostacoli	113
4.9.1.5	Mach stem	114
4.9.1.6	Azioni sulle strutture dovute ad una blast wave.....	115
4.9.2	Azioni conseguenti all'incendio	117
4.10	DURATA DI PROGETTO DEI CARICHI	118
4.11	APPENDICE. METODO SEMPLIFICATO PER LA VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ RICHIESTA IN TERMINI DI SPOSTAMENTO	119
5	RESISTENZA DEL VETRO	122
5.1	CONSIDERAZIONI PRELIMINARI	122
5.2	VALUTAZIONE PROBABILISTICA DELLA SICUREZZA.....	122
5.2.1	Livello di affidabilità delle strutture secondo EN1990	122
5.2.2	Metodi di valutazione della sicurezza	123
5.2.2.1	Metodi di livello III.....	123
5.2.2.2	Metodi di livello II (o dei funzionali estremi).....	124
5.2.2.3	Metodi di livello I (o dei coefficienti parziali).....	126
5.2.3	Probabilità di collasso e coefficienti parziali.....	126
5.2.4	Il coefficiente R_M	127
5.2.5	Funzione probabilistica delle resistenza del vetro	128
5.2.5.1	Durata del carico	129
5.2.5.2	Effetto scala.....	130
5.3	CALIBRAZIONE DEI COEFFICIENTI PARZIALI PER IL VETRO RICOTTO.....	131
5.3.1	Generalità.....	131
5.3.2	Procedura di calibrazione	132
5.3.3	Casi di studio	135
5.3.3.1	Lastra soggetta all'azione del vento	135
5.3.3.2	Pannello di copertura soggetto all'azione della neve	140
5.3.3.3	Solaio calpestabile.....	141
5.3.3.4	Pinna di una vetrata.....	142
5.3.4	Problemi aperti nella calibrazione dei coefficienti parziali	146
5.4	FATTORI CORRETTIVI	150
5.4.1	Influenza dell'area di carico.	150
5.4.2	Influenza della durata dei carichi.....	150
5.4.3	Influenza della finitura dei bordi (filo lastra e fori).....	151
5.4.4	Influenza dei trattamenti superficiali	151
5.5	VETRI PRESOLLECITATI	152
5.5.1	Generalità.....	152
5.5.2	Calibrazione dei coefficienti parziali per il vetro presollecitato.....	153
6	MODELLI DI CALCOLO	155
6.1	GENERALITÀ.....	155
6.2	MODELLAZIONE DEI MATERIALI.....	157
6.2.1	Vetro	157
6.2.2	Polimeri per intercalare	157
6.2.2.1	Livello <i>a</i> : modello con spessore efficace (coefficiente del trasferimento del taglio).....	158
6.2.2.2	Livello <i>b</i> : modelli elastici lineari.....	159

6.2.2.3	Livello <i>c</i> : modelli viscoelastici lineari	159
6.2.2.4	Livello <i>d</i> : modelli non lineari.....	163
6.2.3	Altri materiali plastici utilizzati in combinazione col vetro	163
6.2.4	Silicone	164
6.2.4.1	Livello 0: sostituzione con un vincolo equivalente	165
6.2.4.2	Livello 1 : modello elastico lineare, con parametri elastici costanti e separati	165
6.2.4.3	Livello 2 : modello elastico lineare, con parametri elastici costanti e continui.....	166
6.2.4.4	Livello 3 : modelli non lineari.....	166
6.2.5	Adesivi strutturali	167
6.2.5.1	Generalità	167
6.2.5.2	Comportamento meccanico.....	168
6.2.5.3	Tipi di giunzioni	170
6.2.5.4	Applicazioni e verifiche	172
6.3	MODELLAZIONE DI ELEMENTI DI VETRO.....	175
6.3.1	Generalità e definizioni	175
6.3.2	Elementi di vetro monolitico	175
6.3.2.1	Considerazioni preliminari.....	175
6.3.2.2	Modellazione geometrica e dei vincoli	176
6.3.2.3	Tipo di analisi strutturale.....	176
6.3.2.4	Metodo di calcolo.....	177
6.3.3	Elementi di vetro stratificato	178
6.3.3.1	Livello 1: metodo degli spessori effettivi.....	178
6.3.3.1.1	Chaier 3488_V2 (francese)	180
6.3.3.1.2	Normativa TRLV (tedesca).....	180
6.3.3.1.3	Progetto di Norma Europea prEN 16612 (2013).....	181
6.3.3.1.4	Modello di Wölfel- Bennison.....	181
6.3.3.1.5	Modello Enhanced Effective Thickness (EET)	182
6.3.3.2	Livello 2	190
6.3.3.3	Livello 3	191
6.3.4	Elementi di vetro-camera.....	191
6.3.4.1	Generalità e definizioni	191
6.3.4.2	Tipo di modellazione.....	192
6.3.4.3	Tipo di analisi.....	192
6.3.4.4	Ripartizione dei carichi	192
6.3.4.5	Azioni interne.....	194
6.4	STABILITÀ DELL'EQUILIBRIO.....	195
6.4.1	Generalità e definizioni	195
6.4.2	Elementi prevalentemente compressi	195
6.4.2.1	Vetro monolitico	195
6.4.2.2	Vetro stratificato.....	197
6.4.2.3	Vetro camera	198
6.4.3	Elementi inflessi: stabilità flessione-torsionale.....	198
6.4.3.1	Vetro monolitico	198
6.4.3.2	Vetro stratificato.....	200
6.4.4	Instabilità di pannelli di vetro	201
6.4.4.1	Compressioni nel piano.....	201
6.4.4.1.1	Vetro monolitico	201
6.4.4.1.2	Vetro stratificato	203
6.4.4.1.3	Vetro camera	203
6.4.4.2	Taglio nel piano.....	203
6.4.4.2.1	Vetro monolitico	203
6.4.4.2.2	Vetro stratificato	204
6.4.4.2.3	Vetro camera	205
6.5	COMPORAMENTO POST-ROTTURA	205

6.5.1	Generalità.....	206
6.5.2	Vetro monolitico.....	206
6.5.3	Vetro stratificato.....	206
6.5.4	Verifiche post-rottura.....	209
6.6	APPENDICE – ABACHI E TABELLE.....	210
6.6.1	Lastra rettangolare.....	210
6.6.1.1	Lastra rettangolare appoggiata su tutti i lati.....	210
6.6.1.2	Lastra rettangolare appoggiata su tre lati.....	213
6.6.1.3	Lastra rettangolare appoggiata su due lati.....	213
6.6.2	Lastra circolare.....	213
6.6.3	Casi particolari.....	213
6.6.3.1	Lastra triangolare appoggiata su tre lati.....	213
6.6.3.2	Lastra trapezoidale.....	214
6.6.3.3	Lastra con tre lati ortogonali ed uno curvo.....	214
6.6.3.4	Lastra con due lati paralleli e due inclinati.....	215
7	VERIFICHE.....	216
7.1	GENERALITÀ.....	216
7.2	STATI LIMITE.....	216
7.3	AZIONI DI PROGETTO.....	218
7.4	RESISTENZA DI PROGETTO.....	220
7.5	DEFORMATA DI PROGETTO.....	225
7.6	VERIFICHE NEI CONFRONTI DELL’AZIONI SISMICA.....	227
7.6.1	Verifiche di resistenza.....	228
7.6.2	Verifiche di compatibilità di spostamento.....	228
8	ESEMPI DI CALCOLO.....	229
8.1	VETRATE VINCOLATE IN MODO CONTINUO LUNGO I LATI.....	229
8.1.1	Analisi dei carichi.....	230
8.1.2	Resistenza di progetto.....	230
8.1.3	Lastra rettangolare monolitica soggetta all’azione del vento.....	232
8.1.3.1	Calcolo mediante l’utilizzo di abachi e tabelle.....	232
8.1.3.2	Calcolo FEM lineare.....	233
8.1.3.3	Calcolo FEM non lineare.....	234
8.1.3.4	Confronto fra i risultati ottenibili fra i vari metodi di verifica.....	235
8.1.4	Elemento rettangolare stratificato sotto l’azione del vento.....	236
8.1.4.1	Modello con spessore efficace (Wölfel-Bennison).....	237
8.1.4.2	Modello con spessore efficace secondo il metodo Enhanced Effective Thickness.....	239
8.1.4.3	Analisi lineare agli elementi finiti della lastra stratificata.....	240
8.1.4.4	Analisi non lineare agli elementi finiti della lastra stratificata.....	241
8.1.4.5	Confronto tra i risultati ottenuti con i diversi modelli e verifica.....	242
8.1.5	Elemento quadrato stratificato sotto l’azione del vento.....	243
8.1.5.1	Modello con spessore effettivo (Wölfel-Bennison).....	243
8.1.5.2	Modello con spessore effettivo secondo il modello Enhanced Effective Thickness.....	245
8.1.5.3	Calcolo FEM lineare.....	245
8.1.5.4	Calcolo FEM non lineare.....	246
8.1.5.5	Confronto tra i risultati ottenuti con i diversi modelli e verifica.....	247
8.1.6	Verifica del giunto siliconico strutturale.....	248
8.1.6.1	Calcolo dello spessore del giunto.....	249
8.1.6.2	Verifica del giunto per carico permanente e carico dovuto al vento.....	250
8.1.7	Verifiche post-rottura.....	251
8.2	VETRATE VINCOLATE PER PUNTI.....	252

8.2.1	Generalità.....	252
8.2.2	Schema statico	255
8.2.3	Esempio di calcolo. Lastra soggetta all'azione del vento.....	256
8.2.3.1	Analisi dei carichi.....	257
8.2.3.2	Resistenza di progetto	258
8.2.3.3	Calcolo di tensioni e deflessioni per la lastra soggetta al peso proprio.....	260
8.2.3.4	Calcolo di tensioni e deflessioni per la lastra soggetta al vento di picco	260
8.2.3.4.1	Calcolo mediante il metodo "Enhanced Effective Thickness"	261
8.2.3.4.2	Calcolo 3D agli elementi finiti	262
8.2.3.4.3	Confronto tra risultati analitici e agli elementi finiti	264
8.2.3.5	Calcolo di tensioni e deflessioni per la lastra soggetta alla vento medio di 10 minuti.....	264
8.2.3.5.1	Calcolo mediante il metodo "Enhanced Effective Thickness"	264
8.2.3.5.2	Calcolo agli elementi finiti.....	265
8.2.3.5.3	Confronto tra risultati ottenuti con lo spessore equivalente e con le simulazioni FEM	266
8.2.3.6	Valutazione delle concentrazione di tensione nell'intorno dei fori.....	267
8.2.3.6.1	Azione del vento	267
8.2.3.6.2	Azione del peso proprio	269
8.2.4	Verifica della lastra soggetta alle diverse combinazioni di carico	270
8.2.4.1	Verifica globale della lastra soggetta all'azione del vento	270
8.2.4.2	Verifica locale della lastra soggetta a peso proprio + vento.....	270
8.2.5	Verifica del comportamento post-rottura	271
8.3	COPERTURE DI VETRO	272
8.3.1	Copertura vincolata su due lati, soggetta al carico della neve e all'azione antropica per manutenzione.....	272
8.3.2	Analisi dei carichi	273
8.3.3	Resistenza di progetto.....	274
8.3.3.1	Resistenza di progetto della lastra di vetro indurito	275
8.3.3.2	Resistenza di progetto della lastra di vetro temperato.....	275
8.3.4	Calcolo di tensioni e deflessione per lastra soggetta a peso proprio	276
8.3.4.1	Calcolo mediante il metodo "Enhanced Effective Thickness".....	277
8.3.4.2	Calcolo mediante abachi e tabelle (con spessori equivalenti secondo il metodo E.E.T.)..	278
8.3.4.3	Calcolo 3D agli elementi finiti	278
8.3.4.4	Confronto	279
8.3.5	Calcolo di tensioni e deflessione per lastra soggetta all'azione della neve	280
8.3.5.1	Calcolo mediante il metodo "Enhanced Effective Thickness".....	280
8.3.5.2	Calcolo mediante abachi e tabelle (con spessori equivalenti secondo il metodo E.E.T.)..	281
8.3.5.3	Calcolo agli elementi finiti.....	281
8.3.5.4	Confronto	282
8.3.6	Calcolo di tensioni e deflessione per lastra soggetta all'azione antropica per manutenzione.....	283
8.3.7	Verifica della copertura soggetta alle diverse combinazioni di carico	285
8.3.7.1	Verifica della copertura soggetta a peso proprio e carico neve.....	285
8.3.7.2	Verifica della copertura soggetta al peso proprio e all'azione antropica di manutenzione	285
8.3.8	Verifica del comportamento post-rottura	286
8.3.8.1	Verifica della lastra soggetta al peso proprio	287
8.3.8.2	Verifica della lastra soggetta all'azione della neve	287
8.4	VERIFICA DI UN PARAPETTO INCASTRATO ALLA BASE.....	287
8.4.1	Analisi dei carichi	289
8.4.2	Resistenza di progetto.....	289
8.4.3	Ipotesi 1. Parapetto con presidio anticaduta	291
8.4.4	Ipotesi 2. Parapetto senza presidio anticaduta	292
8.4.4.1	Soluzione A. Pannello stratificato composto da tre lastre di vetro.....	293

8.4.4.2	Soluzione B. Pannello stratificato composto da due lastre di vetro, con corrimano di ripartizione	294
8.4.5	Considerazioni conclusive.....	296
8.5	TRAVI E SOLAI DI VETRO.....	296
8.5.1	Trave appoggiata, soggetta al peso proprio, ai carichi permanenti e all'azione antropica	298
8.5.1.1	Analisi dei carichi.....	298
8.5.1.2	Resistenza di progetto	299
8.5.1.3	Calcolo di tensioni e deflessione per trave soggetta al peso proprio e al carico permanente portato allo SLC.....	300
8.5.1.4	Calcolo di tensioni e deflessione per trave soggetta all'azione di Cat. B2 allo SLC	301
8.5.1.5	Verifica della trave soggetta alle diverse combinazioni di carico	301
8.5.2	Solaio vincolato su due lati, soggetto al peso proprio e all'azione antropica.....	302
8.5.2.1	Analisi dei carichi.....	303
8.5.2.2	Resistenza di progetto	303
8.5.2.3	Fase I – comportamento pre-rottura	305
8.5.2.3.1	Calcolo della lastra soggetta al peso proprio.....	305
8.5.2.3.2	Calcolo lastra soggetta all'azione di Cat. B2.....	308
8.5.2.3.3	Calcolo della lastra soggetta all'azione del carico concentrato di Cat. B2.....	310
8.5.2.3.4	Verifica del solaio soggetto alle diverse combinazioni di carico	311
8.5.2.3.1	Verifica del solaio soggetto a peso proprio e carico accidentale (distribuito).....	312
8.5.2.3.2	Verifica del solaio soggetto a peso proprio e carico accidentale (concentrato).....	312
8.5.2.4	Fase II - Verifica del comportamento post-rottura	313
8.5.2.4.1	Calcolo di tensioni e deflessione per la lastra soggetta al peso proprio	313
8.5.2.4.2	Calcolo di tensioni e deflessioni per la lastra soggetta all'azione di Cat. B2 (distribuito)	316
8.5.2.4.3	Verifica del solaio soggetto a peso proprio + accidentale (azione distribuita).....	319
8.6	PINNA A SOSTEGNO DI UNA FACCIATA	319
8.6.1	Analisi dei carichi.....	321
8.6.2	Resistenza di progetto.....	322
8.6.3	Fase I – Comportamento pre-rottura	323
8.6.3.1	Calcolo di tensioni per la pinna soggetta al peso proprio.....	323
8.6.3.2	Calcolo di tensioni e deflessioni per la pinna soggetta all'azione del vento	323
8.6.3.2.1	Calcolo di tensioni e deflessioni sotto vento di raffica.....	323
8.6.3.2.2	Calcolo di tensioni e deflessioni per l'azione del vento di 10 minuti.....	324
8.6.3.3	Verifica della pinna soggetta alle diverse combinazioni di carico	325
8.6.3.3.1	Verifica della pinna soggetta al peso proprio e all'azione del vento di raffica	325
8.6.3.3.2	Verifica della pinna soggetta al peso proprio e all'azione del vento di durata 10 minuti.....	325
8.6.3.4	Verifica di stabilità flesso-torsionale.....	326
8.6.3.4.1	Verifica di stabilità flesso-torsionale per l'azione del vento di raffica.....	326
8.6.3.4.2	Verifica di stabilità flesso-torsionale per l'azione del vento medio su 10 minuti	327
8.6.4	Fase II - Comportamento post-rottura	328
8.6.4.1	Calcolo di tensioni per la pinna soggetta a peso proprio.....	329
8.6.4.2	Calcolo di tensioni e deflessione per la pinna soggetta all'azione del vento di raffica ..	329
8.6.4.3	Calcolo di tensioni e deflessione per la pinna soggetta all'azione del vento mediata su 10 minuti.....	329
8.6.4.4	Verifica allo SLC della pinna soggetta alle diverse combinazioni di carico.....	330
8.7	VERIFICHE PARTICOLARI DI STABILITÀ DELL'EQUILIBRIO	330
8.7.1	Resistenza di progetto.....	331
8.7.2	Trave compressa.....	332
8.7.3	Trave inflessa.....	334
8.7.4	Pannello compresso	335
9	PROCEDURE DI IDENTIFICAZIONE, QUALIFICAZIONE E ACCETTAZIONE DEI MATERIALI	337

9.1	INQUADRAMENTO NORMATIVO NAZIONALE.....	337
9.2	INQUADRAMENTO NORMATIVO A LIVELLO EUROPEO.....	338
9.2.1	Norme specifiche relative al vetro per impieghi strutturali.....	338
9.2.2	Norme relative al vetro per uso nelle opere di costruzione.....	338
9.3	PROPRIETÀ MECCANICHE DEL VETRO.....	340
9.4	ULTERIORE CONTROLLI SUL VETRO.....	341
9.4.1	Prove meccaniche.....	341
9.4.2	Ulteriori prove per il vetro presollecitato termicamente o chimicamente.....	342
9.5	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI USATI IN COMPOSIZIONE COL VETRO.....	342
9.5.1	Intercalari polimerici.....	342
9.5.1.1	Proposta per una caratterizzazione meccanica dell'intercalare.....	343
9.5.1.2	Proposta per una caratterizzazione meccanica dello stratificato.....	344
9.5.2	Adesivi e sigillanti.....	344
9.5.2.1	Adesivi per uso strutturale.....	344
9.5.2.2	Sigillanti strutturali.....	345
9.5.3	Elementi di guarnizione.....	345
9.6	PROPOSTA PER ULTERIORI CONTROLLI IN CANTIERE.....	345
9.7	DOCUMENTO “TIPO” DI IDENTIFICAZIONE DEL MATERIALE.....	346
9.8	PROCEDURE DI ACCETTAZIONE.....	347
9.8.1	Scelta e verifica dei materiali: compiti e responsabilità degli operatori.....	347
9.8.2	Trasporto, stoccaggio e movimentazione.....	349
10	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	350
10.1	MONOGRAFIE E ARTICOLI SCIENTIFICI.....	350
10.2	NORME E ISTRUZIONI TECNICHE.....	354

1 INTRODUZIONE

... Nelle aperture delle mie case il vetro occupa il posto che la pietra preziosa assume tra gli altri materiali... Il supermateriale vetro, come lo utilizziamo ora, è una meraviglia. Aria nell'aria, per bloccare l'aria o mantenerla all'interno. Luce nella luce, per diffondere o deviare la luce... (Frank Lloyd Wright)

Gli sviluppi tecnologici hanno consentito negli ultimi decenni una strabiliante espansione delle applicazioni del vetro nel settore delle costruzioni. In virtù della sua trasparenza o traslucenza, questo materiale, che caratterizza alcune tendenze dell'architettura moderna, vede moltiplicare le sue applicazioni in forma di pannelli di grande superficie, coperture, solai, scale, pareti, pilastri, parapetti. Gli elementi di vetro, utilizzati inizialmente con semplice funzione di tamponamento o rivestimento, costituiscono oggi strutture vere e proprie che, di conseguenza, devono essere sottoposte a procedure di calcolo, valutazione e controllo, dello stesso tipo di quelle utilizzate per tutti i materiali strutturali. La funzione strutturale è quindi nuova per un materiale antico, ma richiede particolare attenzione nel dimensionamento e nell'impiego. Costruire con il vetro piuttosto che con altri materiali non è né più difficile né più complesso, ma richiede la considerazione di aspetti specifici essenzialmente legati alla sua fragilità intrinseca. Un approccio consapevole alla progettazione può portare a soluzioni tecniche che consentono, in ogni caso, il raggiungimento di livelli di affidabilità e sicurezza analoghi a quelli ottenibili nelle opere di costruzione che utilizzano materiali strutturali più tradizionali, come ad esempio il calcestruzzo o l'acciaio.

1.1 Premessa

Il presente documento integra la collana delle pubblicazioni edita dal Consiglio Nazionale delle Ricerche sull'uso in ambito strutturale di materiali ritenuti innovativi.

Il documento è stato sottoposto a inchiesta pubblica nel periodo Luglio 2012 – Dicembre 2012, a seguito della quale sono giunti numerosi commenti. Dopo un'analisi attenta dei contributi pervenuti, sono state introdotte modifiche e/o integrazioni al testo che hanno consentito di porre rimedio a refusi, integrare e modificare argomenti non trattati nella primitiva versione, e sopprimerne altri ritenuti esuberanti e, quindi, superflui.

Il documento aggiornato è stato discusso e approvato definitivamente dalla "Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni" del Consiglio Nazionale delle Ricerche tenutasi il 5 Dicembre 2013 presso la sede del CNR in Roma.

Si ringraziano quanti, dal mondo delle Professioni, delle Istituzioni, dell'Industria e dell'Università, hanno partecipato in modo attivo ad un processo che, legittimamente, deve competere all'intera comunità tecnica e scientifica di un paese moderno e avanzato.

Preme infine ricordare che le Istruzioni, per loro genesi e natura, non sono norme cogenti, ma vogliono rappresentare un aiuto per i tecnici volto a filtrare la ponderosa bibliografia, nazionale e internazionale, che la letteratura tecnica mette a disposizione, lasciando comunque agli stessi la libertà e la responsabilità finale delle scelte.

1.2 Scopo delle istruzioni

Nelle applicazioni di una certa rilevanza, con specifiche funzioni strutturali e non, è già consuetudine progettuale verificare e dimensionare gli elementi di vetro secondo i principi della Scienza delle Costruzioni, integrati da regole pratiche di progettazione reperibili in alcuni riferimenti normativi (principalmente stranieri) o nella letteratura tecnica consolidata. A livello internazionale, il progetto di norma europeo prEN 16612-2013¹ “*Glass in building — Determination of the strength of glass panes by calculation and testing*”, elaborato dal gruppo di lavoro CEN TC 129/WG8, ribadisce che le vetrazioni debbano in generale essere dimensionate in accordo con i principi generali stabiliti dall’Eurocodice UNI EN 1990. La caratteristica essenziale degli Eurocodici è di avere carattere prestazionale e non prescrittivo: secondo la classe di conseguenze al collasso, le costruzioni vengono distinte in categorie per ciascuna delle quali si definisce una tollerabile probabilità di crisi. Tuttavia questa visione probabilistica della sicurezza, comunemente accettata a livello internazionale, non sembra ancora essere stata applicata in modo sistematico al caso specifico del vetro da alcun riferimento normativo, tanto meno dal progetto di norma sopra menzionato.

In mancanza di questo, non di rado si usano nella progettazione valori delle azioni ripresi dagli Eurocodici o dalle norme tecniche nazionali per le costruzioni, mentre si utilizzano coefficienti per le resistenze reperiti in altre disposizioni normative o istruzioni, di solito regolamentazioni o codici di pratica esteri. Tutto questo può portare ad una valutazione erronea della sicurezza perché le azioni e le resistenze di calcolo devono essere definite all’interno di un unico e organico quadro di riferimento, in quanto è la loro calibrazione congiunta che definisce la probabilità di collasso. Utilizzare azioni e resistenze prese da documenti diversi non è direttamente correlabile ad alcuna quantificazione della sicurezza: il dimensionamento così ottenuto può essere talvolta insufficiente, talvolta ridondante, compromettendo in quest’ultimo caso la competitività degli operatori del settore.

In Italia, una nota del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (Prot. 0009830-21/20/2011) ha ribadito quanto affermato al cap. 2.1 del D.M. 14-01-2008 [NTC 2008], ovvero che l’impiego nelle opere di costruzione di componenti, sistemi e prodotti con funzione statica autonoma deve essere regolamentato nel rispetto dei livelli di sicurezza e delle prestazioni stabilite dalle vigenti norme tecniche e dai riferimenti tecnici in esse richiamati, in conformità con i principi di base della UNI EN 1990. L’emanazione di documenti normativi che non risultino con questi compatibili deve essere evitata per non introdurre elementi di incertezza negli operatori del settore.

Lo scopo di queste istruzioni è quello di cercare di fornire un panorama il più possibile completo dei vari aspetti che devono essere considerati nella progettazione, esecuzione e controllo di elementi di vetro per quanto riguarda la verifica della loro resistenza meccanica e stabilità. Tutti i metodi di seguito proposti sono conformi ai principi di base ormai consolidati e alla visione probabilistica della sicurezza, così come stabiliti nella UNI EN1990. Gran parte di questo documento è dedicata alla derivazione, sulla base di risultati sperimentali elaborati alla luce di un modello meccanico, di criteri, metodi e coefficienti utili per la progettazione. Sono principalmente presi in considerazione quegli elementi strutturali che si ottengono da lastre di vetro piano prodotte industrialmente, le quali possono aver subito seconde lavorazioni come, ad esempio, un processo di indurimento o la stratificazione con intercalari polimerici. La composizione con polimeri implica necessariamente che debbano essere considerati anche gli aspetti reologici che ne caratterizzano la risposta meccanica.

Le verifiche devono basarsi sulla caratterizzazione probabilistica delle resistenze e delle azioni, in modo tale da ottenere probabilità di collasso compatibili con le prestazioni attese, indicate dalla UNI EN1990. Inoltre la caratterizzazione meccanica del materiale vetro deve tener conto di fenomeni peculiari, quali ad esempio la dipendenza della resistenza del materiale dalla durata di applicazione del carico (fatica statica).

Particolare attenzione è dedicata a tutte quelle problematiche connesse agli effetti dell’azione sismica, per le quali la valutazione della sicurezza deve tener conto della fragilità intrinseca del materiale. Sono pure messi in evidenza quegli aspetti della modellazione specifici per il vetro come, ad

¹ Il documento prEN 16612-2013 riprende il lavoro svolto nel decennio precedente nell’ambito del progetto di norma prEN 13474, che si è concluso senza una definitiva approvazione.

esempio, la caratterizzazione del materiale a partire dalla meccanica della frattura, le non-linearità geometriche, le non linearità costitutive degli intercalari polimerici, la stabilità dell'equilibrio.

Le indicazioni che seguono derivano da conoscenze sperimentali che rappresentano lo stato dell'arte, ma che non possono ancora considerarsi complete. Per questo, in ogni argomento trattato, sono sempre evidenziate le ipotesi di base, le conoscenze sperimentali disponibili, le certezze, le incertezze e le prospettive per sviluppi futuri, in campo sia teorico che sperimentale.

Gli argomenti trattati sono specificatamente connessi all'uso strutturale del vetro: resistenza, stabilità, rigidità, durabilità, robustezza, realizzabilità, dimensionamento, calcolo, verifica e controllo. Vengono inoltre prese in considerazione quelle lavorazioni che influenzano il comportamento meccanico del vetro, quali i trattamenti termici, le stratificazioni, le protezioni e i rivestimenti. Ogni tema è sviluppato tenendo conto dei più aggiornati progressi scientifici e tecnologici. Il documento contiene, infatti, i dettagli tecnici necessari per applicare il sistema di valutazione e verifica della costanza della prestazione, attraverso prove sperimentali e calcolo strutturale basato sui principi della Scienza delle Costruzioni.

Le competenze specifiche che possono usufruire delle presenti raccomandazioni sono molteplici e spaziano in diversi ambiti quali ad esempio: i processi di produzione, l'ingegneria dei materiali, la meccanica della frattura, l'analisi computazionale, l'affidabilità, le tecnologie di unione e di ancoraggio. Si enfatizza pertanto l'importanza della collaborazione e reciproca interazione tra diversi soggetti, quali la comunità scientifica, i produttori, gli operatori delle seconde lavorazioni, i fabbricatori, gli installatori, i progettisti, i direttori dei lavori, i collaudatori e le committenze.

1.3 Piano del documento

Data la relativa novità, il presente documento vuole essere il più possibile auto-contenuto. Per questo, oltre ai coefficienti e ai metodi necessari per la progettazione, vengono richiamati i principi di base e sviluppati i vari passaggi che portano alla valutazione della sicurezza secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Il capitolo 2 è dedicato alla valutazione e caratterizzazione delle proprietà meccaniche del vetro e degli altri materiali utilizzati in composizione con il vetro, quali gli intercalari polimerici impiegati nella stratificazione. Vengono pertanto richiamate nozioni generali di meccanica della frattura, che costituisce l'approccio più coerente per la valutazione della resistenza dei materiali fragili. La caratterizzazione del comportamento viscoelastico degli intercalari e le proprietà meccaniche di incollaggi e sigillanti, costituiscono le ulteriori conoscenze che servono per valutare il comportamento degli elementi vetrati più comunemente usati.

Nel capitolo 3 vengono analizzati i principi di base necessari per la progettazione. Data la fragilità intrinseca del materiale vetro, è necessario adottare criteri che permettano di ottenere una duttilità strutturale compatibile con le applicazioni in un'opera di costruzione. Nozioni come gerarchia strutturale, robustezza, ridondanza e rottura protetta (*fail safe*) costituiscono i criteri ispiratori per una progettazione che deve necessariamente tenere conto del comportamento post-rottura del vetro. Vengono pure definite le classi di conseguenze e le classi degli elementi strutturali in accordo con le prescrizioni della UNI EN 1990.

Il capitolo 4 considera quegli aspetti delle azioni sulle costruzioni che sono specificatamente di interesse per la progettazione delle strutture di vetro. Particolare risalto viene dato alle azioni termiche e climatiche, alle azioni sismiche e alle azioni eccezionali, quali quelle conseguenti alle esplosioni. Per quanto riguarda le azioni del vento, della neve ed i carichi di natura antropica vengono richiamati i modelli probabilistici che verranno usati per gli sviluppi successivi.

La calibrazione dei coefficienti parziali necessari per utilizzare il metodo semiprobabilistico agli stati limite è svolta nel capitolo 5. Data la sua relativa novità, il processo di calibrazione viene descritto in dettaglio, evidenziando le ipotesi di base e riportando gli sviluppi analitici. Tale capitolo

serve anche come guida per la progettazione con il metodo probabilistico per le applicazioni di più particolare rilevanza.

Nel capitolo 6 vengono forniti i criteri per effettuare una corretta modellazione di una struttura vetrata. Oltre alle indicazioni necessarie per l'approccio numerico, sono presentati metodi approssimati di facile applicazione, quali quelli per il dimensionamento del vetro stratificato mediante la definizione di "spessore effettivo" equivalente. Dato che le strutture di vetro sono in genere molto snelle, parte del capitolo è dedicata alla valutazione della stabilità dell'equilibrio sotto azioni imposte per i casi più ricorrenti nella pratica.

Il Capitolo 7 riassume tutte le espressioni necessarie per la progettazione, definendo le resistenze di calcolo e le verifiche strutturali da effettuarsi.

Un notevole numero di esempi che illustrano i metodi sviluppati è presentato nel capitolo 8. I casi più ricorrenti nella pratica progettuale (elementi verticali, parapetti, coperture, travi, solai, pinne) sono analizzati in dettaglio.

Il capitolo 9 è dedicato alle procedure di controllo e fornisce indicazioni per l'identificazione, la qualificazione e l'accettazione dei materiali che formano gli elementi strutturali da impiegarsi nell'opera di costruzione (vetro, polimeri per intercalare, adesivi strutturali etc.).

Ogni capitolo è, per quanto possibile, auto-contenuto. Il progettista già dotato di notevole esperienza ed interessato soltanto agli aspetti più pratici può fare riferimento direttamente al capitolo 7 tralasciando in prima lettura, salvo pochi rimandi, gli altri capitoli.

1.4 Applicazioni strutturali del vetro nelle opere di costruzione

Le opere di costruzione, oltre al soddisfacimento di requisiti di altra natura, devono essere concepite e realizzate in modo da garantire la sicurezza delle persone, degli animali e dei beni. Più nello specifico devono essere concepite e realizzate in modo che i carichi cui possono essere sottoposti durante la realizzazione e l'uso non provochino:

- a) il crollo, totale o parziale, della costruzione;
- b) gravi ed inammissibili deformazioni;
- c) danni ad altre parti delle opere di costruzione, o a impianti principali o accessori, in seguito a una grave deformazione degli elementi portanti;
- d) danni accidentali sproporzionati alla causa che li ha provocati.

Si definisce "struttura" un'unione/accostamento organizzato e permanente di diverse parti, progettate per sopportare azioni di natura ambientale e/o antropica e/o accidentale, adatta a fornire rigidità adeguata per la destinazione d'uso prevista. Una struttura risulta formata da parti (elementi strutturali essenziali) che contribuiscono direttamente alla resistenza e/o rigidità nei confronti delle azioni imposte e da parti (accessorie) che non contribuiscono direttamente alla sua resistenza e/o rigidità pertanto talvolta definite come elementi non-strutturali. Questi ultimi possono essere presenti nell'organizzazione strutturale per vari motivi, ad esempio per protezione in caso di incendio, per isolamento termoacustico o per motivi estetici (ad es. i cornicioni). Gli elementi accessori facenti parte dell'opera di costruzione sono quelli: 1) la cui assenza non altera in maniera significativa la resistenza della costruzione nei confronti di tutte le azioni di progetto; 2) la cui assenza non comporta una variazione significativa della rigidità della costruzione nei confronti delle azioni di progetto. Elementi che non verificano anche una sola di queste proprietà sono da considerarsi strutturali essenziali.

1.5 Aspetti peculiari del vetro

Il vetro mostra un comportamento meccanico sostanzialmente diverso da quello di altri materiali da costruzione. Rispetto ai materiali metallici più comuni, quali l'acciaio e l'alluminio, il suo comportamento non presenta una fase plastica e, rispetto ai materiali cosiddetti quasi fragili come il calcestruzzo, non è in grado di sviluppare quelle micro fessurazioni diffuse che consentono ridistribuzioni anelastiche delle tensioni. Il vetro è dunque il materiale fragile per antonomasia e la sua rottura è di tipo stocastico. Per la mancanza di capacità di adattamento plastico non è lecito trascurare gli effetti locali, come ad esempio le concentrazioni di tensione in prossimità di fratture, fori o zone di contatto con altri materiali. Il progetto degli elementi di vetro e delle loro connessioni presenta pertanto notevoli specificità che richiedono grande attenzione nella concezione dei dettagli e delle tolleranze costruttive.

La resistenza del vetro, poiché determinata dalla forte sensibilità alla presenza di microdifetti superficiali, dipende da molti fattori. Infatti i microdifetti, sempre presenti, possono accrescersi nel tempo sotto carichi costanti, determinando il degrado delle prestazioni meccaniche nel tempo degli elementi di vetro (fenomeno di fatica statica). Inoltre, i difetti superficiali possono aumentare ed accrescersi a causa di trattamenti quali abrasione, serigrafia, smaltatura, etc. Di conseguenza, nella calibrazione dei coefficienti parziali nel metodo di verifica devono essere considerate le variazioni d'intensità e di durata del carico, le condizioni di finitura e di invecchiamento.

Inoltre anche varie seconde lavorazioni possono modificare le proprietà meccaniche e di rottura del vetro. I processi di tempera, più spesso indicati come *tempra*², indotti con rapidi trattamenti termici, inducono ad arte uno stato di autotensione caratterizzato da compressioni superficiali, che risulta benefico in quanto provoca la chiusura delle micro-cricche da cui propagano le fratture. Nel vetro ricotto, invece, le autotensioni casuali indotte dal processo di produzione vengono pressoché annullate con un lento processo di raffreddamento. Da un lato il vetro temperato ha una resistenza a rottura maggiore del vetro ricotto e si rompe in frammenti piccoli e non taglienti di scarsa pericolosità, in quanto alla prima rottura segue la frammentazione per rilascio catastrofico delle autotensioni; dall'altro, il vetro ricotto si rompe in grandi frammenti, che dal punto di vista della sicurezza possono essere pericolosi, ma consentono al pannello di vetro di rimanere in sede, con qualche capacità portante residua per effetto di altri meccanismi resistenti che si vengono ad instaurare. Il vetro cosiddetto indurito (o termicamente rinforzato) presenta uno stato di compressione superficiale più basso rispetto al vetro temperato e quindi ha un comportamento intermedio. Uno stato di compressione superficiale può anche essere ottenuto immergendo il vetro in un opportuno bagno di sali (tempera chimica).

Due o più lastre di vetro possono anche essere solidarizzate (stratificazione) con uno o più fogli di intercalare, in genere polimerico. L'unione avviene mediante incollaggio oppure, più frequentemente, con un trattamento ad alta pressione e temperatura realizzato in autoclave. È possibile comporre pannelli di diverso spessore, diverso tipo e diverso intercalare, in modo da ottenere le proprietà meccaniche richieste ottimizzando le soluzioni strutturali in termini di sicurezza. I vetri stratificati presentano grande affidabilità in termini di sicurezza, in quanto l'intercalare mantiene aderenti i frammenti anche dopo la rottura del vetro, riducendo il rischio di lesioni e conferendo all'insieme una residua consistenza post-rottura. Per incrementare le prestazioni termoacustiche, due pannelli di vetro possono anche essere accoppiati ai bordi lasciando una piccola intercapedine (vetro camera) in genere riempita di gas inerte.

Le procedure di progetto per gli elementi strutturali di vetro presentano quindi specificità caratterizzanti rispetto a quelle comunemente usate per materiali tradizionali come calcestruzzo e acciaio. Il processo di dimensionamento si basa, in genere, su una combinazione di regole semplificate, metodi

² Gli anglosassoni chiamano *quenching* il brusco raffreddamento che nei metalli blocca le fasi cristalline stabili solo ad alte temperature, riducendo così la mobilità delle dislocazioni. Viene invece indicato con il termine *tempering* la tecnica volta a produrre uno stato di presollecitazione all'interno del materiale tramite veloce raffreddamento, senza alcuna modifica del reticolo cristallino. In particolare, si utilizza il termine *quenched metal* per indicare un *metallo temprato* e *tempered glass* per il *vetro presollecitato*. Volendo mantenere la distinzione dei termini anche in Italiano, si preferisce qui indicare come *vetro temperato*, e non come vetro temprato, il vetro presollecitato mediante veloce raffreddamento.

analitici più accurati e prove sperimentali su prototipi. I metodi approssimati sono utili nella progettazione di massima, per valutare schemi strutturali alternativi o per effettuare una valutazione preliminare dei costi. I metodi analitici più accurati vanno adottati nella progettazione definitiva di dettaglio. Le prove su prototipi sono necessarie per verificare il progetto prima della costruzione per opere con particolare contenuto innovativo.

Le strutture devono essere progettate nel rispetto dei requisiti da soddisfare in relazione a diversi stati limite. Le lastre di vetro sono così sottili da inflettersi presentando spesso spostamenti più grandi dello spessore; ciò implica che il calcolo strutturale deve essere condotto tenendo conto delle non-linearità geometriche con una modellazione in grandi spostamenti. Questo aspetto non può mai essere trascurato allorché il pannello, oltre a carichi ortogonali, sia soggetto a carichi paralleli al piano medio. Quando la lastra è caricata esclusivamente da azioni ortogonali al piano medio, non considerare le non-linearità geometriche può portare a valutazioni sia a sfavore della sicurezza (sottodimensionamento), sia a favore della sicurezza (sovradimensionamento); le differenze fra analisi lineare ed non lineare sono tanto più elevate in presenza di carichi paralleli al piano medio. I problemi relativi alla stabilità degli elementi strutturali soggetti a compressione sono particolarmente complessi a causa del comportamento fragile del materiale e, nel caso di laminati, del comportamento viscoelastico dell'intercalare. Particolare attenzione deve essere dedicata al progetto delle connessioni, poiché queste possono dare luogo ad elevate concentrazioni di tensioni nelle zone circostanti.

Per le strutture di vetro comunque occorre, soprattutto, considerare stati limite ultimi aggiuntivi (stato limite al collasso) nel rispetto dell'unico approccio possibile data la natura fragile del materiale, che va sotto il nome di "rottura protetta", o "*fail-safe*". Secondo questo approccio, comunemente usato nella progettazione aeronautica, si deve verificare che il collasso eventuale di un componente in situazioni estreme non possa compromettere la stabilità globale del sistema, provocando danni sproporzionati alla causa che li ha provocati. In questa ottica, occorre prendere in considerazione criteri di robustezza strutturale e requisiti che controllano il comportamento strutturale post-rottura dei singoli elementi, assicurando una capacità portante residua sufficiente per impedire il collasso catastrofico della costruzione.

1.6 Aspetti non strutturali che influenzano la progettazione

Il vetro viene soprattutto utilizzato per realizzare in tutto o in parte l'involucro della costruzione, definito da alcuni "terza pelle" (dopo quella del nostro corpo e dei nostri abiti) in quanto costituisce un filtro ottico-acustico-termico-igrometrico per il controllo del benessere ambientale.

Pertanto, molti sono i fattori che indirizzano la scelta del tipo di vetro da adottare che non possono essere trascurati nel processo di progettazione globale. Tali aspetti sono regolati da una serie di norme europee armonizzate, cui si rimanda, che regolano la valutazione preventiva all'immissione sul mercato dei prodotti da costruzione che costituiscono l'involucro di un edificio e che a tale unico scopo devono recare, ove previsto, la marcatura CE.

1.7 Definizioni

1.7.1 Vetro

- Materiale vetro.
Se non diversamente specificato si fa riferimento al vetro piano silicato sodocalcico.
- Vetro monolitico (*monolithic glass*).

Elemento strutturale di vetro composto da un'unica lastra di vetro.

- **Vetro float (*float*).**
Vetro silicato sodocalcico piano, trasparente, chiaro o colorato a facce parallele e lustre ottenuto per colata continua e flottazione su un bagno di metallo, come definito dalle norme europee UNI EN 572-1, UNI EN 572-2 e UNI EN 572-8.
Flat, transparent, clear or tinted soda-lime silicate glass having parallel and polished faces obtained by continuous casting and floatation on a metal bath. Chiamato in francese "glace" e in tedesco "Floatglas".
- **Vetro tirato (*drawn sheet glass*).**
Vetro silicato sodocalcico piano, trasparente, chiaro o colorato ottenuto per tiraggio continuo, inizialmente verticale, di spessore regolare e con le due superfici lustre a fuoco, come definito dalle norme europee UNI EN 572-1, UNI EN 572-4 e UNI EN 572-8.
Flat, transparent, clear or tinted soda-lime silicate glass obtained by continuous drawing, initially vertically, of a regular thickness and with the two surfaces fire polished.
- **Vetro stampato (*patterned glass*).**
Vetro silicato sodocalcico piano, traslucido, chiaro o colorato, ottenuto per colata continua e laminatura, come definito dalle norme europee UNI EN 572-1, UNI EN 572-5 e UNI EN 572-8.
Flat, translucent, clear or tinted soda-lime silicate glass obtained by continuous casting and rolling
- **Vetro stampato armato (*wired patterned glass*).**
Vetro silicato sodocalcico piano, traslucido, chiaro o colorato, ottenuto per colata continua e laminatura, che ha una rete di acciaio saldata a tutte le intersezioni incorporata nel vetro durante il processo di fabbricazione. Le superfici possono essere stampate o piane, come definito dalle norme europee UNI EN 572-1, UNI EN 572-6 e UNI EN 572-8.
Flat, translucent, clear or tinted soda-lime silicate glass obtained by continuous casting and rolling which has a steel mesh welded at all intersections incorporated in the glass during its manufacturing process. The surfaces may be either patterned or plain.
Il vetro stampato armato con superfici piane è denominato in tedesco "Drahtglas".
- **Vetro lustro armato (*polished wired glass*).**
Vetro silicato sodocalcico piano, trasparente, chiaro, a facce lustre e parallele, ottenuto per molatura e lucidatura delle facce del vetro stampato armato, come definito dalle norme europee UNI EN 572-1, UNI EN 572-3 e UNI EN 572-8.
Flat, transparent, clear soda-lime silicate glass having parallel and polished faces obtained by grinding and polishing the faces of wired patterned glass.
- **Vetro profilato armato e non armato (*wired or unwired channel-shaped glass*).**
Vetro silicato sodocalcico traslucido, chiaro o colorato, armato o non armato, ottenuto per colata continua e laminatura, profilato a U durante il processo di fabbricazione, come definito dalle norme europee UNI EN 572-1, UNI EN 572-7 e UNI EN 572-8.
Translucent, clear or tinted soda-lime silicate glass, wired or unwired, obtained by continuous casting and rolling, which is formed into a U shape during the manufacturing process.
- **Vetro decorato (*decorated glass*).**

Vetro float che ha subito trattamenti superficiali per fini estetico-decorativi (sabbatura, acidatura, smaltatura etc.). Tali trattamenti generalmente provocano una diminuzione della resistenza del materiale. La smaltatura (*enameled glass*) consiste nell'applicazione di uno smalto ceramico che, successivamente ad un ciclo di indurimento o tempera termica, solidifica diventando parte integrante del vetro (UNI EN 1863-1, UNI EN 12150-1). Bisogna tenere in debita considerazione tali trattamenti superficiali perché generalmente provocano dei danneggiamenti superficiali tali da diminuire la resistenza meccanica ed allo sbalzo termico del materiale.

- Vetro rivestito (*coated glass*).

Prodotti di vetro al quale è stato applicato un rivestimento, cioè uno o più strati sottili di materiali inorganici applicati alla superficie con vari metodi di deposizione al fine di modificare una o più delle proprietà (UNI EN 1096-1).

Glass substrate, to which has been applied a coating, that is one or more thin solid layers of inorganic materials applied on to the surface of a glass substrate by various methods of deposition, in order to modify one or more of its properties.

- Vetro ricotto (*annealed glass*).

Vetro float che ha subito un processo di ricottura. Questo prevede il raffreddamento lento e controllato del vetro al fine di evitare la formazione di trazioni nel suo spessore. La ricottura viene sempre effettuata quando la lastra esce dal bagno di stagno nel processo *float*. Questo permette di ridurre le rotture durante le successive fasi di lavorazione delle lastre.

- Vetro presollecitato (*prestressed glass*).

Vetro che ha subito un trattamento (termico o chimico) tale da indurre lungo lo spessore del materiale un campo di tensioni (trazione nello spessore e compressione sulla superficie) che permettono di inibire la propagazione delle fessure superficiali, aumentando così la resistenza meccanica e alle sollecitazioni termiche della lastra. Una volta presollecitati i vetri non possono essere tagliati, forati o subire lavorazioni lungo i bordi a causa dello stato di trazione presente nello spessore. I vetri presollecitati possono essere ottenuti da vetri float, tirati, stampati e rivestiti (solo processo di indurimento e tempera termica) come definiti dalle rispettive norme di prodotto.

- Vetro di silicato sodio-calcico indurito termicamente (*Heat strengthened soda lime silicate glass*).

Vetro nel quale è stata indotta una sollecitazione di compressione permanente della superficie mediante un processo controllato di riscaldamento e raffreddamento per conferirgli una maggiore resistenza alle sollecitazioni meccaniche e termiche e le caratteristiche di rottura prescritte. In caso di rottura il vetro indurito termicamente si rompe in modo simile al vetro ricotto. Le caratteristiche (dimensionali, di frammentazione, di resistenza meccanica) minime sono definite nella norma di prodotto UNI EN 1863-1.

Glass within which a permanent surface compressive stress, additionally to the basic mechanical strength, has been induced by a controlled heating and cooling process in order to give it increased resistance to mechanical and thermal stress and prescribed fracture characteristics.

- Vetro temperato (o temprato³) termicamente (*Thermally toughened glass*).

Vetro nel quale è stata indotta una sollecitazione di compressione permanente sulla superficie mediante un processo controllato di riscaldamento e raffreddamento per conferirgli una maggiore resistenza alle sollecitazioni meccaniche e termiche e caratteristiche di rottura prescritte.

³ Vedasi la nota 2.

Le caratteristiche minime (dimensionali, di frammentazione e di resistenza meccanica) affinché un vetro di silicato sodico-calcico sia vetro di sicurezza temperato termicamente (*Thermally toughened soda lime silicate safety glass*) sono definite nella norma di prodotto UNI EN 12150-1.

Le caratteristiche minime (dimensionali, di frammentazione e di resistenza meccanica) affinché un vetro di borosilicato sia vetro di sicurezza temperato termicamente (*Thermally toughened borosilicate safety glass*) sono definite nella norma di prodotto UNI EN 13024-1.

Glass within which a permanent surface compressive stress, additionally to the basic mechanical strength, has been induced by a controlled heating and cooling process in order to give it greatly increased resistance to mechanical and thermal stress and prescribed fragmentation characteristics.

- Vetro di silicato sodico-calcico indurito chimicamente (*Chemically strengthened soda lime silicate glass*).

Vetro fabbricato sottoponendo un vetro di silicato sodico-calcico ad un processo di scambio ionico per conferirgli una maggiore resistenza alle sollecitazioni meccaniche e termiche. Gli ioni di piccolo diametro presenti sulla superficie e sui bordi del vetro sono sostituiti da ioni di diametro maggiore; in questo modo la superficie e i bordi della lastra risultano messi in compressione. La tempera chimica permette di ottenere compressioni maggiori rispetto alla tempera termica, ma la profondità dello strato superficiale compresso è molto minore. In caso di rottura la frammentazione è molto simile a quella osservabile per i vetri ricotti. La tempera chimica è particolarmente utile quando la geometria del vetro è particolarmente complessa. Le caratteristiche minime (dimensionali, di frammentazione e di resistenza meccanica) sono definite nella norma di prodotto UNI EN 12337-1.

- Vetro borosilicato (*Borosilicate glass*).

Vetro silicato che contiene una percentuale di ossidi di boro compresa tra il 7% ed il 15 %, così come definito dalla norma europea UNI EN 1748-1-1. Grazie alla sua composizione presenta una forte resistenza allo shock termico e una resistenza chimica molto elevata (idrolitica e agli acidi). Come il vetro sodico calcico, anche il vetro borosilicato può essere ottenuto utilizzando vari processi di formatura (*borosilicate float glass, drawn sheet borosilicate glass, rolled borosilicate glass, cast borosilicate glass*), può essere sottoposto a processi di pretensionamento e a lavorazioni dei bordi e della superficie. È un prodotto molto diffuso nei manufatti di precisione, ma poco diffuso in edilizia.

Silicate glass containing between 7 % and 15 % boron oxide. As a result of the composition it has a high thermal shock resistance and a very high hydrolytic and acid resistance.

- Vetro ceramica (*glass ceramics*).

Vetro nel quale sono presenti sia una fase cristallina che vetrosa, così come definito dalla UNI EN 1748-2-1. È ottenuto da normali metodi di produzione, come colato, float, tirato, ed è successivamente sottoposto a trattamento termico che trasforma, in modo controllato, parte del vetro in una fase cristallina a grana fine. Il vetro ceramica ha proprietà che si discostano da quelle del vetro a partire dal quale è stato prodotto.

Type of glass consisting of a crystalline and a residual glass phase. The glass is obtained by normal glass manufacturing methods, e.g. casting, floating, drawing, rolling and is subsequently subjected to a heat treatment which transforms, in a controlled manner, part of the glass into a fine grained crystalline phase. The glass ceramics has properties which deviate from those of the glass from which it was transformed

- Lavorazione dei bordi (*edge working*).

Tutte quelle lavorazioni che rimuovono i bordi affilati delle superfici e/o che permettono il taglio della lastra tramite smussatura, smerigliatura, levigatura e molatura. Le lavorazioni del bordo per vetri temperati termicamente, induriti e stratificati devono rispettare le indicazioni prescritte dalle relative norme di prodotto.

- Intercalare (*interlayer*).
Strato di materiale che ha funzione di adesivo e separatore tra più lastre di vetro e/o di materiale plastico (policarbonato, acrilico), come definito dalla norma europea UNI EN 12543-1 Appendice A. In funzione della scelta del tipo di intercalare, si può raggiungere il miglioramento del comportamento post rottura, della resistenza agli urti, al fuoco, del controllo solare, dell'isolamento acustico. La sua presenza influenza in maniera determinante il comportamento di lastre stratificate. Tipo di intercalari e spessori degli stessi devono essere tenuti in debita considerazione nel procedimento di calcolo.
- Vetro stratificato (*laminated glass*).
Insieme composto da un foglio di vetro e da uno o più fogli di vetro e/o di plastica, uniti assieme con uno o più intercalari come definito dalla norma europea UNI EN 12543-1. Deve soddisfare i requisiti definiti nella norma UNI EN 12543-3.
Assembly consisting of one sheet of glass with one or more sheets of glass and/or plastic glazing sheet material joined together with one or more interlayers.
- Vetro stratificato simmetrico (*symmetrical laminated glass*).
Vetro stratificato in cui, partendo da entrambe le superfici esterne, la sequenza delle lastre di vetro, dei fogli di plastica e dell'/degli intercalare/i, per tipo, spessore, finitura e/o caratteristiche generali è la stessa. come definito dalla norma europea UNI EN 12543-1.
Laminated glass in which, from both outer surfaces, the sequence of glass panes, plastic glazing sheet material and interlayer(s) by type, thickness, finish and general characteristics are the same.
- Vetro stratificato asimmetrico (*asymmetrical laminated glass*).
Vetro stratificato in cui, partendo da entrambe le superfici esterne, la sequenza delle lastre di vetro, dei fogli di plastica e dell'/degli intercalare/i, per tipo, spessore, finitura e/o caratteristiche generali è diversa, come definito dalla norma europea UNI EN 12543-1.
Laminated glass in which, from both outer surfaces, the sequence of glass panes, plastic glazing sheet material and interlayer(s) by type, thickness, finish and/or general characteristics is different.
- Vetro stratificato di sicurezza (*laminated safety glass*).
Vetro stratificato dove, in caso di rottura, l'intercalare serve a trattenere i frammenti di vetro, limita le dimensioni dell'apertura, offre resistenza residua e riduce il rischio di ferite da taglio o penetrazione, come definito dalla UNI EN 12543-1. A rottura presenta una resistenza residua poiché l'interstrato trattiene i frammenti di vetro solidali tra loro riducendo quindi i possibili danni provocati dalla caduta di frammenti (ferite da taglio o penetrazione). Deve soddisfare i requisiti richiesti dalla norma europea UNI EN 12543-2.
Laminated glass where in the case of breakage the interlayer serves to retain the glass fragments, limits the size of opening, offers residual resistance and reduces the risk of cutting or piercing injuries.
- Processo di stratificazione per laminazione (*folio lamination process*).

Processo di stratificazione in cui l'intercalare è una pellicola solida che viene posta tra le lastre di vetro o i fogli di plastica ed è quindi sottoposta a riscaldamento e pressione per ottenere il prodotto finale, come definito dalla UNI EN 12543-1. I livelli di temperatura e di pressione raggiunti in autoclave dipendono dal tipo di materiale (a base polimerica) utilizzato per l'intercalare.

Lamination process where the interlayer is a solid film which is placed between the plies of glass or plastic glazing sheet material and is then subjected to heat and pressure to produce the final product.

- Processi di stratificazione per colata (*cast-in-place lamination process*).
Processo di stratificazione in cui l'intercalare viene ottenuto versando un liquido tra le lastre di vetro o i fogli di plastica e viene quindi indurito chimicamente per ottenere il prodotto finale, come definito dalla UNI EN 12543-1. Il processo è detto "colata continua" e avviene da un forno a bacino. In occasione di questa operazione, una o entrambe le facce della lastra possono essere impresse (a disegno), permettendo di ottenere un vetro stampato.
Lamination process where the interlayer is obtained by pouring a liquid between the plies of glass or plastic glazing sheet material and is then chemically or ultraviolet cured to produce the final product.
- Vetro camera (*insulating glass unit*).
Elemento costituito da due o più lastre di vetro, separate da uno o più distanziatori, ermeticamente sigillate lungo il perimetri, meccanicamente stabile e duraturo, come definite dalla UNI EN 1279-1. Il volume delimitato dalle due lastre e dal telaio viene riempito di aria o gas (argon, krypton, xenon) in modo da ottenere un maggiore isolamento termico (UNI EN 1279-5/6).
An assembly consisting of at least two panes of glass, separated by one or more spacers, hermetically sealed along the periphery, mechanically stable and durable.

1.7.2 Elementi strutturali di vetro

- Trave di vetro (*glass beam*).
Elemento in cui una dimensione (lunghezza) è predominante rispetto alle altre (diametro della sezione trasversale), atto a trasferire fino ai vincoli le azioni generalmente trasversali al proprio asse geometrico.
- Piastra o pannello di vetro (*glass plate*).
Elemento nel quale due dimensioni sono prevalenti rispetto alla terza (lo spessore) e la cui superficie sia, in media, piana (lastra piana). Le piastre possono avere comportamento flessionale (deformazione ortogonale al piano medio), e comportamento a membrana (deformazioni nel piano medio).
- Guscio di vetro (*glass shell*).
Elemento avente due dimensioni prevalenti rispetto alla terza (lo spessore), con un superficie media in genere non riconducibile ad un piano, ed il cui comportamento strutturale sia caratterizzato dalla stretta correlazione fra azioni membranali e azioni flessionali.
- Pinna o costa di vetro (*fin*).
Elemento in aggetto ad una superficie vetrata verticale o inclinata, solitamente ortogonale alla stessa, interno o esterno, verticale o inclinato, avente lo scopo d'irrigidirla per le azioni agenti al di fuori del piano di giacitura della facciata e, talvolta, anche di sopportare il peso dei vetri della stessa. Si presenta come una sorta di nervatura della superficie.

- Sistemi di connessione (*joints*).
Elementi che realizzano l'unione strutturale fra due o più elementi di vetro e/o fra gli elementi di vetro e la retrostruttura portante dell'opera.

1.7.3 Elementi tecnici di vetro

- Facciata continua (*curtain wall*).
Solitamente consiste di elementi strutturali verticali e orizzontali, collegati insieme e ancorati alla struttura portante dell'edificio, a formare un involucro leggero continuo che garantisce, di per sé o congiuntamente all'opera edilizia, tutte le funzioni normali di una parete esterna, ma che non assume alcuna delle caratteristiche portanti della struttura dell'edificio. (UNI EN 13830).
- Costruzione a montanti e traversi (*stick system*).
Intelaiatura portante leggera di componenti assemblati in loco a sostegno di pannelli di tamponamento opachi e/o traslucidi prefabbricati (UNI EN 13830).
- Costruzione a cellule o unità (*unitized system*).
Moduli pre-assemblati interconnessi di altezza corrispondente a uno o più piani, completi di pannelli di tamponamento (UNI EN 13830).
- Costruzione a pannelli (*spandrel construction*).
Moduli pre-assemblati interconnessi di altezza corrispondente a parti di un piano, completi di pannelli di tamponamento (UNI EN 13830).

1.8 Simbologia

Si riportano di seguito il significato dei principali simboli utilizzati nel documento.

Notazioni generali

$(.)_{aria}$	valore della grandezza $(.)$ riferita al “lato aria” della lastra di vetro;
$(.)_{leff}$	valore della grandezza $(.)$ riferita alla lunghezza efficace;
$(.)_{stagno}$	valore della grandezza $(.)$ riferita al “lato stagno” della lastra di vetro;
$(.)_{UA}$	valore della grandezza $(.)$ riferita all'area unitaria;
$(.)_c$	valore critico o di soglia della grandezza $(.)$;
$(.)_d$	valore di progetto (o di calcolo) della grandezza $(.)$;
$(.)_{ed}$	valore della grandezza $(.)$ che considera l'effetto del bordo;
$(.)_{eff}$	valore efficace della grandezza $(.)$;
$(.)_{est}$	valore della grandezza $(.)$ sul lato esterno;
$(.)_f$	valore finale della grandezza $(.)$, inteso talvolta come valore al collasso;
$(.)^G$	valore della grandezza $(.)$ riferita al carico permanente (peso proprio);
$(.)_g$	valore della grandezza $(.)$ riferita al vetro;
$(.)_i$	valore iniziale della grandezza $(.)$; valore della i -esima grandezza $(.)$;
$(.)_{int}$	valore della grandezza $(.)$ sul lato interno;
$(.)_k$	valore caratteristico della grandezza $(.)$, inteso come frattile della distribuzione statistica;
$(.)_L$	valore limite della grandezza $(.)$;
$(.)_{max}$	valore massimo della grandezza $(.)$;

$(.)_{media}$	valore medio della grandezza (.);
$(.)_{min}$	valore minimo della grandezza (.);
$(.)^P$	valore della grandezza (.) riferita al carico antropico;
$(.)^{P-r}$	valore della grandezza (.) riferita alla fase post-rottura;
$(.)^Q$	valore della grandezza (.) riferita al carico di Cat.B2;
$(.)_R$	valore della grandezza (.) vista come resistenza;
$(.)_{ref}$	valore di riferimento della grandezza (.);
$(.)_S$	valore della grandezza (.) vista come sollecitazione;
$(.)^S$	valore della grandezza (.) riferita al carico neve;
$(.)_{sf}$	valore della grandezza (.) che considera l'effetto della finitura superficiale;
$(.)_{SLC}$	valore della grandezza (.) riferita allo Stato Limite di Collasso;
$(.)_{SLE}$	valore della grandezza (.) riferita allo Stato Limite di Esercizio;
$(.)_{SLU}$	valore della grandezza (.) riferita allo Stato Limite Ultimo;
$(.)_{test}$	valore della grandezza (.) riferito a prove sperimentali;
$(.)_{tot}$	valore totale della grandezza (.);
$(.)^{w,10min}$	valore della grandezza (.) riferita al carico dovuto al vento (mediato su 10 minuti);
$(.)^{w,3sec}$	valore della grandezza (.) riferita al carico dovuto al vento (raffica di 3 secondi);
$(.)_x$	valore della grandezza (.) riferita alla direzione x ;
$(.)_y$	valore della grandezza (.) riferita alla direzione y ;
$(.)_z$	valore della grandezza (.) riferita alla direzione z ;
$(.)_{\tau}$	valore della grandezza (.) riferito ad un tempo τ .

Lettere romane maiuscole

A	area generica;
A^*	area generica;
A_0	area generica di riferimento;
A_{eff}	area efficace per la caratterizzazione statistica della resistenza del vetro;
A_k	area d'influenza per l'incollaggio, per il calcolo di una molla equivalente;
C_1	coefficiente dipendente dalla distribuzione del momento flettente;
C_{10}	parametro caratteristico del materiale (formulazione Neo-Hookeana);
C_D	coefficiente di resistenza aerodinamica;
C_d	valore di progetto limite per il criterio dello stato limite di esercizio;
C_E	coefficiente di esposizione per la valutazione del carico neve;
C_i	coefficienti generici; parametro caratteristico del materiale (formulazione di Arruda-Boyce);
C_p	calore specifico a pressione costante;
C_r	coefficiente di riflessione, dato dal rapporto tra il picco di pressione dell'onda riflessa e la pressione statica di picco;
C_t	coefficiente termico per la valutazione del carico neve;
C_U	coefficiente d'uso della costruzione;
C_v	calore specifico a volume costante;
D	rigidezza flessionale delle piastre;
D_{abs}	rigidezza flessionale della lastra di vetro stratificato nel comportamento a strati indipendenti;
D_{eq}	rigidezza flessionale equivalente della lastra di vetro stratificato;
D_{full}	rigidezza flessionale della lastra di vetro stratificato con comportamento monolitico;
D_p	drift di piano;
E	effetto delle sollecitazioni;
E	modulo di Young; azione sismica;
E_a	modulo di Young dell'adesivo;

E_d	valore di progetto per gli effetti di un'azione;
E_p	modulo di Young del polimero dell'intercalare;
E_{sil}	modulo di Young del silicone (sigillante strutturale);
F_a	forza sismica orizzontale;
F_d	carico agente sull'elemento (azione di progetto);
F_D	la risultante delle <i>drag forces</i> su una struttura a seguito di esplosione;
$F_{d;i}$	carico agente sull' <i>i</i> -esima lastra (vetro camera);
F_R	funzione di distribuzione cumulata delle resistenze;
$F_{\sigma,tot,\tau}$	probabilità cumulata delle resistenze globale per effetto dell'azione di durata caratteristica τ ;
$F_{\sigma,A,\tau}$	probabilità cumulata delle resistenze per effetto dell'azione di durata caratteristica τ , riferita all'area A ;
$F_{\sigma,pr,\tau}$	probabilità cumulata delle resistenze per effetto dell'azione di durata caratteristica τ ;
G	Funzione di Prestazione;
G	modulo a taglio del materiale; carico permanente;
G_∞	modulo a taglio a tempo infinito;
G_0	modulo istantaneo (a taglio);
G_1	valore delle azioni dovute al peso proprio;
G_2	valore delle azioni dovute ai carichi permanenti portati;
G_a	modulo a taglio dell'adesivo;
G_{int}	modulo a taglio dell'intercalare polimerico nel vetro stratificato;
G_k	k -esimo modulo di rilassamento (a taglio);
G_{sil}	modulo a taglio del silicone (sigillante strutturale);
G_v	coefficiente di raffica del vento;
H	altezza generica;
H_0	carico orizzontale trasmesso dall'intercalare polimerico;
H_i	altitudine del luogo di installazione dell'elemento di vetro-camera;
H_k	carico distribuito su una linea orizzontale;
H_p	altitudine del luogo di produzione dell'elemento di vetro-camera;
H_T	altezza del punto triplo nel fenomeno del Mach <i>stem</i> ;
I	irradianza solare;
I_i	i -esimo invariante del tensore delle deformazioni sinistro di Cauchy-Green;
I_s	momento di inerzia per unità di lunghezza, utilizzato epr il calcolo degli spessori effettivi del vetro stratificato;
I_T	irradianza solare massima relativa a una superficie di orientamento T ;
I_v	intensità della turbolenza;
J	momento d'inerzia della sezione trasversale;
J_{abs}	momento d'inerzia del vetro stratificato nel comportamento a strati indipendenti;
J_{eq}	momento d'inerzia equivalente del vetro stratificato;
J_{full}	momento d'inerzia del vetro stratificato con comportamento monolitico;
J_i	momento d'inerzia della sezione trasversale della lastra i -esima;
J_t	momento d'inerzia torsionale della sezione trasversale;
$J_{t,int}$	momento d'inerzia torsionale dell'intercalare;
K	modulo di Kelvin di elasticità volumetrica; fattore di intensificazione degli sforzi;
$K_{\Delta T}$	coefficiente per gli effetti del gradiente di temperatura;
K_{FI}	coefficiente moltiplicativo delle azioni secondo UNI EN 1990, per la modifica della probabilità di collasso nel passaggio da verifiche in classe di conseguenze diverse;
K_i	coefficiente generico;
K_I	fattore di intensificazione degli sforzi (fratture in modo I);

K_{I0}	valore del fattore di intensificazione degli sforzi sotto il quale non si propaga la fessura;
K_{IC}	valore critico del fattore di intensificazione degli sforzi in modo I;
K_{IR}	valore del fattore di intensificazione degli sforzi in modo I indotto dalla presollecitazione;
K_p	coefficiente di forma per la valutazione del coefficiente di ritorno per l'azione del vento;
K_t	fattori di concentrazione delle tensioni in corrispondenza di fori;
L	distanza, lunghezza generica;
L_0	luce di supporto per flessione su 4 appoggi (FPB); lunghezza di libera inflessione;
L_1, L_2	luce di carico nella prova di flessione su 4 appoggi (FPB);
L_{inf}	luce di inflessione;
L_{min}	dimensione minore della lastra;
M	momento applicato generico;
$M_{b,Rd}$	momento critico resistente dell'asta inflessa (stabilità flesso-torsionale);
M_{Ed}	momento flettente sollecitante di progetto (stabilità flesso-torsionale);
M_R	momento resistente elastico dell'asta inflessa (stabilità flesso-torsionale);
$M_{cr}^{(E)}$	momento critico Euleriano per stabilità flesso-torsionale;
N	forza assiale generica;
$N_{b,Rd}$	carico resistente di progetto per asta Euleriana compressa;
N_{Ed}	carico assiale Euleriano di progetto;
$N_{cr}^{(E)}$	carico critico per l'asta di Eulero;
P	carico generico;
P	punto di progetto;
P_{ed}	probabilità di collasso riferita alla rottura al bordo;
$P_{f,\beta}$	probabilità di collasso associata a un dato valore di β ;
P_f	probabilità di rottura;
$P_{f,Iy}$	probabilità di collasso della lastra in un anno di vita;
P_{eqbiax}	probabilità di rottura nel caso di prova biassiale;
P_n	probabilità annuale di superamento in un intervallo di ritorno di n anni;
P_s	probabilità di sopravvivenza;
P_v	coefficiente di riduzione dell'intensità della turbolenza del vento;
P_{VR}	probabilità di superamento del periodo di riferimento V_R ;
Q	azione generica;
Q_k	carichi variabili concentrati;
$Q_{k,1}$	valore caratteristico dell'azione variabile principale riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni;
$Q_{k,1,\tau}$	valore caratteristico dell'azione variabile principale riferita ad un periodo di ritorno di 10 anni;
$Q_{k,i}$	valore caratteristico associato all'azione variabile riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni;
$Q_{k,i,\tau}$	valore caratteristico associato all'azione variabile riferita ad un periodo di ritorno di 10 anni;
R	dominio delle resistenze;
R	raggio, o distanza generica dal un centro preso come riferimento;
R_0	raggio dell'anello di appoggio nella prova di flessione su doppio anello (CDR);
R_1, R_2	raggi dell'anello di carico nella prova di flessione su doppio anello (CDR);
R_a	fattore di amplificazione delle azioni sismiche;
R_c	valore di progetto della resistenza per lo stato limite di collasso;
R_d	valore di progetto della resistenza;
$R_{d,post}$	resistenza addizionale del vetro al di là della decompressione;
$R_{d,pre}$	resistenza dovuta alla precompressione indotta sulla superficie dal trattamento di tempera;
RH	umidità relativa (<i>relative humidity</i>);

R_M	coefficiente moltiplicativo delle resistenze per vetro ricotto, che modifica della probabilità di collasso nel passaggio da verifiche in seconda a verifiche in prima classe;
$R_{M,v}$	coefficiente moltiplicativo delle resistenze per vetro presolleccitato, che modifica della probabilità di collasso nel passaggio da verifiche in seconda a verifiche in prima classe;
R_s	resistenza termica superficiale;
S	dominio delle azioni sollecitanti;
S	coefficiente che tiene conto di categoria del suolo e condizioni topografiche; relazione tra carico e tensione massima;
S_a	accelerazione massima adimensionalizzata dovuta al sisma;
S_d	spettro di risposta in termini di spostamento;
S_{ij}	componenti della parte deviatorica del tensore di tensione;
T	temperatura;
T_0	temperatura di riferimento; temperatura durante l'installazione del silicone;
T_1	primo periodo fondamentale di vibrazione della costruzione;
T_a	periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
T_c	temperatura massima del telaio (per il calcolo del giunto siliconico);
T_g	temperatura di transizione vetrosa (materiali polimerici);
T_i	temperatura del luogo di installazione dell'elemento di vetro-camera;
T_{int}, T_{ext}	temperatura del gas all'interno dell'intercapedine dell'elemento di vetro-camera;
T_{iVC}	temperatura dell'aria interna ed esterna;
T_p	temperatura del luogo di produzione dell'elemento di vetro-camera;
T_R	periodo di ritorno;
T_{ref}	temperatura di riferimento;
T_S	durata della fase positiva di una <i>blast wave</i> ;
T_v	temperatura massima del vetro (per il calcolo del giunto siliconico);
U	densità di energia di deformazione;
UA	area unitaria di riferimento;
U_{sw}	velocità d'avanzamento del fronte d'onda in un'esplosione;
V	coefficiente di variazione della serie dei massimi annuali del carico della neve; sforzo di taglio;
$V_{b,Rd}$	taglio critico resistente nella stabilità dei pannelli;
V_{Ed}	taglio di progetto nella stabilità dell'equilibrio dei pannelli;
V_N	vita nominale dell'opera strutturale;
V_R	vita di riferimento dell'opera strutturale;
$V_{cr}^{(E)}$	taglio critico euleriano di un pannello;
W	modulo elastico resistente della sezione;
W_a	peso dell'elemento;
W_{TNT}	massa di esplosivo, misurata in kg di TNT-equivalente;
Y	coefficiente di modificazione del fattore di intensificazione degli sforzi, che tiene conto della forma della frattura;
Z	quota del baricentro dell'elemento isolato misurata a partire dal piano di fondazione; "distanza in scala" (<i>scaled distance</i>).

Lettere romane minuscole

a^*	lunghezza caratteristica per la riposta del vetro-camera;
a_0	profondità della cricca;
a_g	accelerazione massima del terreno su sottosuolo di tipo A da considerare nello stato limite in esame;
a_i	coefficiente generico;

a_T	fattore moltiplicativo della scala delle frequenze per la <i>master curve</i> di un polimero;
b	larghezza generica;
b_i	coefficiente generico;
c	dimensione caratteristica della cricca;
c_0	dimensione della cricca cui corrisponde un fattore di intensificazione degli sforzi pari al valore di soglia K_{J0} ;
c_1^0, c_2^0	costanti dell'equazione di Williams, Landel e Ferry;
c_c	dimensione della cricca semi-circolare al momento della rottura;
c_{cL}	dimensione limite di cricca critica;
c_d	coefficiente dinamico nelle azioni del vento;
c_e	coefficiente di esposizione nelle azioni del vento;
c_{e1}	coefficiente di esposizione per l'azione media del vento;
c_{e2}	coefficiente di esposizione correttivo (nelle azioni del vento);
c_i	dimensione iniziale della cricca semi-circolare;
c_j	rigidezza del giunto siliconico in direzione i ;
c_m	coefficiente di profilo medio del vento;
c_p	coefficiente di forma nelle azioni del vento;
c_r	coefficiente di ritorno nelle azioni del vento;
c_t	coefficiente di attrito nelle azioni del vento;
d	distanza;
d_0	distanza dal <i>ground zero</i> ;
d_{\max}	spostamento massimo;
$d_{\max,G}$	spostamento massimo del terreno;
$d_{\max,MDOF}$	spostamento massimo in sommità del telaio;
e	spessore del giunto siliconico;
e_{ij}	componenti della parte deviatorica del tensore di deformazione;
f	freccia generica;
$f_{b;k}$	valore caratteristico della resistenza a trazione del vetro presollecitato;
f_E	distribuzione statistica degli effetti delle azioni
f_g	resistenza a trazione del vetro ottenuta mediante prova sperimentale;
$f_{g;d}$	resistenza di progetto del vetro;
$f_{g;d}^i$	resistenza di progetto relativa all'azione i -esima;
$f_{g;k}$	valore caratteristico della resistenza a trazione del vetro ricotto;
$f_{g;k;ed}$	valore caratteristico della resistenza a trazione del vetro ricotto, che tiene conto della diminuzione di resistenza per effetto del bordo;
$f_{g;k;st}$	resistenza caratteristica a trazione del vetro, da considerarsi nelle verifiche di stabilità;
$f_{g;n}$	valore nominale della resistenza a trazione del vetro ricotto;
f_L	tensione di rottura che, applicata staticamente, produrrebbe la rottura nel tempo τ_L ;
$f_{m;d}$	resistenza di progetto dei materiali usati in composizione con il vetro;
$f_{m;k}$	valore caratteristico della resistenza dei materiali usati in composizione con il vetro;
f_R	distribuzione statistica delle resistenze;
f_S	distribuzione statistica delle sollecitazioni;
$f_{\sigma,pr,\tau}$	densità di probabilità della tensione massima per effetto dell'azione di durata caratteristica τ ;
g	accelerazione di gravità;
g_v	fattore di picco della velocità del vento;
h	spessore generico;
h_c	larghezza minima del giunto siliconico;
$h_{ef;w}$	spessore efficace per il calcolo delle deformazioni, secondo il modello di Wölfel-Bennison;
h_i	spessore dell' i -esima lastra di un vetro stratificato;

$h_{i,ef;\sigma}$	spessore efficace per il calcolo delle tensioni nella lastra i -esima, secondo il modello di Wölfel-Bennison;
h_{int}	spessore dell'intercalare;
$\hat{h}_{INTi;\sigma}$	spessore efficace per il calcolo delle tensioni di interfaccia nella lastra i -esima, secondo il modello Enhanced Effective Thickness;
$\hat{h}_{i;\sigma}$	spessore efficace per il calcolo delle tensioni nella lastra i -esima, secondo il modello Enhanced Effective Thickness;
h_{Ti}, h_{Te}	coefficiente di scambio termico del vetro interno ed esterno (vetrocamera);
h_{Ts}	coefficiente di scambio termico dell'intercapedine (vetrocamera);
h_v	lunghezza delle sigillature strutturali;
\hat{h}_w	spessore efficace per il calcolo delle deformazioni, secondo il modello Enhanced Effective Thickness;
i	impulso specifico dell'onda d'urto nella fase di depressione;
i	interasse;
i_p	interasse delle pinne;
i_{sw}	impulso specifico dell'onda d'urto;
k	costante generica; fattore moltiplicativo della funzione di rischio di Weibull; modulo a taglio;
k_b	coefficiente che dipende dalla distribuzione delle tensioni sul bordo;
k_{ed}	fattore di riduzione della resistenza a trazione del vetro ricotto per effetto bordo;
k_{ed}'	fattore di riduzione della resistenza a trazione del vetro presollecitato per effetto bordo;
k_i	rigidezza dell' i -esima molla; coefficiente generico;
k_l	coefficiente per il calcolo della tensione massima;
k_{mod}	fattore di riduzione della resistenza a trazione del vetro per effetto della durata dei carichi;
$k_{mod,\tau}$	fattore di riduzione della resistenza a trazione del vetro per effetto di un carico di durata τ ;
k_r	coefficiente per la descrizione del profilo medio del vento;
k_{sf}	fattore di riduzione della res. a trazione del vetro per effetto di trattamenti superficiali;
k_v	fattore riduttivo dell'incremento di resistenza a trazione del vetro prodotto mediante un trattamento di presollecitazione;
k_σ	coefficiente di stabilità (per pannelli compressi);
k_τ	coefficiente di stabilità (per pannelli soggetti a taglio nel piano);
k_∞	modulo a taglio dell'elemento elastico (modello di Wiechert);
l	lunghezza o luce di un elemento generico;
l^*	lunghezza caratteristica dei frammenti;
l_b	lunghezza del bordo soggetto a trazione;
l_p	lunghezza della pinna;
m	modulo della statistica di Weibull;
m^*	modulo della statistica di Weibull che corrisponde a rottura istantanea (ambiente cosiddetto "inerte");
m_{ed}	modulo della statistica di Weibull, riferito alla resistenza al bordo;
m_L	resistenza di riferimento nella statistica di Weibull per rottura sotto carico costante;
p	pressione del vento; probabilità;
p^*	carico uniforme normalizzato;
p_0	pressione dell'aria presente nell'ambiente;
$p_{C;0}$	parametro che regola la velocità propagazione di frattura nel vetro; periodo di ritorno;
$p_{C;0}$	pressione isocora generata da una variazione di temperatura e/o pressione nel vetro-camera;
$p_{H;0}$	pressione isocora nel vetro-camera;

p_i	pressione interna nel vetro-camera;
p_p	pressione atmosferica nel luogo di produzione del vetro-camera;
p_r	valore della pressione di picco dell'onda d'urto riflessa;
p_{stag}	<i>stagnation pressure</i> ;
p_{sw}	sovrapressione statica di picco sul fronte d'onda;
p_w	pressione del vento;
$p_{w,10\ min}$	pressione del vento mediata su un intervallo di 10 minuti;
$p_{w,10}$	pressione del vento riferita ad un tempo di ritorno di 10 anni;
$p_{w,3\ sec}$	pressione del vento riferita alla raffica di durata di 3 secondi;
$p_{w,50}$	pressione del vento riferita ad un tempo di ritorno di 50 anni;
q_a	fattore di struttura;
q_k	carichi variabili uniformemente distribuiti;
q_s	valore del carico neve;
q_{sk}	valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo (periodo di ritorno 50 anni);
q_{sn}	valore del carico neve per un periodo di ritorno n anni;
q_{sw}	massima pressione dinamica di un'onda d'urto;
q_w	pressione cinetica del vento;
$q_{w,10\ min}$	pressione cinetica del vento mediata su un intervallo di 10 minuti;
$q_{w,3\ sec}$	pressione cinetica del vento riferita alla raffica di durata di 3 secondi;
$q_{w,\tau}$	pressione cinetica del vento mediata su un tempo τ ;
r	rapporto tra le componenti principali di tensione σ_1 e σ_2 ;
r_a	resistenza termica dell'intercapedine (vetro camera);
s	spessore dell'elemento;
s_a	spessore dell'adesivo;
t	variabile tempo; spessore
t^*	tempo ridotto;
t_0	istante in cui inizia la propagazione della cricca;
t_1, t_2	istanti generici;
t_a	1) istante in cui arriva l'onda di pressione di una <i>blast wave</i> ; 2) spessore dell'adesivo
t_f	tempo in cui il vetro arriva a rottura a causa dell'accrescimento della cricca;
t_L	tempo limite che corrisponde alla rottura del vetro nel caso di carico costante;
v_0	velocità di riferimento di propagazione delle fessure nel vetro;
v_{b50}	velocità di base di riferimento del vento, associata a un periodo di ritorno di 50 anni;
v_m	velocità media del vento;
v_p	velocità di picco del vento;
v_r	velocità di riferimento del vento;
v_{so}	velocità del suono nell'aria alla pressione p_0 ;
w	deflessione;
w_i	deflessione causata, nel punto di verifica, dall'azione i -esima;
w_{lim}	valore limite di deflessione;
z	coordinata di riferimento ortogonale al piano della lastra; altezza sul livello del suolo;
z_0	lunghezza di rugosità.

Lettere greche maiuscole

Δ	variazione, differenza;
Γ	coefficiente di trasferimento del taglio (modello di Wölfel-Bennison);
Γ_b	coefficiente di trasferimento del taglio per lo studio dell'instabilità dell'equilibrio;
Φ	parametro per il calcolo delle coefficiente di riduzione nei problemi di stabilità;

ψ	angolo fra la proiezione della normale alla cricca la direzione di σ_1 ; coefficiente dimensionale che dipende dalle condizioni di carico e vincolo, per il calcolo del vetro stratificato con il modello Enhanced Effective Thickness;
$\psi_{0,j}$	coefficienti di combinazione dei carichi;
$\psi_{2,j}$	coefficienti di combinazione dei carichi, per la combinazione di azione sismica con altre azioni.

Lettere greche minuscole

α	coefficiente di dilatazione termica; angolo generico;
α^*	fattore di imperfezione nei problemi di stabilità dell'equilibrio;
α_0	parametro per la definizione del carico che produce instabilità dell'equilibrio;
α_c	coefficiente di dilatazione lineare del telaio;
α_E, α_R	coefficienti associati ai valori di progetto da considerare per ottenere una determinata probabilità di collasso;
α_i, α_e	coefficienti di assorbimento energetico solare del vetro interno ed esterno (vetrocamera);
α_v	coefficiente di dilatazione lineare del vetro;
β	indice di affidabilità, ovvero il parametro che misura la distanza del limite di sicurezza dalla media della funzione di prestazione; parametro generico;
β_1	indice di affidabilità per il periodo di riferimento di 1 anni;
β_{50}	indice di affidabilità per il periodo di riferimento di 50 anni;
γ	deformazione di scorrimento; peso specifico;
γ_f	tensione tangenziale al limite elastico;
γ_F	coefficiente parziale generico delle azioni;
γ_G	coefficiente parziale delle azioni permanenti;
γ_{G1}	coefficiente parziale per il peso proprio;
γ_{G2}	coefficiente parziale per i permanenti portati;
γ_M	coefficiente parziale delle resistenza del vetro ricotto;
$\gamma_{M;v}$	coefficiente parziale delle resistenza del vetro presolleccitato;
γ_{PVB}	peso specifico del PVB;
γ_v	peso specifico del vetro;
$\gamma_Q, \gamma_{Q,i}$	coefficiente parziale per le azioni variabili;
δ_i	rapporto di rigidezza fra le lastre nel vetro-camera;
δ_{ij}	delta di Kronecker;
ε	deformazione;
ε_{el}	deformazione elastica;
ε_{ij}	componenti del tensore di deformazione;
ε_{vi}	deformazione dovuta allo smorzatore nell' i -esimo elemento di Maxwell;
η	coefficiente generico di trasferimento del taglio (modello Enhanced Effective thickness); viscosità;
η_{1D}	coefficiente di trasferimento del taglio (modello Enhanced Effective thickness) per il caso di trave stratificata;
$\eta_{1D;2}$	coefficiente di trasferimento del taglio (modello Enhanced Effective thickness) per il caso di trave stratificata composta da due strati di vetro;
$\eta_{1D;3}$	coefficiente di trasferimento del taglio (modello Enhanced Effective thickness) per il caso di trave stratificata composta da tre strati di vetro;

$\eta_{1D:N}$	coefficiente di trasferimento del taglio (modello Enhanced Effective Thickness) per il caso di trave stratificata composta da N strati di vetro;
η_{2D}	coefficiente di trasferimento del taglio (modello Enhanced Effective Thickness) per il caso di lastra stratificata;
η_i	viscosità dell' i -esimo smorzatore;
θ	primo invariante del tensore di deformazione;
θ_e	temperatura del vetro esterno (vetro camera);
θ_i	temperatura del vetro interno (vetro camera);
κ	parametro dipendente dalla superficie d'influenza nella distribuzione dei carichi antropici;
λ	coefficiente di conducibilità termica; rapporto di forma (rapporto tra le dimensioni di una lastra di vetro);
λ^*	lunghezza caratteristica di perdita di adesione vetro-polimero;
$\bar{\lambda}$	snellezza normalizzata dell'elemento compresso;
$\bar{\lambda}_{LT}$	snellezza normalizzata per elemento inflesso;
λ_c	lunghezza caratteristica di perdita di adesione vetro-polimero;
λ_f	fattore di forma nelle piastre;
λ_{gA}	fattore riduttivo della tensione resistente, che considera l'area sottoposta alla massima tensione sollecitante;
$\lambda_{gA_{test \rightarrow kA}}^{(aria+stagno)/2}$	fattore che consente di riscaldare il valore della resistenza ottenuto secondo le modalità di prova su un'area $A_{eff.test}$, rispetto all'area efficace del caso di studio;
λ_{gl}	fattore riduttivo della tensione resistente per le sollecitazioni sul bordo;
$\lambda_{g_{ltest \rightarrow l}}$	fattore che consente di riscaldare il valore della resistenza ottenuto secondo le modalità di prova, rispetto alla lunghezza efficace del caso di studio;
λ_m	parametro caratteristico del materiale (formulazione di Arruda-Boyce);
λ_p	valore atteso per la durata della componente permanente dei carichi antropici;
λ_q	valore atteso per la durata della componente discontinua dei carichi antropici;
μ	parametro caratteristico del materiale (formulazione di Arruda-Boyce);
μ_E	media degli effetti delle azioni;
μ_G	media della funzione di prestazione;
μ_i	coefficiente di forma della copertura;
μ_p	valor medio della componente permanente dei carichi antropici;
μ_q	valor medio della componente discontinua dei carichi;
μ_R	media delle resistenze;
ν	coefficiente di Poisson;
ν_p	coefficiente di Poisson nel polimero del vetro stratificato;
ρ	densità del vetro o densità generica;
ρ_a	densità dell'aria;
σ	tensione;
σ_∞	tensioni ammissibile a trazione del silicone per carichi di lunga durata;
σ_\perp	sfuerzo di trazione medio ortogonale alla cricca;
σ_0	resistenza di riferimento nella statistica di Weibull;
σ_{0ed}	resistenza di riferimento nella statistica di Weibull, riferito alla resistenza al bordo;
σ_{0L}	resistenza di riferimento nella statistica di Weibull per rottura sotto carico costante;
σ_0^*	resistenza di riferimento nella statistica di Weibull che corrisponde a rottura istantanea (ambiente cosiddetto "inerte");
σ^i	tensione causata, nel punto di verifica, dall'azione i -esima;
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	componenti principali di tensione;

σ_{des}	tensione ammissibile a trazione del silicone per carichi di breve durata;
σ_{eqbiax}	sforzo equibiassiale;
σ_E	scarto quadratico medio degli effetti delle azioni;
σ_f	aumento della compressione superficiale dovuta alla presollecitazione (tempera);
σ_{f0}	resistenza meccanica iniziale;
σ_g	tensione di trazione agente in direzione normale al piano di giacitura della cricca
σ_G	scarto quadratico medio della funzione di prestazione;
σ_{Ic}	valore critico dello sforzo macroscopico che produce apertura di fessura in modo I;
σ_{Ic_eq}	valore equivalente di σ_{Ic} ;
σ_L	tensione limite che porta alla rottura del vetro, nel caso di carico costante;
$\sigma_{max,INTi}$	nel vetro stratificato, tensione massima di trazione agenti all'interfaccia tra una delle lastre di vetro e l'intercalare polimerico;
$\sigma_{max,q}$	tensione massima di trazione data dal carico q ;
σ_p	tensione dovuta alla presollecitazione (tempera);
σ_{perm}	scarto quadratico medio della componente permanente dei carichi antropici;
σ_q	scarto quadratico medio della componente variabile dei carichi antropici;
σ_R	scarto quadratico medio delle resistenze;
σ_t	tensione generata a causa della differenza di temperatura;
σ_{uniax}	sforzo monoassiale;
$\sigma_{U,p}$	deviazione standard della distribuzione del carico antropico "permanente" sulla superficie;
$\sigma_{U,q}$	deviazione standard della distribuzione del carico antropico "variabile" sulla superficie;
σ_V	deviazione standard dell'intensità media dei carichi antropici;
τ	intervallo o istante di tempo generico, o tensione tangenziale generica;
τ_{∞}	tensioni ammissibile a taglio del silicone per carichi di lunga durata;
τ_{des}	tensione ammissibile a taglio del silicone per carichi di breve durata;
τ_e	coefficiente di trasmissione energetica solare;
τ_f	tensione tangenziale ultima; tensione tangenziale al limite elastico;
$\tau_{g;d}$	tensione tangenziale di progetto nel materiale;
$\tau_{g;k}$	resistenza tangenziale caratteristica del materiale;
τ_i	tempo caratteristico di rilassamento dell' i -esimo elemento di Maxwell;
τ_k	k -esimo tempo di rilassamento per un materiale viscoso;
τ_L	intervallo temporale di riferimento;
φ	fattore di ripartizione delle azioni nel vetro-camera; latitudine;
χ	curvatura; coefficiente di riduzione per carico critico Euleriano;
χ_{LT}	coefficiente di riduzione per la stabilità flessione-torsionale;
ω	frequenza;
ω_c	frequenza delle oscillazioni libere.

2 PROPRIETÀ MECCANICHE DEL VETRO E DEI MATERIALI COMUNEMENTE USATI IN COMPOSIZIONE CON IL VETRO

La caratterizzazione delle proprietà meccaniche del vetro presenta molte peculiarità rispetto ai materiali da costruzione più tradizionali perché si basa sull'interpretazione dei risultati sperimentali tramite l'utilizzo di modelli basati sulla meccanica della frattura. I materiali usati in composizione con il vetro sono essenzialmente a base polimerica, per i quali la componente viscoplastica della deformazione è preponderante rispetto a quella elastica. In questo capitolo si definiscono gli aspetti generali per la caratterizzazione delle grandezze meccaniche di interesse per il vetro e i materiali associati, mentre si rimanda al capitolo 5 per la definizione delle valori nominali e caratteristici da utilizzare nelle verifiche strutturali.

Si ricorda che tutti i materiali devono, in ogni caso, essere conformi alle rispettive norme di prodotto europee e nazionali. In questo capitolo si tratta in modo specifico delle procedure per valutare, su base statistica, le resistenze dei materiali in ottemperanza ai principi generali stabiliti dall'EN1990, a supporto di una corretta progettazione ed impiego degli elementi strutturali di vetro per un'opera di costruzione. Queste serviranno per definire opportuni coefficienti per le verifiche strutturali, calibrati in modo tale da soddisfare le prestazioni attese in termini di sicurezza e affidabilità così come stabilite dalle normative europee e nazionali.

2.1 Proprietà del vetro

Il vetro è un materiale meccanicamente omogeneo e isotropo, il cui comportamento è elastico-lineare sino alla rottura, sia a trazione sia a compressione. La resistenza meccanica del vetro a compressione è, in genere, molto superiore rispetto alla resistenza meccanica a trazione. Nel vetro sodocalcico è dell'ordine di 1000 N/mm^2 ; tale valore è di incerta misurazione perché il contatto non uniforme tra superfici del provino e piastre di prova induce concentrazioni di sforzi che forniscono valori della tensione di rottura molto dispersi [CEN/TC129/WG8, 2006]. Questo capitolo tratta della resistenza a trazione del vetro, che in genere è la proprietà determinante nella progettazione. Per quelle particolari applicazioni strutturali nelle quali la resistenza a compressione deve essere considerata in modo specifico [Royer & Silvestri, 2007], il progettista dovrà condurre una idonea indagine sperimentale.

La resistenza a trazione del vetro risulta pressoché indipendente dalla composizione chimica, ma è influenzata dalle condizioni igrometriche dell'ambiente e dipende inoltre da amplificatori di tensione (microdifetti) presenti generalmente sulla superficie in seguito al processo di formatura e alle successive lavorazioni. Pertanto, la resistenza meccanica del vetro deve essere valutata alla luce di un modello di Meccanica della Frattura; modelli della resistenza a trazione del vetro sono reperibili nella letteratura scientifica (Load Duration Theory [Brown, 1972], Crack Growth Model [Evans, 1974], Glass Failure Prediction Model [Beason, 1980]). Tutti questi considerano che la rottura a trazione sia associata alla propagazione di una cricca preesistente, propagazione che risulta influenzata del tempo di applicazione del carico.

Le presenti Istruzioni considerano il *Crack Growth Model* proposto in [Evans, 1974], modificandolo però in modo tale da tener conto che esiste un limite del fattore di intensificazione degli sforzi nella cricca al di sotto del quale questa non si accresce [Fischer-Cripps & Collins *et al.*, 1995].

2.1.1 Proprietà fisiche

I *prodotti da costruzione* di vetro possono differire tra loro per composizione (vetro sodocalcico, borosilicato, vetro ceramica, etc.), formatura (*float*, tirato, etc.), geometria (piano, curvo, etc.), lavo-

razioni (ricottura, tempera, etc.) e finiture (molatura, applicazione *coating*, etc.). Variazioni nella composizione chimica del vetro permettono di ottenere una gamma di prodotti aventi le proprietà fisiche e meccaniche che meglio si adattano ad una data applicazione. A titolo di confronto, nella Tabella 2.1, sono riportati i valori di riferimento delle proprietà fisiche dei vetri sodo-calcici utilizzati nelle costruzioni e di quelli borosilicati. Per la definizione più precisa delle principali caratteristiche dei diversi vetri si rimanda alle relative norme di prodotto ed, in ogni caso, a quanto dichiarato dal produttore.

Tabella 2.1. Principali proprietà fisiche del vetro sodo-calcico e borosilicato.

Proprietà	Simbolo	Unità di misura	Valore
Densità	ρ	[kg/m ³]	2250 ÷ 2750
Modulo di Young	E	[MPa]	63000 ÷ 77000
Coefficiente di Poisson	ν	[-]	0.20 ÷ 0.24
Coefficiente di dilatazione termica	α	[$\mu\text{m}/(\text{m K})$]	3.1 ÷ 6 ⁽¹⁾ 9 ⁽²⁾
Calore specifico	C_p	[J/(kg K)]	720 ⁽¹⁾ 800 ⁽²⁾
Coefficiente di conducibilità termica	λ	[W/(m K)]	0.9 ÷ 1
Tenacità – valore critico del fattore di intensificazione degli sforzi (in modo I)	K_{IC}	[MPa m ^{1/2}]	0.75
Temperatura di transizione		[°C]	530
Massima temperatura di servizio		[°C]	280
⁽¹⁾ vetro borosilicato			
⁽²⁾ vetro silicato sodo-calcico			

Nel seguito, tranne quando diversamente specificato, col termine vetro si farà sempre riferimento al solo vetro di silicato sodo-calcico *float* secondo EN 572-9.

2.1.1.1 Meccanismi che regolano la resistenza a trazione del vetro

La resistenza a trazione del materiale si misura in genere sul vetro ricotto per poter prescindere da eventuali autotensioni. Il modello utilizzato è di solito quello classico della Meccanica della Frattura Elastica Lineare, per cui il parametro di riferimento risulta essere il fattore di intensificazione degli sforzi K . Dato che le dimensioni delle cricche pre-esistenti sono in genere molto più piccole dello spessore della lastra, il fattore K può essere ricavato dal problema elastico di un semispazio infinito e soggetto ad uno stato di sforzo biassiale, con una cricca *penny-shaped* che può essere in prima approssimazione ritenuta semiellittica (Figura 2.1).

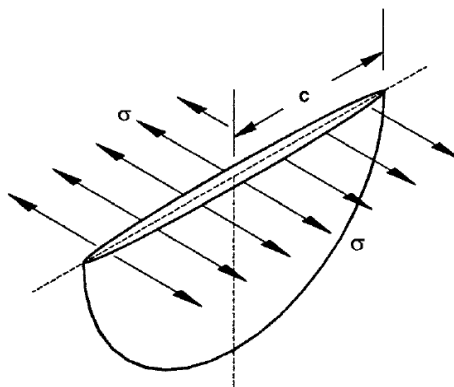
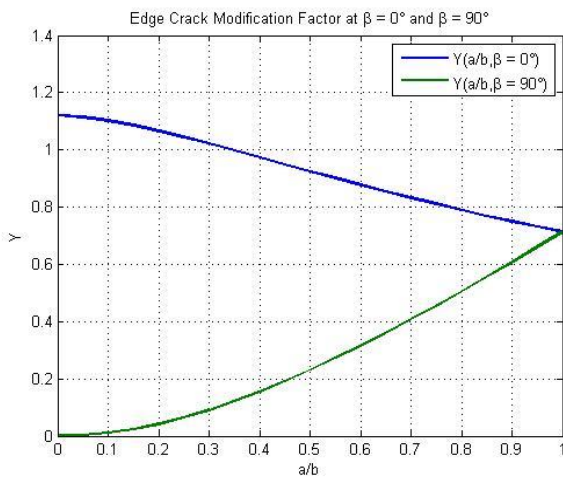


Figura 2.1. Schematizzazione della cricca superficiale semiellittica

La rottura del vetro è quasi esclusivamente causata dalla propagazione della frattura in modo I, essendo trascurabili i contributi relativi ai modi II e III [Brückner *et al.*, 1996]. Per la cricca semiellittica superficiale, il fattore K_I di intensificazione degli sforzi in modo I è dato da

$$K_I = \sigma_g Y \sqrt{\pi c}, \quad (2.1)$$

dove σ_g è la tensione di trazione agente in direzione normale al piano di giacitura della cricca, c è la lunghezza del più piccolo dei due semiassi dell'ellisse, mentre Y è un coefficiente adimensionale che tiene conto della forma geometrica del fronte di cricca, ricavabile dal grafico della Figura 2.2(a) in funzione del rapporto tra le dimensioni della cricca.



(a)

(b)

Figura 2.2. (a) Fattore di modificazione Y della cricca semiellittica, nella direzione dell'asse minore ($\beta = 0^\circ$) e dell'asse maggiore ($\beta = 90^\circ$), in funzione del rapporto a/b tra le dimensioni della cricca nelle due direzioni; (b) Specchio di frattura di una lastra rotta tramite prova di flessione su 4 punti.

Dato che il fattore di amplificazione dello sforzo risulta più alto lungo l'asse minore che lungo quello maggiore [Lawn & Wilshaw, 1975], si può dimostrare che le fessure inizialmente ellittiche tendono ad evolvere verso una frattura circolare. A titolo di esempio, la Figura 2.2b mostra la tipica forma semicircolare di una cricca in fase avanzata di propagazione, innescata da una cricca inizialmente di forma grossolanamente semiellittica. Pertanto, nel processo di propagazione si può ritenere che la cricca superficiale sia semicircolare e quindi utilizzare un fattore di modificazione $Y = 2.24/\pi$ nella (2.1).

E' stato dimostrato che le cricche possono accrescersi nel tempo se soggette ad un carico adeguato. La velocità di accrescimento risulta funzione del fattore di intensificazione degli sforzi K_I e delle condizioni ambientali (Figura 2.3). Sono stati individuati due valori limite di K_I che descrivono la modalità di propagazione della cricca: il valore di soglia, K_{I0} , dipendente dalle condizioni ambientali, al di sotto del quale non vi è propagazione; il valore critico, K_{IC} , caratteristico del materiale, al di sopra del quale l'accrescimento è indipendente dalle condizioni ambientali e avviene a velocità tali da determinare la rottura pressoché istantanea. I valori intermedi del fattore di amplificazione degli sforzi definiscono l'intervallo di accrescimento sub-critico della frattura, che porta alla rottura differita nel tempo. Tale fenomeno è chiamato *fatica statica*.

Il valore critico K_{IC} è definito convenzionalmente come quel valore di K_I per il quale la frattura raggiunge la velocità di propagazione di 1 mm/s. Tale soglia segna il passaggio ad una fase nella quale si determina una drastica accelerazione, con la velocità di propagazione che passa rapidamente da 1 mm/s sino a circa 1500 m/s. Per il vetro di silicato sodio-calcico (vetro *float* secondo UNI EN 572-

2), si può assumere $K_{IC} = 0.75 \text{ MPa m}^{1/2}$. Tale valore può essere utilizzato anche per il vetro borosilicato.

Fissate le condizioni ambientali, il valore di soglia K_{I0} , è il più alto K_I per il quale la cricca non propaga. Come ordine di grandezza si può assumere per il vetro silicato-sodo-calcico $K_{I0} = 0.25 \div 0.30 \text{ MPa m}^{1/2}$ [Shand, 1961; Wiederhorn & Bolz, 1970; Wan *et al.*, 1961], mentre $K_{I0} = 0.32 \text{ MPa m}^{1/2}$ per il vetro borosilicato.

In conclusione, quando $K_I \leq K_{I0}$ non si ha rottura qualunque sia la durata del carico; quando $K_{I0} < K_I < K_{IC}$ si ha rottura differita nel tempo; quando $K_I \geq K_{IC}$, si ha la rottura istantanea. La resistenza a trazione del vetro è quindi definita da K_{IC} , che dipende solo dal tipo di vetro, e il valore di K_{I0} , che dipende dal tipo di vetro e dalle condizioni igrometriche ambientali. Lo stato tensionale nel vetro e la dimensione iniziale della cricca definiscono invece K_I secondo la (2.1).

Il problema maggiore consiste nella valutazione delle dimensioni caratteristiche delle cricche iniziali difficilmente determinabili con indagini al microscopio. Si preferisce di solito utilizzare una valutazione indiretta, basata su un modello di accrescimento della fessura tarato sulla base di prove sperimentali macroscopiche.

Le prove di flessione vengono effettuate secondo UNI EN 1288-1/2001 in condizione di umidità relativa del $40 \div 70 \%$ e ad una temperatura di $23 \pm 5^\circ\text{C}$, per una velocità di accrescimento del carico tale da provocare un incremento della tensione pari a 2 MPa/s . Il valore della tensione che caratterizza la rottura, indicato con f_g , rappresenta il valore della resistenza a trazione del vetro. Tale valore, tuttavia, non può essere utilizzato nella progettazione strutturale, poiché dipende dalle particolari condizioni di prova; esso deve pertanto essere opportunamente riscaldato in funzione delle condizioni reali di esercizio dell'opera, ovvero del tempo di applicazione del carico t e delle condizioni di umidità relativa.

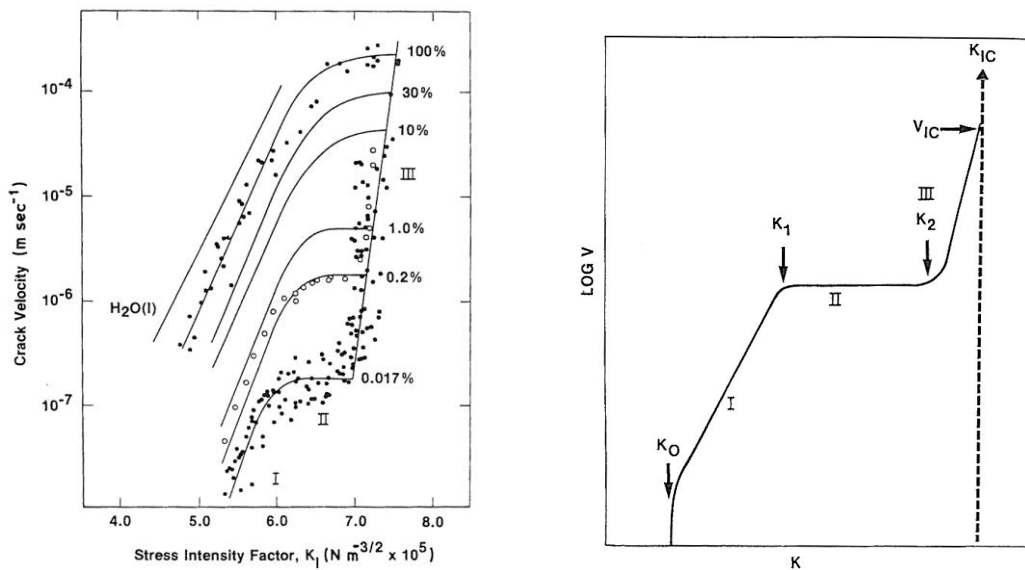


Figura 2.3. Velocità di accrescimento della cricca in funzione del fattore di intensificazione degli sforzi.

Il passaggio dalla resistenza a trazione misurata in laboratorio alla resistenza a trazione dell'elemento in esame viene effettuato sulla base di un modello di meccanica della frattura lineare elastica, definendo la relazione tra la velocità di propagazione della cricca e il fattore di intensificazione degli sforzi. Riferendosi al secondo grafico della Figura 2.3, per la valutazione della sicurezza nelle opere (di costruzione) il ramo più significativo è senz'altro quello indicato con l'etichetta I, al quale corrisponde una velocità di propagazione inferiore a 10^{-4} m/s .

Wiederhorn ha proposto una relazione di tipo esponenziale per correlare la velocità di accrescimento della frattura con il fattore di amplificazione degli sforzi K_I [Wiederhorn, 1969]. Evans [Evans,

1972] ha poi confermato che i dati sperimentali di Wiederhorn possono essere ben interpretati con una relazione (attualmente la più utilizzata) del tipo

$$\frac{dc}{dt} = A \cdot K_I^n = v_0 \cdot \left(\frac{K_I}{K_{IC}} \right)^n = v_0 \cdot \left(\frac{\sigma_g \cdot Y \cdot \sqrt{\pi \cdot c}}{K_{IC}} \right)^n, \quad (2.2)$$

dove c è il raggio della cricca, supposta semicircolare, mentre v_0 e n sono costanti che dipendono dal tipo di vetro e dall'ambiente. Si noti che v_0 [m/s] rappresenta un valore convenzionale di propagazione sub-critica della frattura, in quanto rappresenta la velocità di accrescimento che raggiungerebbe la frattura se si propagasse fino al K_{IC} con la legge esponenziale (2.2).

Per il vetro sodio-calcico, come ordine di grandezza, si ha $n = 12 \div 16$ a seconda delle condizioni ambientali di umidità: per umidità relativa pari al 100 % si può assumere $n = 16$, mentre valori minori si hanno per umidità inferiori. In queste istruzioni, a favore della sicurezza, si assume $n = 16$ qualunque sia la condizione termoigrometrica ambientale. Per quanto riguarda la velocità v_0 , questa può variare da 30 $\mu\text{m/s}$ in aria secca (umidità relativa 0.2 %) a 0.02 m/s in acqua. A favore della sicurezza, ci si riferisce alla condizione realisticamente più severa assumendo $v_0 = 0.0025$ m/s per qualunque condizione [Porter & Houlsby, 1999].

Nei vetri borosilicati, si ha invece $n = 27 \div 40$. Un valore ragionevolmente cautelativo è $n = 37.2$ [Sglavo *et al.*, 2002b]. Grafici sperimentali relativi a vari tipi di vetro sono riportati nella Figura 2.4.

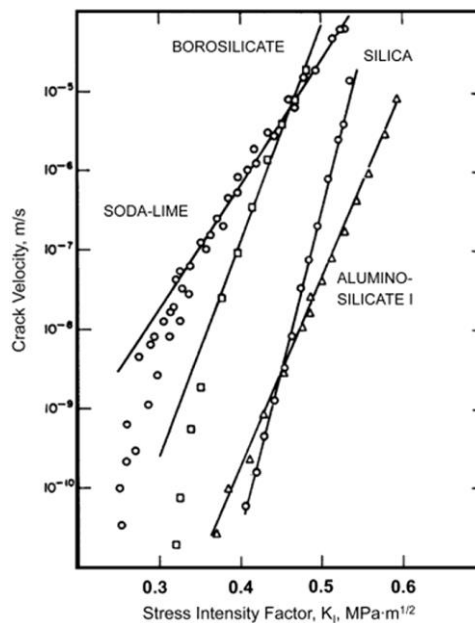


Figura 2.4. Velocità di accrescimento della cricca per vari tipi di vetro.

Tramite la relazione (2.2), si può interpretare la prova standard di laboratorio con la quale si è ricavato f_g risalendo, *a posteriori*, alla dimensione iniziale c_i della cricca semi-circolare, ovvero a quella cricca iniziale che determina la rottura del vetro alla tensione nominale pari a f_g con velocità $d\sigma/dt = \dot{\sigma} = 2$ MPa/s (cricca semi-circolare equivalente).

Al momento della rottura, la dimensione della cricca c_c è quella che corrisponde ad un fattore di intensificazione degli sforzi K_{IC} secondo la (2.1), ovvero

$$c_c = \left(\frac{K_{IC}}{Y \cdot f_g \cdot \sqrt{\pi}} \right)^2. \quad (2.3)$$

Integrando la (2.2) per una lunghezza di cricca che varia dal valore iniziale c_i al valore finale c_c , si ha che il vetro arriva a rottura in un tempo t_f nel quale la tensione di trazione nominale cresce linearmente dal valore 0 sino al valore f_g . Si ha quindi

$$\int_{c_i}^{c_c} c^{\frac{n}{2}} \cdot dc = \int_0^{t_f} v_0 \cdot \left(\frac{\sigma(t) \cdot Y \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^n dt = \int_0^{t_f} v_0 \cdot \left(\frac{\dot{\sigma} \cdot t \cdot Y \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^n dt, \quad (2.4)$$

dove $t_f = f_g / \dot{\sigma}$.

Occorre notare che l'equazione (2.4) trascura l'effetto della soglia di fatica statica, ossia suppone che anche per K_I inferiore a K_{I0} si abbia accrescimento della cricca. Per tenere conto che per $K_I < K_{I0}$ la fessura non propaga, l'integrazione dovrebbe partire dall'istante t_0 in cui la tensione raggiunge il livello per il quale, con la lunghezza iniziale di cricca c_i , si ha $K_I = K_{I0}$. Tenendo conto di questo effetto l'integrazione della (2.4) non potrebbe essere condotta in forma chiusa in quanto t_0 non è esplicitamente noto, ma l'errore commesso è marginale e comunque a favore della sicurezza. Nel seguito si farà quindi questa approssimazione, ma allorquando si richiede una precisione superiore, si può comunque tenere conto del limite K_{I0} con un procedimento iterativo. In questa circostanza, stimata una c_i di primo tentativo, si ricava il tempo t_0 necessario a raggiungere una combinazione lunghezza della cricca - tensione agente per la quale $K_I = K_{I0}$; si inserisce tale valore come primo istante di integrazione nella (2.4) e si trova quindi un secondo valore di c_i ; si ripete il procedimento finché il valore di c_i converge con una tolleranza fissata. Naturalmente la (2.4) trascura anche gli effetti dinamici del caricamento, ma tale effetto è difficile da valutare e, in genere, non significativo.

Assunti costanti i parametri v_0 ed n , la (2.4) può essere integrata in forma chiusa ottenendo

$$\frac{2}{n-2} \cdot \left(c_i^{\frac{2-n}{2}} - c_c^{\frac{2-n}{2}} \right) = \frac{v_0}{n+1} \cdot \left(\frac{Y \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^n \cdot f_g^n \cdot t_f = \frac{v_0}{n+1} \cdot \left(\frac{Y \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^n \cdot \frac{f_g^{n+1}}{\dot{\sigma}}. \quad (2.5)$$

Dato che l'esponente n è piuttosto elevato (16 per i vetri sodo-calci e ancor più grande per i vetri borosilicati), se $c_i/c_c < 0.5$ il termine contenente c_c al primo membro della (2.5) può essere trascurato rispetto al corrispettivo con c_i (errore $< 1\%$ per $n = 16$ e $c_i/c_c = 0.5$). Questa approssimazione è in generale lecita in questa fase perché, data la bassa velocità di carico della prova standard, la dimensione critica (finale) della cricca c_c risulta essere sensibilmente maggiore della dimensione iniziale della cricca c_i (si dà tempo alla cricca di accrescersi); tuttavia ci sono casi per cui il rapporto c_i/c_c tende a 1 e di conseguenza l'approssimazione di cui sopra non è più accettabile. In queste Istruzioni, al contrario della prassi comune, non si assume questa approssimazione.

Nella prova standard si ha il 40 ÷ 70 % di umidità relativa a cui corrisponde, per un vetro sodo-calci, $v_0 = 0.0013$ m/s e $n = 16$. Dalla (2.5) si ottiene quindi immediatamente il valore c_i nella forma

$$c_i = \left[\frac{n-2}{2} \cdot \frac{v_0}{n+1} \cdot \left(\frac{Y \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^n \cdot \frac{f_g^{n+1}}{\dot{\sigma}} + \left(\frac{Y \cdot f_g \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^{n-2} \right]^{\frac{2}{2-n}}. \quad (2.6)$$

Una volta ricavato c_i con il modello appena descritto, si può ottenere la tensione di rottura per storie e condizioni di carico diverse da quelle della prova standard. Infatti, noto c_i e fissata la storia di carico, dati n e v_0 in funzione del tipo di vetro e delle condizioni igrometriche, risolvendo l'equazione differenziale (2.2) si ricava l'andamento dell'accrescimento della cricca nel tempo e l'istante di rottura quando K_I raggiunge il valore critico K_{IC} .

Un caso di sicuro interesse è quello di carico costante, per il quale si può determinare il tempo limite t_L che corrisponde alla rottura del vetro. Trascurando eventuali effetti dinamici e regimi transitori, supponendo che le condizioni igrometriche non varino nel tempo t_L , così che anche v_0 ed n rimangano costanti, il modello permette di ricavare la tensione limite σ_L che, costantemente applicata per la durata t_L nelle condizioni di umidità considerate, determina la rottura del vetro in esame. Dalla (2.4) si ricava, trascurando ancora il transitorio, l'equazione integrale

$$\int_{c_i}^{c_{cL}} c^{-\frac{n}{2}} \cdot dc = \int_0^{t_L} v_0 \cdot \left(\frac{Y \cdot \sigma_L \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^n dt, \quad (2.7)$$

dove la dimensione limite di cricca critica c_{cL} è definita con un'espressione analoga alla (2.3), ove f_g sia sostituito con σ_L . Integrando, si ricava

$$\frac{2}{n-2} \cdot \left(c_i^{\frac{2-n}{2}} - c_{cL}^{\frac{2-n}{2}} \right) = v_0 \cdot \left(\frac{Y \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^n \cdot \sigma_L^n \cdot t_L. \quad (2.8)$$

Dato l'alto valore dell'esponente n , questa espressione mostra che la durata di applicazione del carico riveste un ruolo primario nella resistenza del materiale. Sviluppando, si ottiene:

$$\sigma_L^n \cdot t_L = \frac{\frac{2}{n-2} \cdot \left(c_i^{\frac{2-n}{2}} - c_{cL}^{\frac{2-n}{2}} \right)}{v_0 \cdot \left(\frac{Y \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^n} = \frac{\frac{2}{n-2} \cdot c_i^{\frac{2-n}{2}} \cdot \left[1 - \left(\frac{c_i}{c_{cL}} \right)^{\frac{n-2}{2}} \right]}{v_0 \cdot \left(\frac{Y \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^n}, \quad (2.9)$$

la quale fornisce il dominio di interazione ultimo della tensione applicata e del tempo di applicazione. Tale espressione ha ovviamente validità solo quando σ_L sia compresa nell'intervallo

$$K_{I0} / \left(Y \sqrt{\pi \cdot c_i} \right) < \sigma_L < K_{IC} / \left(Y \sqrt{\pi \cdot c_i} \right). \quad (2.10)$$

In conclusione, fissata la tensione costante agente σ_L la (2.9) fornisce direttamente il tempo t_L necessario per ottenere la rottura. Viceversa, fissata la durata del carico t_L , σ_L può essere trovata con un semplice processo iterativo dato che c_{cL} dipende anch'essa dall'incognita σ_L .

Il modello esposto permette quindi di passare dalla resistenza a trazione f_g misurata in laboratorio al valore corrispondente alla durata del carico e alle condizioni ambientali della situazione in esame. Naturalmente, questo presuppone che il vetro in esercizio abbia la stessa difettosità del vetro provato in laboratorio. Purtroppo, come già detto, il vetro subisce notevoli lavorazioni prima della sua posa in opera, lavorazioni che incrementano in genere la difettosità e di cui occorre tenere conto con opportuni coefficienti.

Per processi di carico molto brevi (millesimi di secondo), l'accrescimento della cricca sotto carico è inapprezzabile e la fatica statica può essere ignorata. In tal caso σ_L può essere ricavato direttamente dalla (2.1) nella forma

$$\sigma_L = \frac{K_{IC}}{Y \cdot \sqrt{\pi} \cdot c_i} \quad (2.11)$$

Se $t_L > 0.01$ s, poiché c_{cL} è apprezzabilmente maggiore di c_i , si può trascurare nella (2.9) il termine in c_i/c_{cL} , ottenendo

$$\sigma_L^n \cdot t_L = \frac{\frac{2}{n-2} \cdot c_i^{\frac{2-n}{2}} \cdot \left[1 - \left(\frac{c_i}{c_{cL}} \right)^{\frac{n-2}{2}} \right]}{v_0 \cdot \left(\frac{Y \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^n} \cong \frac{\frac{2}{n-2} \cdot c_i^{\frac{2-n}{2}}}{v_0 \cdot \left(\frac{Y \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^n} \Rightarrow \sigma_L \cong \frac{K_{IC}}{Y \cdot \sqrt{\pi}} \left[\frac{2}{n-2} \frac{c_i^{\frac{2-n}{2}}}{v_0} \right]^{\frac{1}{n}} t_L^{-\frac{1}{n}} \quad (2.12)$$

Per $t_L = 0.01$ s, usare la (2.12) in luogo della (2.9) comporta un errore di circa 3.1 %; per durate di applicazione del carico dell'ordine del secondo, l'errore è del tutto trascurabile.

Se l'azione è variabile nel tempo, per ricavarne gli effetti è necessario integrare l'equazione (2.2). È comunque consuetudine, nella pratica progettuale, rimpiazzare l'azione effettivamente applicata con un'azione statica equivalente costante, di durata opportuna. La (2.9) o la (2.12) permettono allora di ricavare l'accumulo di danno nel tempo.

Data la tensione σ_g applicata al vetro, la (2.1) fornisce direttamente la dimensione della cricca cui corrisponde un fattore di intensificazione degli sforzi pari al valore di soglia K_{I0} nella forma

$$c_0 = \left(\frac{K_{I0}}{\sigma_g \cdot Y \cdot \sqrt{\pi}} \right)^2 \quad (2.13)$$

Se $c_i < c_0$, σ_g non determina comunque l'accrescimento sub-critico della cricca e non si ha fatica statica. La progettazione corrente trascura di solito la soglia di K_{I0} ma questa scelta, sempre cautelativa, nei casi di interesse più comuni non comporta sostanziali differenze.

2.1.1.2 Definizione del coefficiente k_{mod}

Molte normative (AS 1288-2066, ASTM E1300-09, prEN 16612-2013) introducono un coefficiente, indicato come k_{mod} , che riduce opportunamente la resistenza a trazione del vetro per tenere conto, in modo pratico, del fenomeno della fatica statica. Data la resistenza a trazione f_g del vetro, calcolata secondo la normativa di riferimento e la durata caratteristica t_L dell'azione che provoca la tensione σ_L , supposta costante, si definisce il coefficiente k_{mod} dalla condizione

$$\sigma_L = k_{mod} f_g \Leftrightarrow c = c_L \text{ per } t = t_L \quad (2.14)$$

In altre parole, un carico che agisce per una durata t_L e che provoca una tensione minore di $k_{mod} f_g$, non provoca la rottura del materiale.

Utilizzando il valore $f_g = 45$ MPa, valore minimo prescritto nella norma di prodotto per il vetro float di silicato sodio-calcico ricotto, si riportano nella Tabella 2.2 i valori del coefficiente k_{mod} in funzione di alcune durate t_L di applicazioni del carico, caratteristiche di azioni tipiche sulle costruzioni.

I valori di k_{mod} ricavati sulla base del modello di Meccanica della Frattura Elastica Lineare (LEFM) sopra descritto, sono messi a confronto nella stessa tabella con i corrispondenti valori così come proposti dal progetto di norma prEN 16612 (edizione 2012). Tale confronto è anche rappresentato dai grafici riportati in Figura 2.5. Si nota che, in generale, i valori qui proposti risultano essere leggermente più cautelativi. In pratica, la prEN 16612 considera il valore $k_{mod} = 1$ per le azioni di più breve durata (raffica di vento), mentre invece il modello LEFM considera $k_{mod} = 1$ per le azioni

istantanee.

Tabella 2.2. Fattore k_{mod} ricavato dalla teoria LEFM per $f_g = 45$ MPa, $v_0 = 0.0025$ m/s e $n = 16$, per vari valori t_L della durata del carico. Confronto con i valori riportati nella prEN16612-2013.

Durata t_L	k_{mod} LEFM	k_{mod} prEN16612	Esempio
3÷5 s	0.91-0.88	1.00	vento (raffica)
30 s	0.78	0.89	transito temporaneo
10÷15 min	0.65÷0.64	0.74÷0.72	vento (cumulato)
11 ore	0.50	0.57	variazioni temperatura giornaliera
1 settimana	0.42	0.48	neve (1 settimana)
3 mesi	0.36	0.41	neve (3 mesi)
6 mesi	0.35	0.39	variazioni temperatura stagionale
50 anni	0.26	0.29	Peso proprio

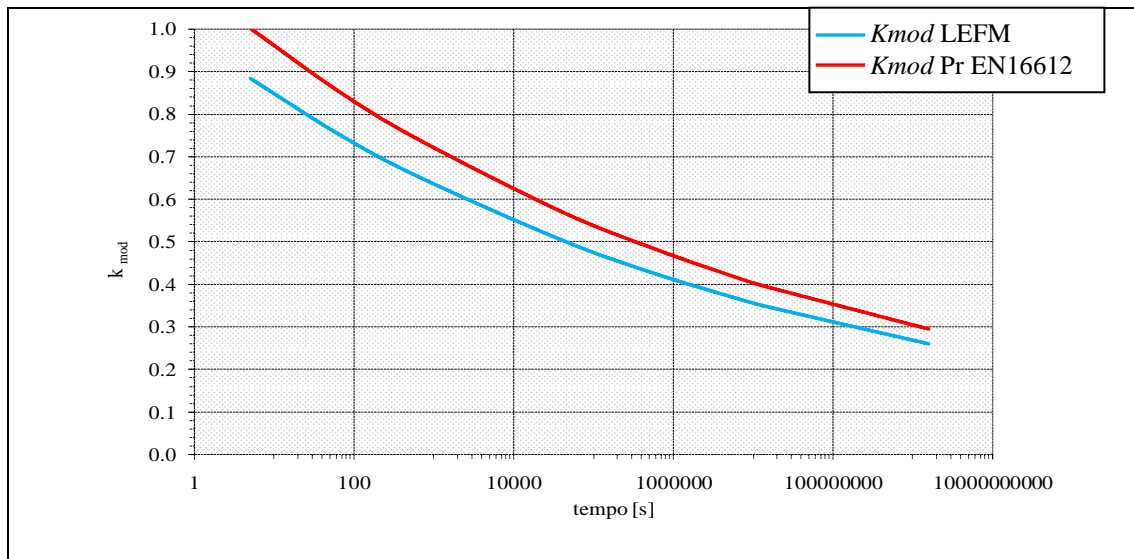


Figura 2.5. Confronto grafico fra i valori di k_{mod} , ricavati con il modello LEFM ($f_g = 45$ MPa, $v_0 = 0.0025$ m/s, $n = 16$), con i valori riportati nella prEN 16612 (edizione 2013).

Mediante regressione ai minimi quadrati dei dati della Tabella 2.2, per il fattore k_{mod} si ricava l'espressione

$$k_{mod} = 0.585 \cdot t_L^{-1/16}, \tag{2.15}$$

dove t_L rappresenta la durata del carico espresso in ore.

Valori diversi di k_{mod} si possono ottenere considerando condizioni ambientali a cui corrisponde un diverso v_0 . Per condizioni ambientali per le quali $v_0 = 0.0013$ m/s si ottengono valori di k_{mod} leggermente superiori, ma comunque inferiori di circa l'8% rispetto a quelli indicati nella prEN 16612 (edizione 2013).

2.1.1.3 Vetri presollecitati

Nel vetro presollecitato, il fattore di intensificazione degli sforzi non è direttamente proporzionale alla tensione σ_g sollecitante (tensione nominale), ma dipende dalla somma algebrica tra σ_g e le autotensioni indotte dal processo di tempera sulla lastra.

In termini di fattore di intensificazione degli sforzi, si può tenere conto del contributo della presollecitazione (che induce compressioni sulla superficie della lastra) attraverso un termine aggiuntivo K_{IR} , di segno negativo. In questo modo, il fattore di intensificazione degli sforzi K_I , dovuto alla tensione esterna applicata σ_g considerata praticamente costante sulla lunghezza di cricca caratteristica c , e alle autotensioni da presollecitazione, può essere scritto nella forma

$$K_I = Y \cdot \sigma_g \cdot \sqrt{\pi \cdot c} + K_{IR} . \quad (2.16)$$

Nella (2.16) l'unica difficoltà consiste nella valutazione del coefficiente K_{IR} .

2.1.1.3.1 Vetri induriti e temperati termicamente

Le autotensioni residue impresse mediante il processo di tempera termica hanno un andamento che può essere ritenuto parabolico nello spessore s , ovvero della forma

$$\sigma_R(z) = \sigma_p \cdot \left[1 - 6 \cdot \frac{z}{s} + 6 \cdot \left(\frac{z}{s} \right)^2 \right], \quad (2.17)$$

Dove z è la coordinata di riferimento ortogonale al piano della lastra, mentre σ_p (< 0) rappresenta l'autotensione di compressione superficiale (sulle facce $z = 0$ e $z = s$). Dalla (2.17) risulta che la lastra è in compressione su entrambe le facce per una profondità di circa 20% dello spessore, mentre la parte centrale (circa 60% dello spessore) è in trazione. Lo spessore interessato dalla compressione di tempera è molto maggiore della profondità delle cricche normalmente presenti sulla superficie della lastra.

Nell'ipotesi di cricca superficiale semi-circolare di raggio c , il fattore di intensificazione degli sforzi residui K_{IR} , può essere ottenuto mediante l'espressione [Aben & Guillemet, 1993; Le Bourhis, 2008]

$$K_{IR} = Y \cdot \sqrt{\pi \cdot c} \cdot \frac{2}{\pi} \int_0^c \frac{\sigma_R(z)}{\sqrt{c^2 - z^2}} dz, \quad (2.18)$$

per cui, considerando la (2.17), si ottiene

$$K_{IR} = Y \cdot \sqrt{\pi \cdot c} \cdot \sigma_p \cdot \left[1 - \frac{12}{\pi} \cdot \frac{c}{s} + 3 \cdot \left(\frac{c}{s} \right)^2 \right]. \quad (2.19)$$

Nel caso di lastra sollecitata a flessione, la tensione varia linearmente nello spessore; indicando con $\sigma_{g-\max}$ la massima tensione di trazione in prossimità della superficie, l'andamento della tensione nello spessore può essere scritto nella forma

$$\sigma_g(z) = \sigma_{g\text{-max}} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{z}{s}\right), \quad (2.20)$$

per cui la (2.16) assume la forma

$$K_I = Y \cdot \sqrt{\pi \cdot c} \cdot \left\{ \sigma_{g\text{-max}} \cdot \left(1 - \frac{4}{\pi} \cdot \frac{c}{s}\right) + \sigma_p \cdot \left[1 - \frac{12}{\pi} \cdot \frac{c}{s} + 3 \cdot \left(\frac{c}{s}\right)^2\right] \right\}. \quad (2.21)$$

In generale risulta però a favore di sicurezza trascurare la variazione di σ_g nella profondità di cricca dato che $c/s \ll 1$, per cui si preferisce qui utilizzare l'espressione

$$K_I = Y \cdot \sqrt{\pi \cdot c} \cdot \left\{ \sigma_{g\text{-max}} + \sigma_p \cdot \left[1 - \frac{12}{\pi} \cdot \frac{c}{s} + 3 \cdot \left(\frac{c}{s}\right)^2\right] \right\}. \quad (2.22)$$

Poiché $\sigma_p < 0$, ai fini della resistenza meccanica interessano solamente i valori di $\sigma_{g\text{-max}}$ per i quali $K_I > 0$. Quando $\sigma_{g\text{-max}}$ determina $K_I = K_{IC}$, il vetro collassa immediatamente; quando $\sigma_{g\text{-max}}$ comporta $K_{I0} < K_I < K_{IC}$, il vetro subisce la fatica statica. Nei vetri temperati, tuttavia, la propagazione sub-critica della cricca è molto più veloce che nei vetri ricotti: infatti, più l'apice della cricca si propaga verso l'interno, maggiori sono le tensioni di trazione che incontra perché la precompressione diminuisce.

Assumendo indicativamente delle precompressioni pari a $\sigma_p = -90$ MPa per i vetri temperati e pari a $\sigma_p = -45$ MPa per i vetri induriti termicamente, i valori della resistenza meccanica che si otterrebbero ponendo nella (2.22) $K_I = K_{IC}$ sono riportati nella Figura 2.6 per diversi spessori in funzione della profondità della cricca c . Si nota in generale il considerevole effetto benefico indotto dalla precompressione.

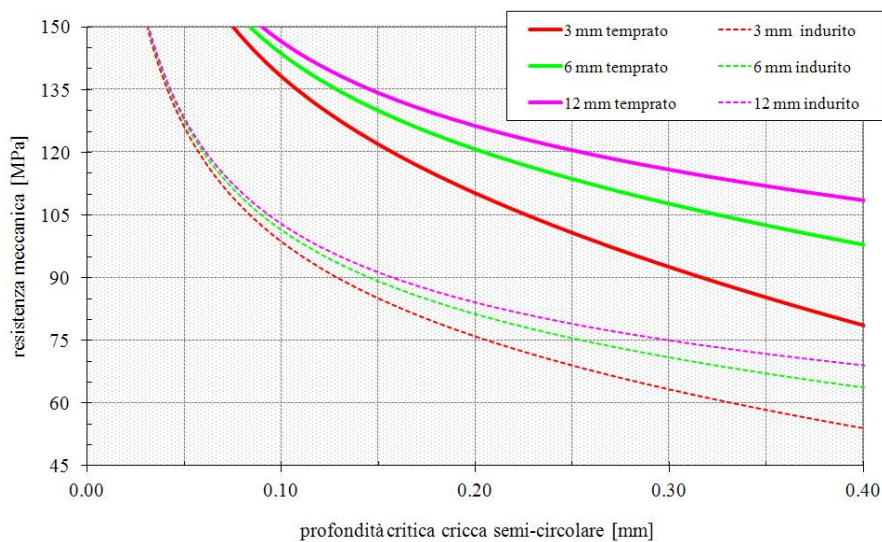


Figura 2.6. Resistenza meccanica a flessione in funzione della profondità di cricca dominante (supposta semicircolare) per vetri temperati ($\sigma_p = -90$ MPa) e induriti termicamente ($\sigma_p = -45$ MPa) di vari spessori.

Il valore della tensione macroscopica che corrisponde all'attivazione dell'accrescimento sub-critico della fessura si ottiene ponendo $K_I = K_{I0}$ nella (2.22). Il grafico corrispondente è riportato in Figura 2.7, dove si nota che il fenomeno avviene per valori di tensione molto più alti che nel ricotto.

La riduzione apparente di resistenza meccanica per effetto della durata di applicazione del carico, calcolata sulla base della (2.22) e sul modello proposto di meccanica della frattura, è riportata nella Figura 2.8 per $v_0 = 0.0025$ m/s e $n = 16$. Per confronto si riportano anche i dati per il vetro ricotto e quelli desunti dalla PrEn16612-2013.

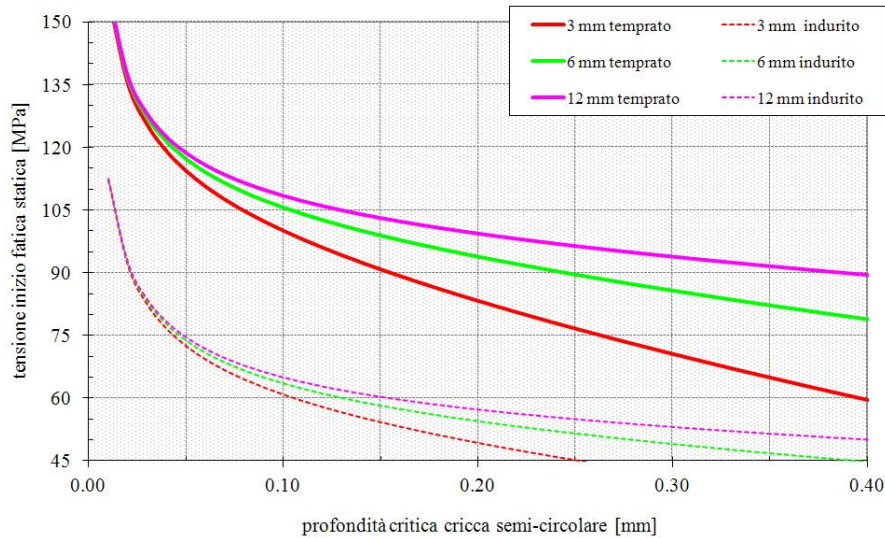


Figura 2.7. Tensione macroscopica nella prova di flessione corrispondente all'inizio della fatica statica in funzione della profondità della cricca dominante per vetri temperati ($\sigma_p = -90$ MPa) e induriti termicamente ($\sigma_p = -45$ MPa) di vari spessori.

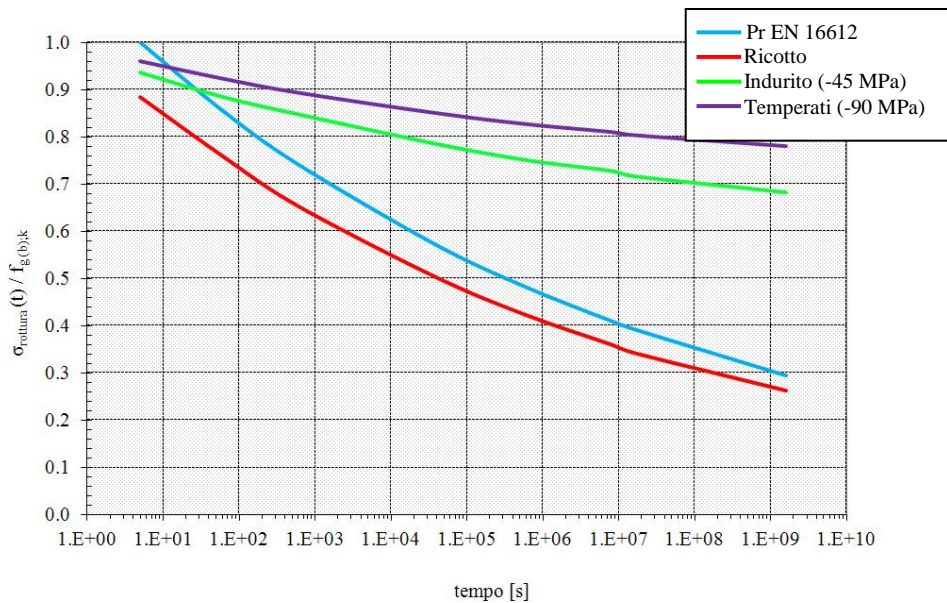


Figura 2.8. Riduzione apparente della resistenza meccanica per effetto della durata di applicazione del carico in vetri temperati ($\sigma_p = -90$ MPa) e induriti termicamente ($\sigma_p = -45$ MPa) per $v_0 = 0.0025$ m/s e $n = 16$. Confronto con i dati della prEN16612 (edizione 2013).

2.1.1.3.2 Vetri induriti chimicamente

I vetri induriti chimicamente, talvolta indicati anche come *temperati* (o *temprati*) chimicamente, richiedono una espressione diversa dalla (2.16) poiché il profilo delle autotensioni risulta drasticamente diverso da quello della tempera termica. Più nello specifico, le compressioni indotte dal processo interessano uno spessore (circa 0.04 mm) che è inferiore rispetto a quello della tempera termica e generalmente minore della profondità di cricca (0.1 mm).

Per i vetri induriti chimicamente si può quindi adottare un modello [Green, 1984] in cui la cricca viene considerata chiusa solo parzialmente per effetto della compressione superficiale (Figura 2.9a). Quando la profondità di cricca supera lo spessore t dello strato in compressione, il rafforzamento dovuto all'aumento della compressione superficiale σ_p è soggetto a saturazione: tanto minore è il rapporto t/a_0 tra lo spessore dello strato in compressione t e la dimensione della cricca a_0 , tanto minore è il rafforzamento ottenibile, indipendentemente dalla compressione superficiale introdotta (Figura 2.9b).

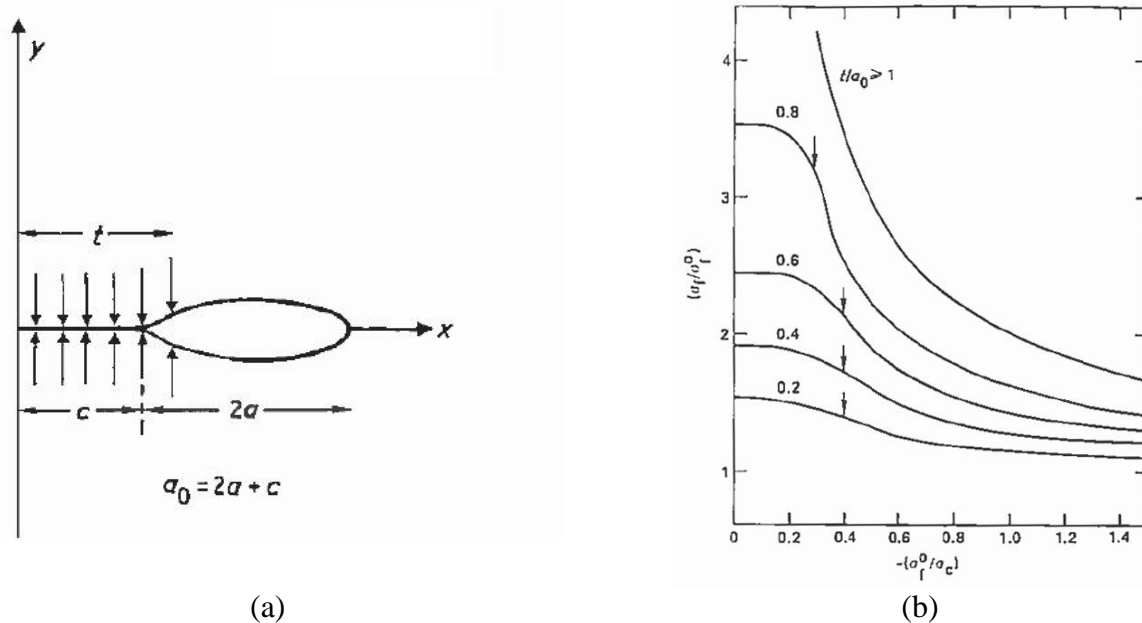


Figura 2.9. (a) Cricca superficiale parzialmente chiusa dallo sforzo di compressione introdotto mediante tempera chimica. (b) Rafforzamento dovuto alla tempera chimica (σ_f/σ_{f0}) in funzione della resistenza meccanica iniziale (σ_{f0}) e della compressione superficiale (σ_c) al variare del rapporto profondità in compressione e dimensione cricca t/a_0 .

La resistenza a trazione è quindi fortemente influenzata da tutti gli eventi successivi alla fase di produzione (movimentazione, trasporto, messa in opera, esercizio) che portano alla presenza di cricche particolarmente profonde. Il fenomeno di saturazione spiega il limite di 150 MPa consigliato dalla norma di prodotto UNI EN 12337-1 per la resistenza caratteristica dei vetri *float* induriti chimicamente, sebbene la compressione superficiale raggiungibile possa essere molto superiore a quella introdotta nel processo di tempera termica. Ottenere un rafforzamento maggiore richiederebbe l'aumento della profondità dello strato in compressione; aumentare lo spessore della zona compressa porta però ad un aumento considerevole del tempo necessario al processo di tempera chimica, già particolarmente lungo rispetto a quello della tempera termica, e di conseguenza ad un innalzamento dei costi di produzione.

Sono accettate resistenze a trazione superiori al limite di 150 MPa solo nel caso si possa dimostrare, in maniera adeguata, sia il livello di compressione superficiale sia la profondità dello strato superficiale compresso (*case depth*) [ASTM C1422-99] oppure se l'elemento di vetro è protetto da eventuali danneggiamenti nelle fasi di post-produzione (protezione della lastra, lastra temperata chimicamente all'interno di stratificati).

A titolo di esempio, si ricorda che la ASTM C1422-99 definisce diverse classi di vetri induriti chimicamente a seconda del valore della compressione superficiale σ_p (livelli da 1 a 5) nonché della profondità di tempera (livelli da A a E). Tali valori sono definiti nella Tabella 2.3.

Tabella 2.3. Classificazione dei vetri induriti chimicamente secondo ASTM C1422-99.

Compressione superficiale	σ_p^* [MPa]	Profondità di tempera	t [μm]
Livello 1	$7 < \sigma_p \leq 172$	Livello A	$t \leq 50$
Livello 2	$172 < \sigma_p \leq 345$	Livello B	$50 < t \leq 150$
Livello 3	$345 < \sigma_p \leq 517$	Livello C	$150 < t \leq 250$
Livello 4	$517 < \sigma_p \leq 690$	Livello D	$250 < t \leq 350$
Livello 5	$\sigma_p > 690$	Livello E	$350 < t \leq 500$

*Valore riferito allo specifico metodo di misura

2.1.2 Valori caratteristici della resistenza a flessione del vetro

La resistenza a trazione del vetro è definibile attraverso il fattore di intensificazione degli sforzi, che dipende della trazione nominale e della lunghezza di cricca. Tuttavia, nei calcoli strutturali è consuetudine effettuare verifiche in termini di tensioni. Il ricorso al modello che utilizza il fattore di intensificazione degli sforzi serve quindi a definire una resistenza a trazione nominale, dipendente dalla durata del carico, che può essere direttamente utilizzata nelle verifiche strutturali. Tali valori verranno utilizzati per il calcolo delle resistenze di progetto nel successivo capitolo 5.

2.1.2.1 Riferimenti generali

Valori minimi della resistenza caratteristica a trazione per flessione sono indicati da norme di prodotto specifiche. Nella Tabella 2.4 sono riportati i valori caratteristici ($f_{g;k}$) (per vetro ricotto) e $f_{b;k}$ (per vetro pre-sollecitato) così come definito dalle UNI EN 1863, UNI EN 12150 e UNI EN 12337.

Tabella 2.4. Valori minimi della resistenza caratteristica a trazione per flessione delle lastre di vetro ricotto ($f_{g;k}$) e delle lastre di vetro presollecitato ($f_{b;k}$) prescritti dalle norme di prodotto.

Prodotti	Ricotto	Indurito termicamente	Temperato termicamente	Indurito chimicamente
lastre di vetro <i>float</i>	45 MPa	70 MPa	120 MPa	150 MPa
lastre di vetro stampato	-	55 MPa	90 MPa	150 MPa
lastre di vetro smaltato	-	45 MPa	75 MPa	-

Allo scopo di individuare la resistenza caratteristica del vetro *float* ricotto, il gruppo di lavoro CEN/TC129-WG8 ha eseguito uno studio in cui sono stati sottoposti a prova 30 campioni, ciascuno composto mediamente da 25 provini quadrati di lato 1000 mm e spessore nominale 6 mm, forniti da aziende diverse, o dalla stessa azienda ma prodotti in tempi differenti. I campioni sono stati portati a rottura secondo la UNI EN 1288 - 2 (doppio anello su grande superficie).

Ciascun lotto di produzione si attesta attorno a un suo valore medio, diverso dagli altri. Inoltre, è stato notato che un singolo campione costituito da 25 provini (relativo a un unico lotto di produzione) non possa essere rappresentativo della resistenza del vetro. In particolare, l'analisi di un singolo campione non è in grado di fornire valori affidabili per quanto riguarda i più bassi valori della probabilità di frattura. Si nota infatti dalla Figura 2.10 che i dati sono molto dispersi soprattutto per quanto riguarda valori della probabilità di frattura inferiori al 10%.

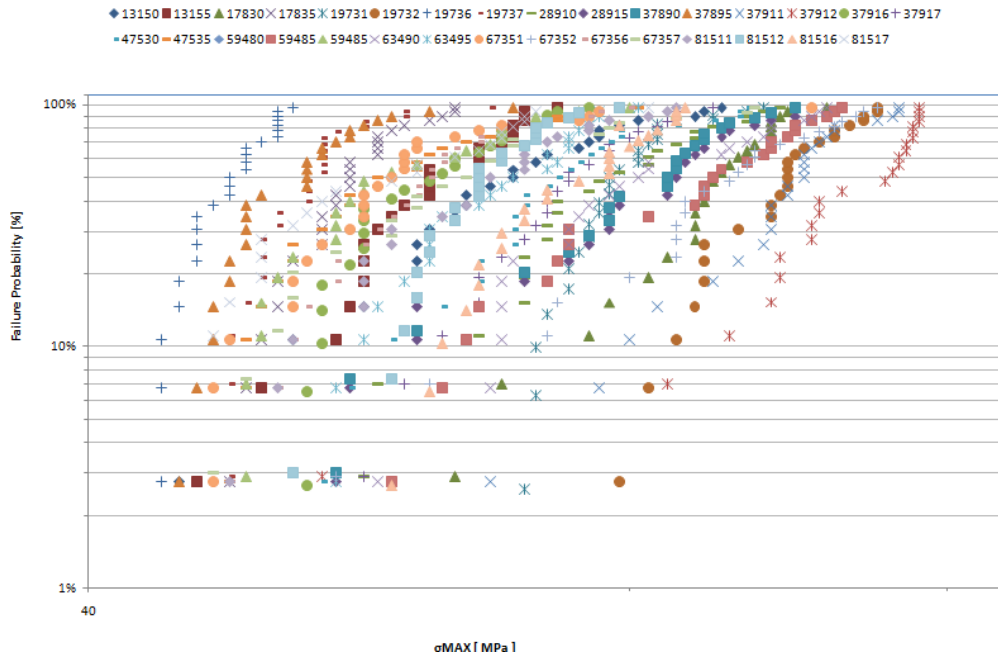


Figura 2.10. Probabilità di frattura ricavata dai dati sperimentali CEN su lastre float da 6 mm.

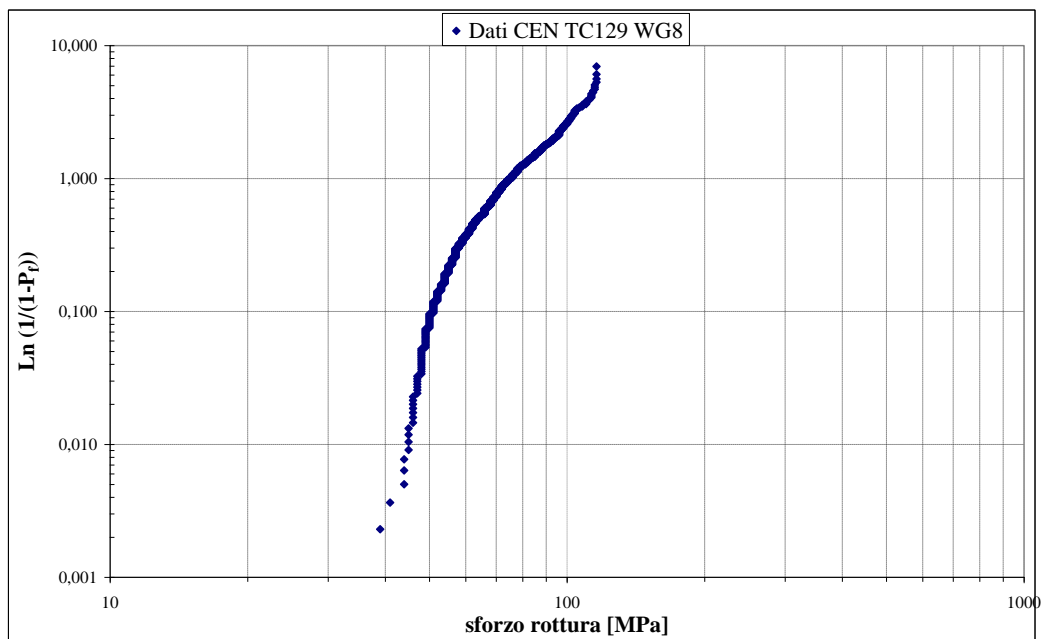


Figura 2.11. Diagramma di Weibull della probabilità di rottura in funzione dello sforzo massimo raggruppando i dati sperimentali CEN sui campioni 6 mm.

Il numero complessivo dei provini testati (in tutto 740), consente di fare una stima della forma della distribuzione della probabilità di frattura in funzione dello sforzo. Indicando con P_f la probabilità di rottura, il grafico della Figura 2.11 riporta il valore di $\text{Ln}(1/(1-P_f))$ in funzione del logaritmo della tensione di rottura. Se fosse perfettamente applicabile la distribuzione di Weibull, tale grafico risulterebbe essere una retta. Si nota quindi che i dati sperimentali non sono ben interpretabili con questo trattamento statistico e, inoltre, non sono applicabili neppure le usuali statistiche (Weibull a due parametri, Gauss, log-normale). In ogni caso la statistica di Weibull resta la più idonea essendo quella tradizionalmente applicata per i materiali fragili.

Tarando la miglior curva di Weibull sui dati sperimentali di Figura 2.11, si vede che il frattile inferiore al 5 % associato ai parametri statistici della distribuzione risulta pari a 45 MPa, mentre elabo-

rando direttamente i dati sperimentali si giungerebbe ad un valore di 48 MPa. Il passaggio a frattili inferiori ancora più ridotti (ad es. 1/10000) porterebbe invece a sottostimare la tensione di rottura rispetto ai valori riscontrati nella pratica corrente.

Occorre anche precisare che il danneggiamento superficiale della vetrata in opera abbassa, in genere, la resistenza meccanica media, ma riduce anche la dispersione dei dati. Di conseguenza, il valore del frattile inferiore risulta più elevato di quello relativo ad una distribuzione con uguale valore medio, ma dati più dispersi. Il coefficiente parziale di sicurezza del materiale dovrà quindi tener conto di questo effetto per la valutazione della resistenza di progetto.

Infine, è importante far presente che i valori di resistenza caratteristica dei vetri induriti e temperati termicamente e dei vetri induriti chimicamente riportati nelle norme di prodotto sono valori minimi accettati e non derivano da una sperimentazione analoga a quella effettuata per il vetro *float* ricotto da parte del CEN. Nelle pertinenti norme di prodotto la conformità con questo valore minimo viene riferita a prove di flessione su 4 punti (UNI EN 1288-3), cioè per uno stato di tensione monoassiale. La possibile influenza della biassialità del carico non viene pertanto considerata.

2.1.2.2 Caratterizzazione statistica della tensione di rottura a trazione del vetro

2.1.2.2.1 Distribuzione di Weibull

Poiché la resistenza meccanica del vetro è essenzialmente dipendente dalla presenza di cricche superficiali di dimensione e orientazione aleatoria, i dati sperimentali risultano in genere ampiamente dispersi e necessitano di una base statistica per la loro interpretazione. Nell'ambito dei materiali fragili, la formulazione statistica più utilizzata è quella di Weibull.

Per un solido bidimensionale (lastra), detta A l'area della sua superficie media, essa può considerarsi suddivisa in un gran numero di elementi di area dA a ciascuno dei quali è associata una propria resistenza a trazione. La frattura conseguente all'applicazione di una tensione esterna si verifica quando collassa un qualsiasi elemento di area dA (modello dell'anello debole). La probabilità di rottura di un elemento è quindi collegata alla probabilità che compete a quell'elemento di contenere un difetto critico.

Assimilati i difetti esistenti sulla superficie a cricche piane ortogonali alla superficie stessa, è conveniente definire la resistenza a trazione del vetro non con riferimento al fattore di intensificazione degli sforzi, ma piuttosto alla tensione media calcolabile nell'elemento supposto privo di difetti. Si può quindi ritenere che la frattura si propaghi quando la componente di tensione in direzione normale al piano della cricca supera il valore critico σ_{lc} , che rappresenta il massimo sforzo monoassiale medio in un elemento con la cricca dominante disposta ortogonalmente all'asse di sollecitazione (modo I) in assenza di fatica statica.

In generale, la dimensione, la densità e l'orientazione delle cricche sulla superficie del solido possono essere interpretate con distribuzione statistiche. Secondo l'impostazione di Weibull, il numero medio di cricche *nell'unità di area* con resistenza meccanica minore di σ_{lc} si può esprimere come [Evans, 1978; Batdorf & Heinisch, 1978; Chao & Shetty, 1990]

$$N(\sigma_{lc}) = \left(\frac{\sigma_{lc}}{\sigma_0^*} \right)^{m^*}, \quad (2.23)$$

I parametri m^* (modulo) e σ_0^* (resistenza di riferimento) dipendono dalla tenacità di frattura del materiale e dalla distribuzione statistica delle dimensioni di cricca sulla superficie. Un elevato valore di m^* indica una bassa dispersione delle resistenze meccaniche, corrispondente a una difettosità omogenea del campione di prova. Per $m^* \rightarrow \infty$ l'intervallo di resistenze ha ampiezza tendente a 0, e tutti gli elementi hanno la stessa resistenza meccanica.

Ipotizzando che tutte le porzioni della superficie A abbiano la stessa probabilità di contenere delle

cricche e che per tali cricche superficiali tutte le orientazioni contenute nell'angolo π abbiano la stessa possibilità di essere presenti (difettosità omogenea e isotropa), la probabilità di frattura è data da [Munz & Fett, 1999]

$$P = 1 - \exp \left\{ - \int_A \left[\frac{1}{\pi} \int_0^\pi N(\sigma_\perp) d\psi \right] dA \right\}, \quad (2.24)$$

avendo indicato con A l'area della superficie in trazione e con σ_\perp lo sforzo di trazione medio ortogonale alla cricca. Per uno stato piano di sforzo, se σ_1 e σ_2 sono le tensioni principali e ψ rappresenta l'angolo fra la proiezione della normale alla cricca sul piano σ_1 - σ_2 e la direzione σ_1 , ponendo $r = \sigma_2/\sigma_1$, la tensione σ_\perp risulta pari a

$$\sigma_\perp = \left[\sigma_1 \cdot \cos^2(\psi) + \sigma_2 \cdot \sin^2(\psi) \right] = \sigma_1 \cdot \left[\cos^2(\psi) + r \cdot \sin^2(\psi) \right], \quad (2.25)$$

così che la (2.24) si può scrivere come

$$\begin{aligned} P &= 1 - \exp \left\{ - \int_A \left[\frac{1}{\pi} \int_\psi \left(\frac{\sigma_\perp}{\sigma_0^*} \right)^{m^*} d\psi \right] dA \right\} \\ &= 1 - \exp \left\{ - \int_A \left[\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_0^*} \right)^{m^*} \frac{1}{\pi} \int_\psi (\cos^2 \psi + r \sin^2 \psi)^{m^*} d\psi \right] dA \right\}. \end{aligned} \quad (2.26)$$

Più in generale, quando lo stato di tensione non è piano o la normale alla cricca forma un angolo $\psi \neq \pi/2$ con la normale al piano σ_1 - σ_2 , gli sforzi principali potrebbero essere ridotti ad uno sforzo equivalente nel piano, ma non consideriamo qui questa possibilità.

Seguendo [Beason & Morgan, 1984], si può quindi introdurre il fattore correttivo C per lo stato di sforzo biassiale nella forma

$$C = \left[\frac{2}{\pi} \int_0^\alpha (\cos^2 \psi + r \cdot \sin^2 \psi)^{m^*} d\psi \right]^{1/m^*}, \quad (2.27)$$

dove $\alpha = \pi/2$ se $\sigma_2 \geq 0$ oppure $\alpha = \arctan \sqrt{|1/r|}$ se $\sigma_2 < 0$. La (2.24) diventa quindi

$$P = 1 - \exp \left[- \int_A \left(\frac{C \cdot \sigma_1}{\sigma_0^*} \right)^{m^*} dA \right]. \quad (2.28)$$

In questa espressione C è adimensionale, σ_1 ha le dimensioni di una tensione, mentre σ_0^* ingloba le dimensioni dell'area sulla quale viene effettuata l'integrazione. Ad esempio, esprimendo l'area in mm^2 e le tensioni in MPa, allora σ_0^* si misurerebbe in $\text{MPa} \cdot \text{mm}^{2/m^*}$.

Sebbene la statistica di Weibull applicata alla frattura dei solidi fragili si riferisca alla rottura istantanea, gli effetti della crescita sub-critica della frattura possono comunque essere considerati per prevedere il tempo di vita del solido soggetto a uno sforzo di trazione.

2.1.2.2.2 Influenza delle velocità di applicazione del carico

Si supponga di voler interpretare statisticamente i valori di resistenza meccanica ottenuti sperimentalmente nelle condizioni ambientali e di prova normalizzate, nelle quali il fenomeno della fatica statica giuoca un ruolo non trascurabile. Siano m e σ_0 i parametri di Weibull che meglio interpretano i dati sperimentali secondo un'espressione analoga alla (2.23), indicati ora senza asterisco per distinguerli da m^* e σ_0^* che corrispondono alle rotture istantanee (in un ambiente di prova cosiddetto "inerte").

Sia ora f_g la tensione ortogonale al piano della cricca che, sperimentalmente e nelle condizioni di prova normalizzate, produce la rottura del provino; a questa, secondo il modello sopra illustrato, corrisponde una lunghezza di cricca iniziale c_i data dalla (2.6). Con tale difetto iniziale, il provino si romperebbe istantaneamente ad una tensione inerte equivalente $\sigma_g = \sigma_{Ic_eq}$ che si ottiene dalla (2.1) ponendo $K_I = K_{IC}$ e con $c = c_i$. Sostituendo le espressioni corrispondenti, si ottiene

$$\sigma_{Ic_eq} = \left[\frac{n-2}{2} \frac{v_0}{n+1} \left(\frac{Y\sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^2 \frac{1}{\dot{\sigma}} + \frac{1}{f_g^3} \right]^{\frac{1}{n-2}} \cdot f_g^{\frac{n+1}{n-2}} \cong \left[\frac{n-2}{2} \frac{v_0}{n+1} \left(\frac{Y\sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^2 \frac{1}{\dot{\sigma}} \right]^{\frac{1}{n-2}} \cdot f_g^{\frac{n+1}{n-2}}. \quad (2.29)$$

Ovviamente, la probabilità di ottenere rottura alla tensione f_g , nelle condizioni normalizzate di prova, e alla tensione σ_{Ic_eq} , in condizioni neutre istantanee, devono essere uguali. Utilizzando l'espressione (2.23) si ottiene la condizione

$$\left(\frac{f_g}{\sigma_0} \right)^m = \left(\frac{\sigma_{Ic_eq}}{\sigma_0^*} \right)^{m^*}, \quad (2.30)$$

dalla quale si ricava

$$m = \frac{n+1}{n-2} \cdot m^*, \quad \sigma_0 = \left[\frac{\sigma_0^{*n-2}}{\frac{n-2}{2} \frac{v_0}{n+1} \left(\frac{Y\sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^2 \frac{1}{\dot{\sigma}}} \right]^{\frac{1}{n+1}}. \quad (2.31)$$

In definitiva, il passaggio da una statistica riferita a valori istantanei ottenuti in ambiente neutro, ad una statistica ottenuta in condizioni di prova che contemplano il fenomeno di fatica statica, può essere effettuato, attraverso la (2.31) senza particolari difficoltà.

Nelle condizioni di prova, la probabilità di rottura è quindi di forma analoga alle (2.28), ovvero

$$P = 1 - \exp \left[- \int_A \left(\frac{C \cdot \sigma_1}{\sigma_0} \right)^m dA \right], \quad (2.32)$$

dove

$$C = \left[\frac{2}{\pi} \int_0^\alpha (\cos^2 \psi + r \cdot \text{sen}^2 \psi)^m d\psi \right]^{\frac{1}{m}}. \quad (2.33)$$

Una volta determinati i parametri m e σ_0 , questi possono essere usati per prevedere la probabilità di frattura di altri provini sotto una differente distribuzione di sforzo.

2.1.2.2.3 Influenza dello stato di tensione

Occorre precisare che i risultati di prove monoassiali non sono direttamente confrontabili con quelli di prove equibiassiali (le prove secondo UNI EN 1288-2 o UNI EN 1288-5 in realtà non sono equibiassiali). Infatti, un provino sottoposto a sforzo monoassiale ha una probabilità di rottura minore rispetto a quella dello stesso provino sottoposto a uno sforzo biassiale; nel secondo caso un maggior numero di cricche risulterà ortogonale allo sforzo applicato. Occorre dunque un criterio che permetta di rendere omogenei i risultati.

Nel caso di prova idealmente equibiassiale ($\sigma_2 = \sigma_1 = \sigma$), $C = 1$ e la (2.32) si riduce a

$$P_{eqbiass} = 1 - \exp \left[- \int_A \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^m dA \right]. \quad (2.34)$$

Nell'ipotesi di tensione uniforme e a parità di area sotto sforzo, fissata la probabilità di frattura la corrispondenza fra sforzo monoassiale σ_{uniax} e sforzo equibiassiale $\sigma_{eqbiass}$ è data dalla relazione

$$\sigma_{uniax} = \frac{\sigma_{eqbiass}}{\left[\frac{2}{\pi} \int_0^{\pi/2} \cos^{2m}(\psi) d\psi \right]^{1/m}}. \quad (2.35)$$

L'andamento del rapporto sforzo monoassiale σ_{uniax} su sforzo equibiassiale $\sigma_{eqbiass}$ in funzione del modulo di Weibull m è riportato in Figura 2.12.

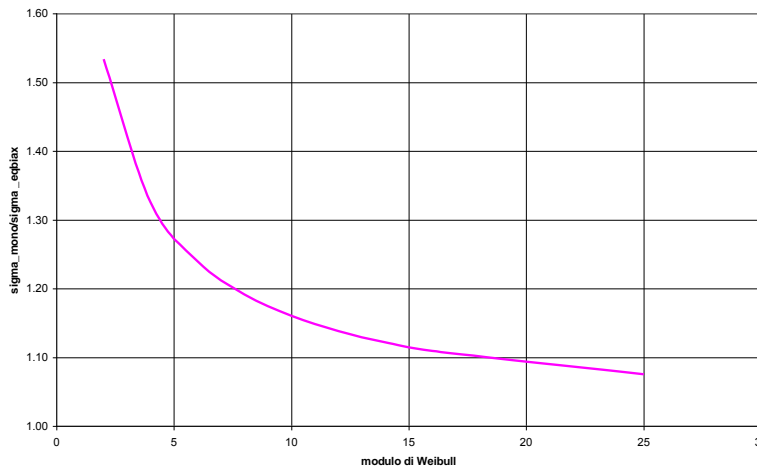


Figura 2.12. Andamento del rapporto sforzo monoassiale σ_{uniax} su sforzo equibiassiale $\sigma_{eqbiass}$ in funzione del modulo di Weibull m .

Quando il campo di tensione reale non è né monoassiale, né equibiassiale, l'effetto dello stato di tensione e dell'area sotto sforzo A sulla probabilità di frattura può essere condensato in un fattore moltiplicativo k della funzione di rischio di Weibull; si ottiene così la relazione

$$P(\sigma_{max}, A) = 1 - \exp \left[-k \cdot A \cdot \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_0} \right)^m \right], \quad (2.36)$$

in cui σ_{max} è lo sforzo principale massimo sull'area A , mentre il prodotto $k A$ è indicato come area efficace A_{eff} per lo sforzo σ_{max} . Anche in questo caso, si suppone che le dimensioni dell'area A risultino inglobate nel parametro σ_0 , le cui dimensioni pertanto risulteranno essere quelle di una tensione

per un'area elevata a $1/m$.

2.1.2.2.4 Influenza dell'estensione della superficie caricata

Definita la resistenza meccanica caratteristica del vetro $f_{g,k}$ come lo sforzo a cui corrisponde una probabilità di rottura $P = 5\%$, dalla (2.36) risulta che tale valore deve essere riferito al metodo di prova utilizzato (campo di tensione e area sotto sforzo), essendo fortemente dipendente dall'area efficace A_{eff} , come mostrato in Figura 2.13 [Wereszczak *et al.*, 2010].

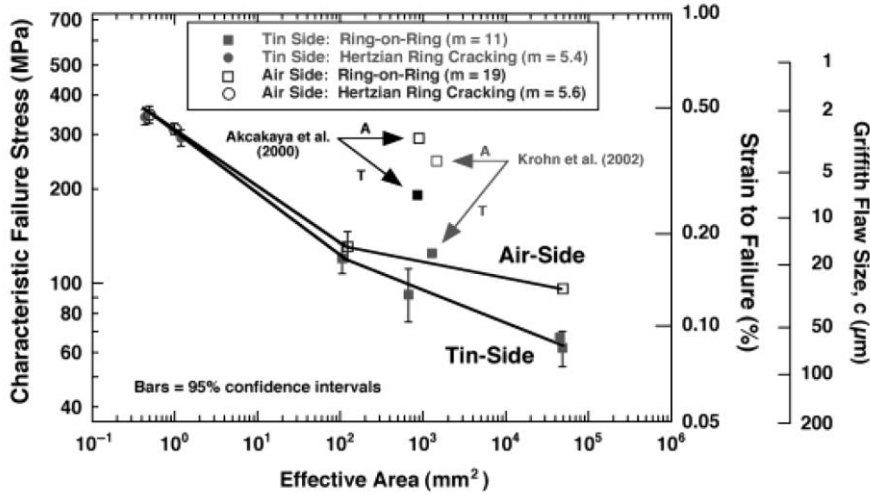


Figura 2.13. Effetto scala delle rotture lato-stagno (Tin) e lato aria (Air) del vetro float. Dimensione della cricca di Griffith ($c = K_{IC}^2 / Y^2 \sigma^2$) calcolata usando lo sforzo a rottura σ e assumendo $K_{IC} = 0.76 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ e $Y=1.5$ [Wereszczak *et al.*, 2010]

Data una popolazione di risultati sperimentali, è possibile riscalarne opportunamente i dati in modo tale da ottenere una seconda popolazione (virtuale) che corrisponderebbe a diverse condizioni di prova.

Supponendo, pertanto, di interpretare i dati sperimentali mediante la distribuzione di probabilità (2.36), su un'altra serie di campioni, statisticamente identici, sottoposti ad una prova equibiaxiale che sollecita a flessione uniforme l'area unitaria $UA = 1 \text{ m}^2$, dalla (2.34) si otterrebbe la distribuzione

$$P_{eqbiax} = 1 - \exp \left[-UA \cdot \left(\frac{\sigma_{\max,eqbiax,UA}}{\sigma_0} \right)^m \right]. \quad (2.37)$$

Le distribuzioni statistiche (2.36) e (2.37) sono identiche a patto che sia

$$UA \cdot \left(\sigma_{\max,eqbiax,UA} \right)^m = kA \left(\sigma_{\max,A_{eff}} \right)^m \Rightarrow \sigma_{\max,eqbiax,UA} = \sigma_{\max,A_{eff}} \left(\frac{kA}{UA} \right)^{1/m}, \quad (2.38)$$

dove, per distinguerlo, il valore di σ_{\max} che appare nella (2.36) è stato indicato con $\sigma_{\max,A_{eff}}$. La relazione (2.38) permette il confronto fra risultati sperimentali ottenuti utilizzando metodi di prova differenti riferendo la popolazione delle resistenze meccaniche alla situazione convenzionale di area unitaria sotto sforzo ($UA = 1 \text{ m}^2$) soggetta a un campo di tensione equibiaxiale. In particolare, per quanto riguarda i valori caratteristici della resistenza del vetro, $f_{g,k}$, si ottiene

$$f_{g;k_UA} = f_{g;k_A_{eff}} \left(\frac{k A}{UA} \right)^{1/m} \quad (2.39)$$

L'effetto del diverso campo di tensione e della differente dimensione della superficie sotto sforzo è tanto minore quanto più elevato è il valore del modulo di Weibull, come nel caso di vetri abrasivi artificialmente mediante sabbiatura o trattamenti simili ($m \geq 25$) ma, generalmente, esso non può essere trascurato per le lastre di vetro *float* ($m \sim 5$ lato aria, $m \sim 7$ lato stagno).

Nel caso in cui la tensione sia variabile, la superficie caricata dovrà essere divisa in un numero sufficientemente grande di porzioni sì da poterla ritenere praticamente uniforme in ciascuna di esse. Utilizzando la (2.33), si procede quindi al calcolo della probabilità di collasso approssimando l'integrale nella (2.32) con somme di Riemann. Dal confronto del valore di P_f così trovato con l'espressione (2.36), si procede quindi al calcolo dell'area efficace $A_{eff} = k A$.

2.1.2.3 Metodi di prova per la misura della resistenza a trazione del vetro

La resistenza a trazione del vetro deve essere stimata sulla base di una prova sperimentale che termini $f_{g;k}$ in condizioni stabilite e ripetibili. Le prove utilizzate a tale scopo sono essenzialmente di due tipi: flessione su quattro punti (*Four-Point-Bending*, FPB) e flessione con doppio anello coassiale (*Coaxial-Double-Ring*, CDR). Nel primo caso il campo tensionale generato è prevalentemente monoassiale, nel secondo è biassiale. I due metodi, descritti nella UNI EN 1288 (parti 1, 2, 3 e 5), hanno come obiettivo comune quello di sottoporre i provini a un campo tensionale uniforme all'interno dell'area di carico.

Occorre comunque notare che la UNI EN 1288 prescrive di porre in trazione la superficie più debole della lastra, facendo riferimento genericamente al pretrattamento e alla condizione della superficie del provino sottoposto a prova ma non esplicitamente a danni superficiali indotti indirettamente dalla lavorazione del vetro come l'influenza del lato stagno per il vetro *float* o della superficie transitata sui rulli del forno per le lastre temperate termicamente in orizzontale.

Analogamente, nella stessa norma viene evidenziata la possibilità che i valori di resistenza possano differire a causa delle aree di carico usate e degli stati tensionali generati in prova, senza però approfondire ulteriormente.

A causa della forte dipendenza dei risultati dalle condizioni superficiali della lastra e dalle condizioni ambientali, durante le prove diventa di primaria importanza:

- separare le superfici con differente difettosità intrinseca (per es. lati stagno/ aria delle lastre float, lato rulli per le lastre temperate termicamente);
- mantenere costante la velocità di incremento dello sforzo (2 ± 0.4 MPa/s);
- controllare le condizioni ambientali ($T = 23 \pm 5^\circ\text{C}$; umidità relativa UR = 40 – 70 %).

Vista la forte dispersione della resistenza meccanica del vetro, la UNI EN 1288 prescrive l'utilizzo di un elevato, ma non specificato, numero di provini per determinare la resistenza caratteristica a flessione delle lastre. Per la valutazione statistica dei risultati si ritiene che il campione minimo rappresentativo di un lotto debba essere per lo meno di 30 provini.

La UNI EN 1288-2 e la UNI EN 1288-5 descrivono la prova di flessione su doppio anello, rispettivamente con e senza sovrappressione.

Per le prove effettuate senza sovrappressione, nella UNI EN 1288-5 sono previste differenti geometrie (raggi di appoggio e di carico), scelte per limitare la non linearità geometrica. In questo modo si cerca di rendere le tensioni radiali e tangenziali all'interno dell'anello di carico il più possibile simili e uniformi (equibiassialità), in modo da poter utilizzare relazioni analitiche per ottenere i valori delle tensioni resistenti partendo dai carichi di rottura.

L'uso di piccole aree di sollecitazione si riflette in una maggior dispersione dei risultati ottenuti e normalmente porta a sovrastimare la resistenza meccanica del vetro; ciò rende necessario aumentare il numero di provini per una corretta stima della resistenza caratteristica.

Date le grandi dimensioni delle vetrazioni, la UNI EN 1288 suggerisce la prova con doppio anello con sovrappressione (UNI EN 1288-2) per stimare la resistenza meccanica da usare nella progettazione, mentre indica le usuali prove con doppio anello senza sovrappressione (UNI EN 1288-5) quale metodo di verifica comparativa della resistenza a flessione del vetro. Infatti, nella flessione con doppio anello semplice la non linearità geometrica generalmente provoca un picco delle tensioni radiali sotto l'anello di carico, mentre il metodo di prova con doppio anello descritto nella UNI EN 1288-2 permette di mantenere equibiassiale il campo delle tensioni nella zona centrale, sebbene la presenza della sovrappressione causi, per carichi elevati, una variazione significativa delle tensioni tangenziali e quindi la perdita del comportamento equibiassiale.

Viste le dimensioni delle lastre, la prova del doppio anello con sovrappressione richiede un'apparecchiatura appositamente concepita e un delicato sistema di controllo-gestione e applicazione simultanea della forza e della pressione. La complessità di questa prova può portare a una bassa ripetibilità e una maggiore dispersione dei risultati sperimentali ottenibili tramite diversi laboratori; questa circostanza aumenta le già notevoli incertezze sui valori di resistenza meccanica del vetro.

La prova di flessione su quattro punti (UNI EN 1288-3) è molto più diffusa rispetto a quella con doppio anello, ma risente della lavorazione del bordo della lastra e dell'effettivo stato tensionale sulla superficie inflessa.

La trattazione dei dati sperimentali secondo l'interpretazione fisica della probabilità di frattura consente però di ricavare correttamente i parametri statistici che descrivono la resistenza meccanica di prove con stati tensionali simili condotte con aree di sollecitazione diverse [Krohn *et al.*, 2002], purché l'area efficace di Weibull non risulti inferiore a 100 mm^2 [Wereszczak *et al.*, 2010].

Per quanto riguarda le prove di flessione su 4 punti, occorre precisare che a causa delle dimensioni dei provini utilizzati per le prove ($1100 \times 360 \text{ mm}^2$), lo stato tensionale tra i rulli di carico non è né perfettamente monoassiale, né costante lungo una sezione trasversale. Gli sforzi longitudinali massimi si concentrano lungo i bordi, dove maggiori sono le difettosità; questa variazione del campo tensionale non deve essere trascurata quando vengono considerate anche le rotture dal bordo nella valutazione della resistenza del vetro piano. Data l'elevata probabilità di frattura del bordo dei provini (soprattutto per le lastre ricotte), anche i dati ottenuti secondo la UNI EN 1288-3 non sono rappresentativi della resistenza meccanica della superficie del vetro.

In conclusione, data la non perfetta monoassialità-equibiassialità e uniformità del campo tensionale prodotto in condizioni di prova, i dati di resistenza meccanica da utilizzare in fase di progetto non possono essere ricavati da una semplice regressione dei valori sperimentali di sforzo a rottura. È necessario associare a ciascun dato di rottura la corrispondente area efficace di Weibull e risalire infine ai parametri modulo m e resistenza di riferimento σ_0 , dipendenti solo dal materiale testato e non dalla configurazione di prova.

2.1.3 Indagine sperimentale per la determinazione dell'influenza sulla resistenza del vetro *float* dell'area sotto carico e del tipo di prova

Una campagna di prove sperimentali è stata condotta dalla Stazione Sperimentale del Vetro su 400 lastre di vetro float ricotto di spessore pari a 6 mm. I campioni utilizzati sono stati forniti da un singolo produttore, che ha provveduto sia al taglio sia alla spedizione. Tutti i provini erano costituiti da lastre quadrate, $400 \times 400 \text{ mm}^2$, a bordo non molato, in modo da avere danneggiamenti superficiali simili per le diverse famiglie di campioni. Le dimensioni dei provini ($< 500 \text{ mm}$) sono state scelte per poter effettuare un *test* CDR tenendo conto delle usuali dimensioni delle macchine di prova così da renderlo facilmente ripetibile.

Sono stati portati a rottura 400 provini, 200 dei quali mettendo in trazione la superficie lato stagno, 200 quella lato aria. Dei 200 provini per tipo di superficie, 100 sono stati rotti con doppio anello (CDR) senza sovrappressione (campo di tensione approssimativamente biassiale) e 100 in flessione

su 4 punti (FPB) (campo di tensione prevalentemente monoassiale). Sia per il CDR che per il FPB sono state utilizzate due differenti aree di carico (50 provini sono stati testati per ciascuna area). Il lato in trazione è stato sempre quello opposto alla superficie dove era stata praticata l'incisione per il taglio del provino, così da ridurre le rotture dal bordo durante le prove condotte con FPB. Ciò ha permesso di minimizzare l'influenza delle rotture di bordo sulla determinazione della resistenza a flessione della superficie.

Nelle prove, effettuate in controllo di spostamento usando la macchina di prova Tiratest 2750, la velocità della traversa è stata controllata in modo tale da mantenere un incremento dello sforzo di 2 ± 0.4 MPa/s, così come indicato nella UNI EN 1288-1.

La prova CDR prevede un anello di appoggio con raggio $R_0 = 150$ mm e due anelli di carico con raggi rispettivamente di $R_1 = 75$ mm (A1) e $R_2 = 53$ mm (A2), per evidenziare l'effetto dell'area di carico. Le dimensioni degli anelli sono state scelte per conseguire: massima area di carico, minima non-linearità geometrica e rotture dal bordo trascurabili. Il campo di tensione prodotto è stato studiato mediante analisi agli elementi finiti (FEM).

La prova FPB, eseguita per confronto, differisce dalla UNI EN 1288-3 solo per gli aspetti geometrici (luci di supporto e di carico, dimensioni provini). Mantenendo una luce di supporto $L_0 = 360$ mm, sono state adottate due aree di prova, una con luce di carico $L_1 = 200$ mm (A1) e l'altra con una luce di carico $L_2 = 120$ mm (A2). Lo stato tensionale è stato studiato mediante analisi FEM, per stimare lo sforzo di trazione sul bordo della lastra.

2.1.3.1 Risultati sperimentali

I risultati sperimentali riassunti nella Tabella 2.5 [Dall'Igna *et al.*, 2010] confermano la necessità di mantenere distinti i provini testati ponendo in trazione lato-stagno o lato-aria. In generale le lastre rotte dal lato aria mostrano tensioni di rottura notevolmente superiori rispetto a quelli lato stagno, ma una maggiore dispersione dei risultati. Questa differenza è particolarmente marcata perché i provini, inviati direttamente dal produttore dopo il taglio, non hanno subito ulteriori processi di trasformazione e quindi ulteriori danneggiamenti. Si ricorda infatti che il danneggiamento superficiale da un lato riduce la resistenza media, ma diminuisce notevolmente la dispersione.

Per le prove effettuate con FPB, la differenza tra le tensioni di rottura lato-stagno/lato-aria è minore di quella registrata con il CDR, perché molte rotture partono dal bordo della lastra dove tale diversificazione perde importanza.

Va osservato che per una stesso tipo di prova, la tensione di rottura aumenta al diminuire dell'area, poiché la probabilità di trovare difetti critici diminuisce. L'influenza dell'area è un fattore particolarmente importante nella valutazione dei risultati sperimentali e diventa fondamentale quando questi devono essere confrontati con quelli ottenuti da prove con geometrie differenti. Prove aventi una medesima area di carico, ma diversi campi tensionali (monoassiale/biassiale), portano a valori di resistenza ancora diversi. Nello specifico si osservano resistenze maggiori per campi tensionali monoassiali (FPB). In sintesi, i minori valori di resistenza vengono osservati per campioni testati sul lato-stagno, con campi tensionali biassiali e per le aree di carico aventi dimensioni maggiori.

Risulta evidente l'importanza di riferire i valori di resistenza del vetro sia al test che è stato utilizzato, sia all'effettiva area di prova, sia alle condizioni superficiali.

Le tensioni corrispondenti ai carichi di rottura determinati in prova sono state calcolate con simulazioni numeriche FEM tridimensionali, con non-linearità geometrica. Gli sforzi principali sulla superficie inflessa sono stati elaborati, implementando in MATLAB un algoritmo per la determinazione dei parametri di Weibull (m , σ_0) per ciascun campione tenendo in conto sia l'effetto dell'area, sia quello della biassialità. I rispettivi risultati sono riportati nella Figura 2.14 e nella Tabella 2.6, che si riferiscono al caso in cui, nella (2.36), le aree vengano misurate in mm^2 e le tensioni in MPa. Di conseguenza, il parametro σ_0 si esprime in $\text{MPa mm}^{2/m}$.

Le numerose rotture dal bordo nelle prove FPB sono state interpretate come censure a destra della resistenza meccanica della superficie; ciò ha permesso una migliore valutazione statistica dei risul-

tati sperimentali concedendo di considerare la presenza di entrambe le famiglie di difetti (superficiali e di bordo) nella valutazione della probabilità di frattura.

Una volta noti i parametri della superficie è stato possibile riscalarli i dati sperimentali tramite la (2.38), rapportandoli all'area unitaria sotto sforzo equibiassiale. Tali dati sono stati poi interpolati nuovamente con una statistica di Weibull, ottenendo il risultato della Figura 2.15 ed i parametri di Weibull riportati nella Tabella 2.7, dove ancora σ_0 è misurata in $\text{MPa mm}^{2/m}$. I parametri di Weibull ottenuti fanno riferimento esclusivamente alla campionatura testata. Nella Tabella 2.8 si riportano infine le resistenze per un'area unitaria ($UA = 1 \text{ m}^2$) e sforzo biassiale corrispondenti ad una probabilità di frattura $P = 5\%$.

Nonostante la prova effettuata su doppio anello senza pressione non sia attualmente regolata da una norma, la sperimentazione effettuata indica che questo metodo sia ottimale per la determinazione della resistenza caratteristica del vetro piano. In seguito, si farà pertanto riferimento a questa tipologia di prova, i cui principali pregi sono la semplicità di esecuzione, il campo tensionale biassiale e l'assenza di rotture dal bordo. La non perfetta equibiassialità indotta dal comportamento geometricamente non lineare delle lastre inflesse è stata superata tramite un'analisi FEM, calcolando l'effettiva distribuzione di tensione e introducendo un'opportuna area efficace nel trattamento dei dati, così come descritto nella sezione 2.1.2.2.4. I valori ottenuti per una determinata area possono essere convertiti per ottenere quelli relativi ad aree di riferimento differenti.

La distribuzione di Weibull interpreta i valori sperimentali in maniera ottimale. Ciò sembra confermare la validità della statistica di Weibull per descrivere il fenomeno della rottura per il vetro.

Un numero di 50 provini per campione risulta adeguato per ottenere risultati rappresentativi di ciascuna singola famiglia di lastre, consentendo di ottenere una buona interpretazione dei dati sperimentali tramite Weibull.

Anche la ben nota differenza di resistenza meccanica rilevabile sulle due superfici del vetro *float* (lato stagno e lato aria) è stata confermata; tale circostanza deve essere tenuta in debita considerazione se si vuole determinare la resistenza caratteristica del vetro.

Le differenti distribuzioni delle resistenze all'interno della stessa famiglia di difettosità permettono di evidenziare la forte dipendenza che esse hanno al variare del tipo di prova (mono-biassiale) e delle dimensioni dell'area di carico.

Tabella 2.5. Numero di provini testati (n_{tot}), rapporto tra il numero di rotture innescate dal bordo (n_e) e dalla superficie (n_s), azione esterna (carico) di rottura massima (F_{max}), minima (F_{min}), media (F_{media}), deviazione standard. Lastre di 6mm di spessore. Incremento dello sforzo 2 MPa/s.

Metodo di prova	Superficie inflessa	n_{tot}	n_e/n_s	F_{max} [N]	F_{min} [N]	F_{media} [N]	Deviazione standard [N]
FPB – A1	stagno	50	33/17	7763	2670	5355	1118
	aria	50	26/24	9726	3008	6474	1620
FPB – A2	stagno	50	38/12	5230	2367	3894	612
	aria	50	23/27	7207	1688	4509	1284
CDR – A1	stagno	51	51/0	10649	4493	7557	1271
	aria	50	50/0	20179	5047	13663	3441
CDR – A2	stagno	49	49/0	7689	3255	5486	1056
	aria	50	50/0	18292	4879	10485	3001

Tabella 2.6. Parametri di Weibull per lastre float di spessore 6 mm ricotte. Incremento dello sforzo 2 MPa/s.

Metodo di prova	Superficie inflessa	m	σ_0 [MPa mm ^{2/m}]
FPB – A1	stagno	7.4	403

	aria	5.9	750
FPB – A2	stagno	9.0	317
	aria	4.9	1118
CDR – A1	stagno	7.7	363
	aria	6.4	763
CDR – A2	stagno	7.0	419
	aria	5.1	1205

Tabella 2.7. Parametri di Weibull della superficie di lastre *float* ricotte di spessore 6 mm ottenuti da dati di resistenza meccanica riferiti alla superficie unitaria ($UA = 1 \text{ m}^2$)

Metodo di prova	Superficie inflessa	m	σ_0 [MPa mm ^{2/m}]
CDR – UA	Stagno	7.3	406
	Aria	5.4	1096

Tabella 2.8. Tensione con probabilità di frattura 5% riferita alla superficie unitaria ($UA = 1 \text{ m}^2$), ottenuta per lastre *float* ricotte di spessore 6 mm.

Metodo di prova	Superficie inflessa	$\sigma_{5\%_UA}$ [MPa]
CDR-UA	Stagno	40.7
	Aria	48.9
FPB-UA	Stagno	54.4
	Aria	56.5

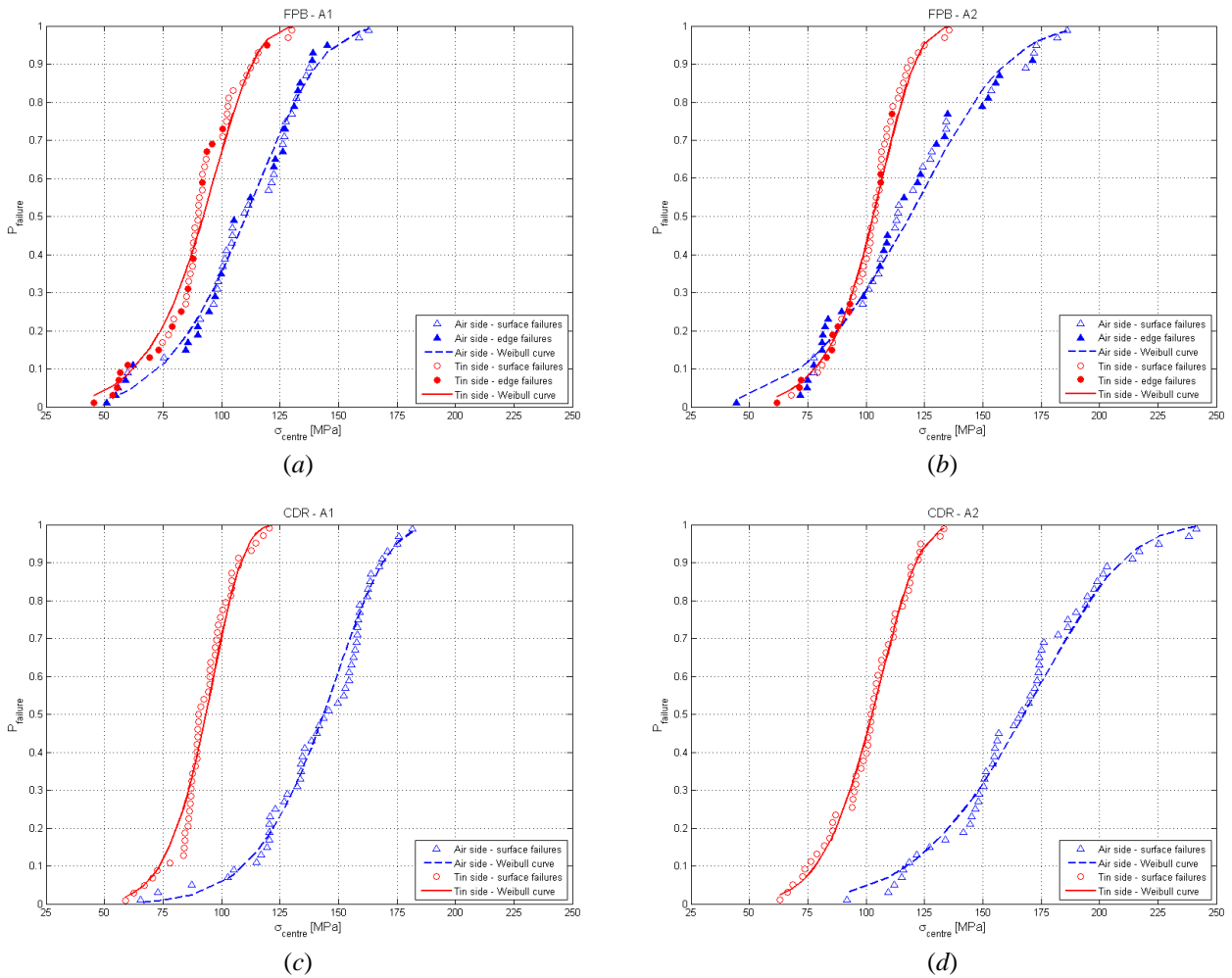


Figura 2.14. Probabilità di frattura cumulata in funzione della tensione di rottura (al centro):
 a) FBP con area $A_1 = L_0 \cdot L_1$; b) FBP con area $A_2 = L_0 \cdot L_2$; c) CDR con area $A_1 = \pi R_1^2$; d) CDR con area $A_2 = \pi R_2^2$.

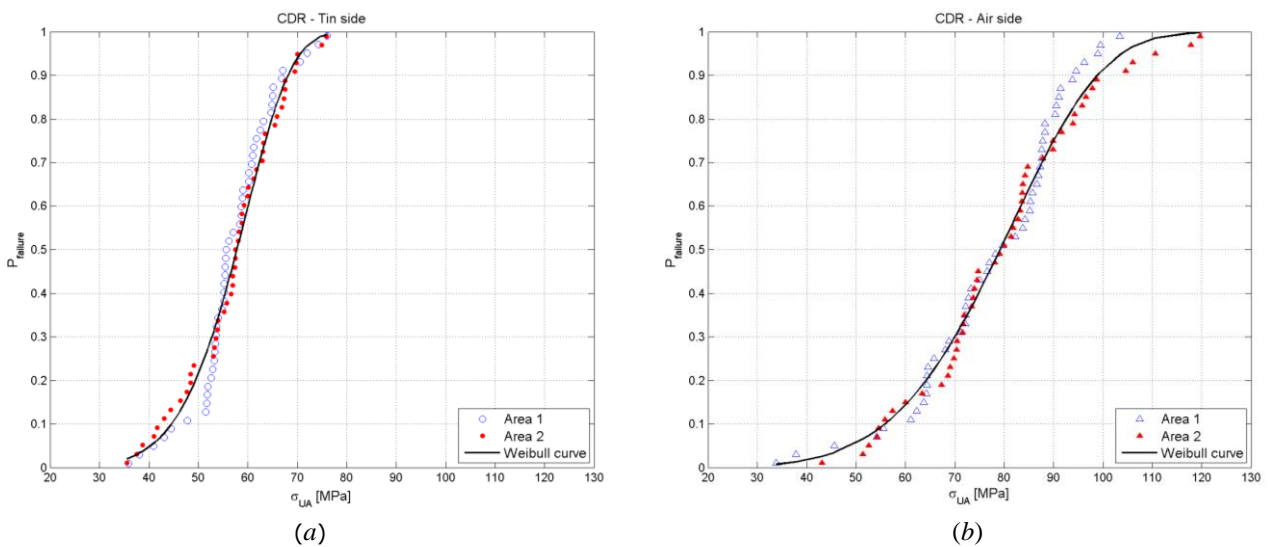


Figura 2.15. Probabilità di frattura cumulata in funzione della tensione efficace (su area unitaria) ottenuta da test CDR:
 a) lato stagno; b) lato aria.

2.1.4 Effetti della finitura del bordo: filo lastra e foro

Il taglio della lastra può essere effettuato con vari sistemi; il più diffuso prevede di produrre una incisione superficiale per facilitare e guidare la rottura per flessione ottenendo le dimensioni desiderate. Questa operazione però produce cricche lungo il filo della lastra, con conseguente riduzione della resistenza meccanica. L'operazione di molatura del bordo (da filo grezzo fino a filo lucido) ha lo scopo di limitare gli effetti di questo degrado. Non esistono al momento prove sistematiche che indichino con certezza l'entità della riduzione del valore della resistenza meccanica del bordo rispetto alle superfici. Le stesse considerazioni valgono per il degrado in corrispondenza delle superfici dei fori.

In letteratura si trovano valori discordanti. Nella norma ASTM E1300-12a, il degrado dovuto alle operazioni di taglio e alle lavorazioni di molatura si può ricavare confrontando gli sforzi ammissibili sul bordo con quelli della superficie per i vetri ricotti, induriti o temperati termicamente; la riduzione raggiunge un massimo di circa il 30 % per il bordo di lastre ricotte non molate (Tabella 2.9). Nelle norme [AS 1288-2006, e prEN13474/3⁴ (edizione 2005)] viene invece stimata una riduzione del 20 % della resistenza meccanica in corrispondenza del bordo. Valori indicativi del coefficiente k_{ed} della riduzione della resistenza meccanica del bordo rispetto alla resistenza caratteristica sulla superficie interna, ripresi dalla prEN13474/3 (edizione 2005), sono riportati in Tabella 2.10.

Per contro, nella prEN 16612-2013, così come in altre norme (VORSCHLAG ÖNORM B 3716-1:2006, DIN 18008), che riguardano sostanzialmente lastre inflesse, non viene proposta nessuna riduzione di resistenza al bordo. Di conseguenza, si ritiene che tale riduzione possa essere ignorata per lastre inflesse, mentre si consiglia prudenzialmente di tenerne conto per elementi con tutto il bordo soggetto a condizioni di trazione massima, come può avvenire in travi o pinne di vetro.

Tabella 2.9. Sforzo ammissibile sulla superficie e sul bordo di lastre ricotte, indurite e temperate termicamente per differenti lavorazioni del filo ($P_f < 0.008$, carico mantenuto 3 s) [ASTM E1300-09a].

		Superficie	bordo		
			taglio	molato	lucidato
ricotto	$\sigma_{0.8\%; 3s}$ [MPa]	23.3	16.6	18.3	20
indurito	$\sigma_{0.8\%; 3s}$ [MPa]	46.6	-	36.5	
temperato	$\sigma_{0.8\%; 3s}$ [MPa]	93.1	-	73.0	

Tabella 2.10. Fattore di riduzione k_{ed} della resistenza meccanica di lastre di vetro ricotto secondo prEN13474/3 (2005).

Prodotti	k_{ed}		
	dopo taglio	molato	lucidato
Lastre di vetro float	0.8	0.9	1.0
Lastre di vetro stampato	0.8	0.8	0.8

2.1.5 Effetti dei trattamenti superficiali

I trattamenti superficiali di acidatura, sabbiatura, smaltatura con frittura inorganica, comportano tutti una riduzione della resistenza meccanica dovuta all'introduzione di difetti superficiali. L'abbassamento della resistenza meccanica rispetto alla resistenza caratteristica si può esprimere mediante un fattore riduttivo del trattamento superficiale k_{sf} .

⁴ Fino al 2009 il progetto di norma prEN 13474 era diviso in tre parti (prEN 13474/1, prEN 13474/2 e prEN 13474/3). Dal 2010 questa distinzione è stata tralasciata.

In letteratura una quantificazione indicativa del degrado dovuto alla sabbiatura o alla acidatura è pari al 60 % [AS 1288-2006].

Dati sperimentali ottenuti con prove di resistenza meccanica eseguiti dal CEN-TC129/WG19 su dischi di vetro *float* di diametro 100 mm, spessore 6mm, testati secondo UNI EN 1288-5, indicano che il processo di sabbiatura produce una maggiore riduzione della resistenza rispetto a quello di acidatura. Nel caso di vetri temperati termicamente la riduzione di resistenza meccanica è percentualmente minore e di entità differente se l'operazione è eseguita prima o dopo il trattamento termico. Valori indicativi del fattore riduttivo della resistenza meccanica dovuta al trattamento superficiale sono ripostati in Tabella 2.11.

Tabella 2.11. Fattori k_{sf} di riduzione della resistenza meccanica dovuta al trattamento superficiale di sabbiatura o acidatura [AS 1288-2006, CEN-TC129/WG19]

		CEN TC129/WG19	AS 1288-2006
Trattamento superficiale			
ricotto	sabbiato	0.52	0.4
	acidato	0.94	
temperato termicamente	temperato - sabbiato	0.82	-
	sabbiato - temperato	0.98	

Per i vetri induriti chimicamente le operazioni di sabbiatura o acidatura non possono essere eseguite. La smaltatura provoca anch'essa una riduzione della resistenza meccanica dipendente da vari fattori (coefficiente di dilatazione termica, granulometria fase cristallina dispersa, spessore).

Nelle norme di prodotto dei vetri induriti o temperati termicamente viene riportato il valore minimo accettato per la resistenza a flessione su 4 punti (UNI EN 1288-3) dei vetri smaltati da cui si può dedurre un fattore di riduzione della resistenza meccanica dovuta alla smaltatura pari a ~ 63% (tempera termica) e ~ 64% (indurimento termico).

2.2 Altri materiali usati in composizione con il vetro

Il vetro viene comunemente usato anche in composizione con fogli di materiali plastici interposti, detti intercalari (*interlayer*), che permettono l'accoppiamento di due o più lastre, producendo quello che si può definire vetro composito o stratificato (*laminated glass*). Lo scopo principale della composizione con fogli di materiale plastico è quello di trattenere, in caso di rottura delle lastre, i frammenti di vetro che cadendo potrebbero produrre danni a persone o cose.

Per la realizzazione di un vetro stratificato (di sicurezza) e la sua commercializzazione, esiste obbligo di marcatura CE; la norma armonizzata di prodotto applicabile è la UNI EN 14449.

Generalmente le lastre di vetro stratificato vengono impiegate per la realizzazione di elementi il cui comportamento, dal punto di vista meccanico, è quello di piastre prevalentemente inflesse. Molti dei materiali plastici impiegati come intercalari sono capaci di realizzare una certa collaborazione tra le lastre di vetro, ossia di trasferire tensioni tangenziali, sufficienti a produrre un momento resistente da parte dell'elemento composito che sia superiore alla somma dei momenti resistenti delle singole lastre. Tale capacità di collaborare nella sollecitazione di flessione può essere tenuta in considerazione nella fase di progettazione purché siano note le proprietà meccaniche dell'intercalare, sia in funzione della temperatura di esercizio sia del tempo di carico; in altre parole deve essere noto il modulo di elasticità tangenziale secante in funzione della temperatura e della durata del carico. Altri materiali vengono impiegati per la finitura di prodotti di vetro, in particolare facciate cosiddette "strutturali" e coperture, al fine di ristabilire la continuità tra gli elementi di vetro in assenza di parti confinanti in metallo e di guarnizioni. In particolare i sigillanti, in genere a base siliconica, rea-

lizzano una barriera tra ambienti esterni e interni ma ad essi può essere affidata anche una funzione ritegno meccanico.

Altri tipi di adesivi possono inoltre essere impiegati per il collegamento di elementi di vetro.

2.2.1 Materiali polimerici per l'intercalare

Il termine polimero definisce, per estensione, la materia costituita da molecole polimeriche, ossia molecole, naturali o sintetiche, di grandi dimensioni formate da una sequenza di unità concatenate tra loro, generalmente mediante legami di tipo covalente. Le catene polimeriche, formate normalmente dalla successione di atomi di carbonio, possono essere lineari, ramificate o reticolate. Le lunghissime catene (Figura 2.16) si dispongono secondo “gomitoli statistici” (Figura 2.17) creando, talvolta, delle connessioni trasversali che ne aumentano la rigidità (polimeri reticolati). Le ramificazioni laterali invece riducono l'impacchettamento, favoriscono la disposizione casuale e indeboliscono i legami secondari abbassando, quindi, la resistenza a trazione. Alcuni polimeri, non reticolati tendono, localmente, ad assumere una configurazione ordinata (cristalliti). Si definisce quindi il grado di cristallinità o amorfismo che caratterizza prestazionalmente il polimero.

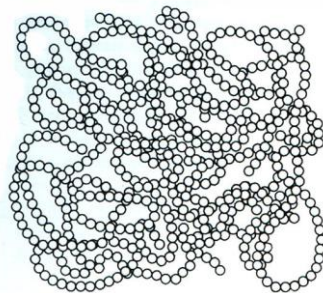


Figura 2.16. Rappresentazione schematica di una catena polimerica [Moffatt *et al.*, 1965].

2.2.1.1 Proprietà fisiche

La temperatura di transizione vetrosa T_g rappresenta il valore di temperatura al di sotto del quale un materiale amorfo si comporta da solido vetroso. La temperatura di transizione vetrosa è determinata sperimentalmente raffreddando il polimero fuso e registrando la curva volume-specifico in funzione della temperatura (Figura 2.18). La temperatura di transizione vetrosa è segnalata in un materiale amorfo da una variazione del gradiente di volume specifico; la presenza di una fase cristallina produce invece una variazione brusca nei valori di volume specifico tanto più evidente quanto più è alto il grado di cristallinità. Nei polimeri amorfi il superamento della T_g è accompagnato da un passaggio progressivo da un comportamento simile a quello del vetro ad un comportamento “gommoso” e poi allo stato fluido. Nel passaggio tra solido e fluido, il comportamento viscoso si sovrappone progressivamente a quello elastico.

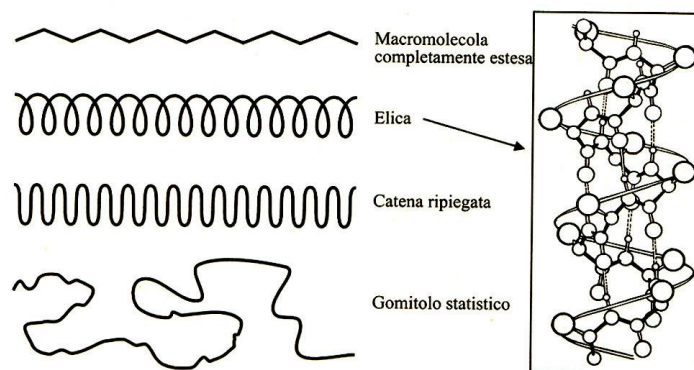


Figura 2.17. Disposizioni possibili delle macromolecole; nel riquadro è mostrato il modello a elica della α -cheratina. [Bertolini *et al.*, 2001]

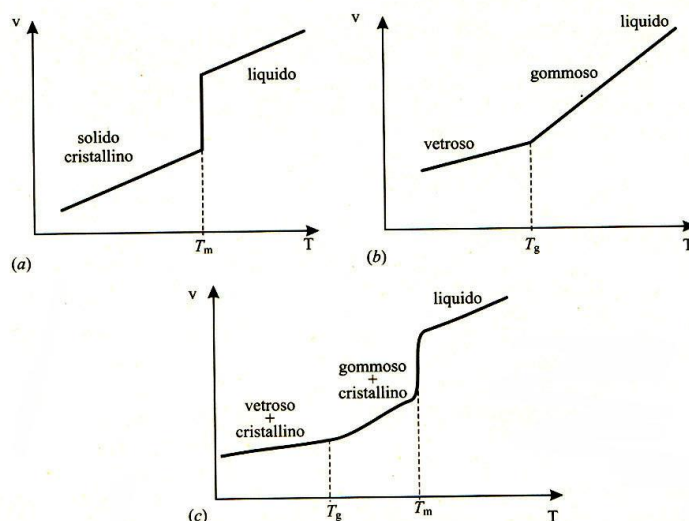


Figura 2.18. Diagramma volume specifico-temperatura per i polimeri: a) perfettamente cristallini (situazione ideale), b) amorfi e c) semicristallini [Bertolini *et al.*, 2001]. T_g temperatura di transizione vetrosa; T_m temperatura di fusione.

Nei materiali polimerici la struttura alla scala microscopica è direttamente responsabile del comportamento macroscopico, ma l'impiego di modelli micromeccanici è difficilmente realizzabile, in quanto il materiale viene quasi sempre miscelato con altre sostanze che ne correggono alcuni difetti legati principalmente alla sensibilità al degrado chimico per fattori ambientali e alla difficile lavorabilità per estrusione. Dopo la polimerizzazione si realizza dunque la miscela (*premix*) o, addirittura, si sottopone la miscela ad una prima fusione con successiva riduzione in granuli (*compound*). Questa fase di lavorazione, detta *finishing*, può avvenire presso lo stesso produttore di polimero o presso l'utilizzatore. Per questo motivo è praticamente impossibile definire le proprietà di un polimero a partire dalla sua struttura chimica se non in maniera estremamente approssimata. Un prodotto industriale realizzato con un polimero noto può esibire proprietà notevolmente diverse a causa della lavorazione subita in fase di produzione. Da queste considerazioni nasce la necessità di prevedere delle precise procedure di qualificazione del materiale che possano fornire le informazioni necessarie alle procedure di calcolo.

Lo scopo principale dell'intercalare è quello di trattenere i frammenti in caso di rottura del vetro, obiettivo che è possibile raggiungere se la frattura che interessa una lastra non si propaga all'interno del materiale plastico ma, viceversa, devia all'interfaccia producendo un inizio di delaminazione. Questo effetto si ottiene, ad esempio, con materiali polimerici termoplastici che esibiscono alla

temperatura ambiente un modulo elastico nettamente più basso di quello del vetro. Il poli-vinil-butirrale (PVB) è il materiale più impiegato a questo scopo. Si tratta di un polimero vinilico amorfo termoplastico caratterizzato da catene polimeriche lunghe, ramificate e geometricamente disordinate. Il PVB esibisce una temperatura di transizione vetrosa prossima ai valori delle normali temperature di esercizio ed è quindi in grado di esibire un comportamento gommoso. L'adesione al vetro viene, in genere, realizzata in autoclave ad alta temperatura ed è dovuta ai legami chimici che si instaurano tra le interfacce: i gruppi idrossili lungo le catene del polimero si legano infatti ai gruppi silani presenti sulla superficie del vetro.

Altro materiale di frequente uso nella produzione di vetro stratificato è il copolimero di etilene-vinilacetato (EVA). Sono sul mercato anche intercalari come il poliuretano e quelli così detti "ionoplastici". Recentemente è stato impiegato anche il policarbonato (PC) che offre il vantaggio di avere una temperatura di transizione vetrosa elevata (circa 150°) ma viene assemblato con fogli di materiali adesivi. Tuttavia possono potenzialmente entrare sul mercato del vetro stratificato anche prodotti diversi, con prestazioni meccaniche non note, talvolta provenienti da settori diversi da quello edilizio.

In generale i materiali in uso come intercalari sono fortemente sensibili alle variazioni termiche. A causa della bassa temperatura di transizione vetrosa esibiscono alla temperatura ambiente un comportamento generalmente indicato come gommoso (*rubber-like*), con deformazioni a rottura che possono raggiungere valori anche del 200-300%, che si manifestano in genere quando vengono sottoposti a carichi prolungati. Sotto questo tipo di azione la parte sferica della deformazione (variazione di volume) rimane di entità trascurabile se confrontata con la parte deviatorica (variazione di forma).

2.2.1.2 Proprietà meccaniche

I materiali plastici più usati per realizzare l'intercalare, ovvero il PVB, l'EVA e i polimeri ionoplastici, possono essere considerati isotropi almeno nella fase iniziale della storia di carico. Quando le lastre di vetro sono intatte, l'intercalare è costretto all'interno di un materiale dotato di maggiore rigidità e quindi in grado di esibire deformazioni relativamente piccole. In questa fase è quindi sufficiente disporre di una descrizione costitutiva di tipo visco-elastica lineare. Poiché la viscosità viene esibita principalmente nella parte deviatorica della deformazione, per simulare il comportamento viscoso è sufficiente dare una descrizione della dipendenza del modulo elastico tangenziale dal tempo utilizzando un modello alla Maxwell generalizzato. Per una buona descrizione del comportamento del materiale può essere sufficiente un numero di 5 elementi alla Maxwell in parallelo opportunamente calibrati (serie di Prony).

La forte dipendenza delle proprietà dei materiali plastici dalla temperatura fa sì che sia necessario valutare tali proprietà nelle possibili condizioni termiche di esercizio.

Allo stato attuale non sono disponibili dati sperimentali certi che permettano di valutare l'effetto dell'invecchiamento sui materiali usati come intercalari. Tuttavia, è noto come questi materiali plastici siano, in genere, estremamente sensibili agli effetti dell'umidità, per cui si raccomanda prudenza nell'uso in ambienti umidi. Sono stati poi osservati processi di degrado in particolare dell'adesione tra vetro e intercalare ove il bordo della lastra stratificata non risulti adeguatamente areato o protetto, essendo tale degrado principalmente imputabile al ristagno d'umidità.

Dopo la rottura di tutte le lastre di vetro che costituiscono il vetro stratificato il comportamento dell'elemento è affidato alla capacità dell'intercalare di mantenersi fissato ai vincoli. Nel caso che si voglia valutare tale comportamento sarà necessario descrivere le relazioni costitutive del foglio di materiale plastico. A questo scopo è necessario utilizzare modelli costitutivi per grandi deformazioni, capaci di riprodurre il percorso di equilibrio dei materiali gommosi (*rubberlike*), ad esempio il tipico diagramma di prova monoassiale che evidenzia un punto di flesso. I parametri dei modelli iperelastici devono essere opportunamente tarati mediante prove sperimentali anche pluriassiali. Le

analisi post critiche sono in genere finalizzate alla valutazione della tenuta dei vincoli. La rottura dell'intercalare può comunque essere presa in considerazione in questa fase.

2.2.1.3 Caratterizzazione meccanica degli intercalari polimerici

Materiali plastici, apparentemente uguali, possono essere prodotti e messi sul mercato con pesi molecolari e cariche diverse che ne modificano le proprietà specifiche, in particolare la temperatura di transizione vetrosa e, quindi, la capacità di esibire deformazioni viscosoelastiche la cui ampiezza aumenta rapidamente con la temperatura. Per questo motivo, nel caso in cui si ricorra ad un materiale poco noto e comunque tutte le volte che si intende tenere conto della capacità di collaborazione a taglio prodotta dall'intercalare sulle lastre componenti, si raccomanda di richiedere la documentazione relativa al comportamento meccanico del materiale plastico nei confronti dei livelli di temperatura e della durata del carico, ovvero i valori del modulo di elasticità tangenziale in funzione della temperatura e della durata del carico.

È bene sottolineare che il processo di adesione tra vetro e intercalare coinvolge un legame di tipo chimico; questa circostanza richiede, per le alterazioni che può introdurre nel comportamento dei materiali a contatto, di realizzare prove meccaniche su provini stratificati per la valutazione del corretto comportamento complessivo. Poiché attualmente non ci sono indicazioni normative a questo proposito, è possibile trascurare l'irrigidimento locale prodotto dal reticolo chimico che si instaura tra vetro e polimero e realizzare le prove meccaniche sul solo materiale plastico, ovviamente sapendo di sottostimare la rigidità e sovrastimare la deformabilità delle piastre composite.

Generalmente, i comportamenti meccanici dipendenti dal tempo sono indagati mediante metodi di prova che applicano cicli di carico scelti per evidenziare al meglio il fenomeno anche in relazione alle sollecitazioni di impiego e di esercizio. I gradienti di carico presi in considerazione nell'ingegneria strutturale variano da 10^{-9} Hz a 1 Hz, anche se frequenze più alte sono utili nello studio dei problemi di impatto e di esplosione. Di seguito si riportano le modalità più diffuse per la realizzazione di prove che mettono in luce le proprietà reologiche dei materiali plastici.

Per quanto riguarda lo stato di tensione e di deformazione da produrre nel provino, sono particolarmente indicate le modalità di prova che restituiscono direttamente il modulo di elasticità tangenziale, in quanto questo è direttamente coinvolto nella capacità di trasferimento del carico tra le lastre del vetro stratificato.

Prove di creep/rilassamento

Prove reologiche possono essere realizzate imponendo un carico in modo relativamente veloce e registrando la conseguente deformazione nel periodo di tempo successivo (prove di *creep*), ovvero imponendo uno spostamento e registrando la conseguente variazione del sistema di forze (prove di rilassamento).

Oscillazioni forzate

Se la deformazione (o la tensione) varia periodicamente, a regime dopo alcuni cicli, nell'ambito di validità del principio di Boltzman, anche la tensione (o la deformazione) varierà con la stessa legge e la stessa frequenza, ma sarà sfasata rispetto alla deformazione (o alla tensione). Per esempio, se si impone ad un materiale viscoelastico isotropo uno scorrimento del tipo $\gamma = \gamma_0 \sin \omega t$, si può facilmente mostrare che la tensione tangenziale può essere rappresentata nella forma $\sigma = \gamma_0 (G'(\omega) \sin \omega t + G''(\omega) \cos \omega t)$, in cui $G'(\omega)$ e $G''(\omega)$ sono funzione delle frequenze e rappresentano il modulo di elasticità tangenziale di accumulo ed il modulo di elasticità tangenziale di dissipazione. Infatti, $G'(\omega)$ è il rapporto tra la tensione in fase con la deformazione e la deformazione stessa ed è proporzionale alla energia accumulata in un ciclo, mentre $G''(\omega)$ è il rapporto tra

la tensione sfasata di $\pi/2$ rispetto alla deformazione e la deformazione stessa ed è proporzionale alla energia dissipata in un ciclo.

La misura diretta di tensioni e deformazioni in vibrazioni forzate è effettuata per frequenze comprese tra 0,001 Hz e 100 Hz.

Oscillazioni libere

L'oscillazione libera di un provino è caratterizzata da una frequenza costante ω_c e da un'ampiezza gradualmente decrescente. Le proprietà viscoelastiche possono essere calcolate a partire da queste due misure. Le prove di oscillazione libera coprono un dominio di frequenze tra 0,01 Hz a 25 Hz.

Metodi di risonanza e propagazione delle onde

Per frequenze più elevate di 100 Hz la lunghezza d'onda dello spostamento diviene troppo piccola rispetto alla dimensione del provino. In tal caso, la velocità di propagazione dei treni di onde e la sua attenuazione può essere registrata, fornendo le componenti del modulo complesso. Onde longitudinali e flessionali che attraversano strisce sottili di materiale possono coprire le frequenze tra i 100 e i 10^7 Hz.

2.2.1.4 Dipendenza dalla temperatura (*master curve*)

Data una certa frequenza ω , le variabili viscoelastiche ottenute dalle prove meccaniche dipendono dalla temperatura di prova. Molti materiali viscoelastici presentano la particolarità che, rappresentando in scala logaritmica la funzione $G(\omega)$, ovvero il modulo a taglio G in funzione della pulsazione ω della forzante, i punti sperimentali ottenuti ad una data temperatura possono essere traslati fino a sovrapporsi ai punti ottenuti a temperature diverse. Gli effetti di un cambiamento di temperatura da T a T_0 si producono moltiplicando la scala delle frequenze per una data costante a_T e la scala di G per $T_0\rho_0/T\rho$, dove ρ e ρ_0 rappresentano la densità del polimero alle temperature T e T_0 , rispettivamente. Dato che, in genere, per tutte le variabili viscoelastiche è possibile determinare un valore di traslazione $\log a_T$ dipendente solo dalla differenza di temperatura, è possibile ottenere una singola curva composita che rappresenta la dipendenza di una proprietà viscoelastica dalla frequenza. Tale curva viene chiamata *master curve*.

Una forma generalmente accettata nell'analisi dei polimeri per la rappresentazione della dipendenza di a_T da $(T-T_0)$ è quella proposta da William, Landel e Ferry (equazione WLF) nella forma

$$\log a_T = \frac{-c_1^0 (T - T_0)}{c_2^0 + T - T_0} \quad (2.40)$$

Una volta che siano state determinate le costanti c_1^0 e c_2^0 che permettono di sovrapporre i punti sperimentali ottenuti alle varie temperature, è possibile costruire la *master curve* ad una temperatura di riferimento T_0 per tutte le variabili viscoelastiche.

Tuttavia si deve essere cauti nell'uso di questo strumento per la rappresentazione di proprietà relative a tempi o frequenze di vari ordini di grandezza lontani dai domini delle misure sperimentali poiché l'accumulo di errori sperimentali e modificazioni chimiche che si producono nel lungo periodo (degrado ambientale) possono rendere poco attendibili i valori predetti.

La conoscenza della "*master curve*" e dei coefficienti dell'equazione di Williams, Landel e Ferry permette di calcolare il valore del modulo elastico secante in corrispondenza di qualsiasi valore di temperatura e di durata di carico (Figura 2.20).

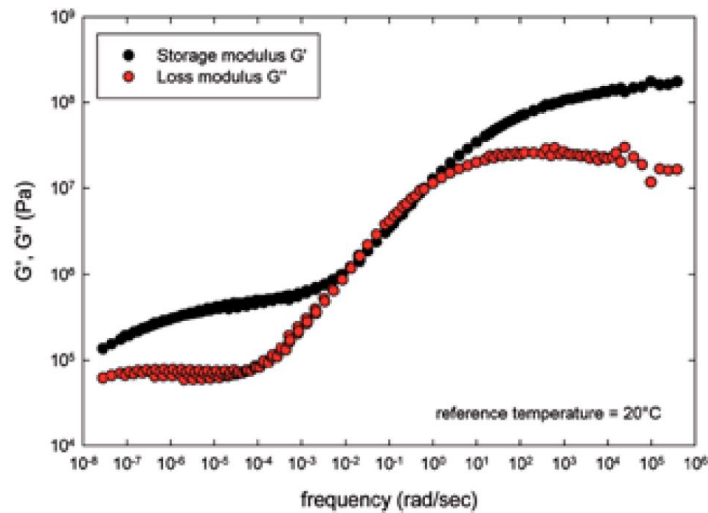


Figura 2.19. *Master curve* ottenuta su provini di PVB per il modulo di elasticità tangenziale alla temperatura di riferimento di 20°C. Modulo tangenziale di dissipazione (*loss modulus*) e modulo tangenziale di accumulo (*storage modulus*). Da [D'Haene & Savineau, 2007].

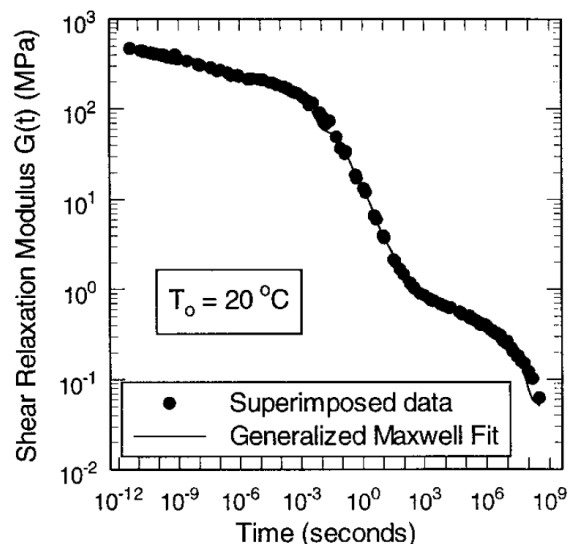


Figura 2.20. Curva di rilassamento ottenuta su provini di Butacite® Dupont (PVB) per il modulo di elasticità tangenziale alla temperatura di riferimento di 20°C. L'interpolazione è ottenuta mediante il modello di Maxwell generalizzato (serie di Prony) [Van Duser *et al.*, 1999].

2.2.1.5 Degrado ambientale dell'intercalare nel vetro stratificato

I materiali plastici impiegati in composizione con il vetro per la produzione di vetro stratificato sono in genere soggetti a effetti di degrado ambientale nei tempi della vita utile dell'opera (di costruzione). In mancanza di dati certi sugli effetti del degrado si raccomanda particolare attenzione quando si è in presenza di ambienti soggetti ad umidità elevata. Elementi di vetro stratificato posti in opera da anni hanno talvolta mostrato fenomeni di delaminazione a partire dai bordi; la presenza di umidità viene denunciata invece da una progressiva opacizzazione dell'intercalare sempre a partire dai bordi. Gli effetti del degrado si manifestano in primo luogo attraverso difetti visibili già evidenti all'osservazione (bolle, delaminazioni, opacità), ai quali è ragionevole pensare che corrispondano alterazioni del comportamento meccanico. In mancanza di informazione sulle alterazioni del

comportamento meccanico si raccomandano alcuni importanti accorgimenti cui attenersi nella progettazione degli elementi di vetro, in particolare se per uso strutturale.

- Gli elementi di vetro stratificato per uso strutturale devono essere ispezionabili e deve essere prevista una procedura periodica di controllo e di manutenzione.
- Gli elementi di vetro stratificato per uso strutturale devono essere sostituibili e deve essere prevista la modalità di sostituzione, in quanto la vita utile dell'elemento di vetro (anche se stratificato) è in generale più breve della vita utile dell'opera (di costruzione).

I metodi di prova per determinare la durabilità sono normati dalla UNI EN ISO 12543-4 "Vetro per edilizia - Vetro stratificato e vetro stratificato di sicurezza - Metodi di prova per la durabilità". Va notato tuttavia che tale normativa considera solo difetti evidenti ad un esame visivo e sviluppatosi nel materiale ad una distanza di 15 mm da un bordo originale e di 25 mm da un bordo tagliato; non viene invece preso in considerazione alcun tipo di degrado delle caratteristiche meccaniche.

2.2.2 Adesivi e sigillanti

Il sigillante impiegato generalmente per ristabilire la continuità tra gli elementi di vetro in assenza di parti confinanti in metallo e di guarnizioni è il silicone. A questo può essere affidato sia il solo compito di sigillante ma anche una collaborazione strutturale.

Il silicone è ottenuto sostituendo il carbonio delle catene molecolari polimeriche con gruppi silossanici; i siliconi vengono in genere catalogati con le gomme e, come queste, mostrano la capacità di esibire grandi deformazioni.

Le presenti istruzioni non trattano delle prestazioni del silicone nel caso in cui sia impiegato soltanto come sigillante delle vetrazioni, per impedire il passaggio di fluidi. In tal caso, si dovrà far riferimento ad altre specifiche norme in materia. In ogni caso, si dovrà tener conto della rigidità e della capacità di deformazione del sigillante qualora, come per esempio sotto le azioni sismiche, l'ossatura dell'edificio sia soggetta a considerevoli spostamenti. Infatti, sebbene di norma le vetrazioni siano trascurate nel calcolo delle capacità portante dell'edificio, tuttavia queste possono dare un contributo importante in termini di rigidità globale: in questa collaborazione i giunti siliconici, anche se non hanno funzione strutturale, possono giocare un ruolo determinante.

Siliconi con funzione strutturale (siliconi strutturali) possono essere impiegati per ottenere la sigillatura tra gli elementi di vetro adiacenti e simultaneamente realizzare un vincolo tra le lastre, ovvero collaborare all'azione di altri vincoli. In questo caso è necessario valutare lo stato di sollecitazione del giunto per verificare che non superi la tensione di rottura o di perdita di adesione dello stesso e dimensionare lo spessore in modo che la deformazione elastica sia compatibile con gli spostamenti richiesti.

Per quanto riguarda il comportamento costitutivo del silicone, comunemente catalogato assieme alle gomme sintetiche, vale quanto già detto per gli intercalari polimerici: esso esibisce un comportamento fortemente non lineare e dipendente dal tempo; sarebbe quindi necessaria un'analisi sperimentale adeguata mediante prove transitorie o dinamiche ed una modellazione accurata mediante modelli iperelastici dipendenti dal tempo. Su mandato CE, l'EOTA ha definito una guida per la predisposizione di ETA (Benestare, ora Valutazione) –Tecnico-Europeo per i sistemi con vetrazioni a sigillatura strutturale (ETAG, ora AED, 002 - *Edition November 1999, Guideline for European Technical Approval (ora Assessment) for Structural Sealant Glazing Systems (SSGS), amended October 2001*). In tale documento, che consta di tre parti (parte 1: sistemi supportati e non supportati; parte 2: sistemi in alluminio preverniciato; parte 3: sistemi con profilati ad interruzione di ponte termico), si definiscono verifiche sulle tensioni e valutazioni dello spessore dei giunti siliconici impiegando valori definiti di modulo elastico e di modulo di elasticità tangenziale e di tensione tangenziale di progetto.

Il modulo elastico viene misurato, a cura del produttore, secondo le UNI EN ISO 527 ad un assegnato valore di velocità di carico (5 mm/min). Si può determinare sia il modulo tangente all'origine

sia il modulo secante in corrispondenza di segnalate coppie di punti della curva sforzo deformazione. Non viene tuttavia precisato quale di questi valori debba essere impiegato nelle verifiche. La tensione tangenziale di progetto sotto carico dinamico viene determinata mediante una prova descritta nella ETAG 002, mentre il valore di quella di progetto per carico costante viene fornita dal produttore senza alcun riferimento alle procedure di prova utilizzabili. La ETAG 002 fa riferimento anche alla UNI EN ISO 8339 per la determinazione delle proprietà del materiale a trazione e ricalca in parte la UNI EN 15434 Vetro per edilizia - Norma di prodotto per sigillante strutturale e/o resistente ai raggi UV (per impiego in vetrate strutturali sigillate e/o in vetrate isolanti con sigillante esposto).

Occorre infine notare che i materiali siliconici presentano in genere un diverso comportamento a compressione e a trazione e sono soggetti a problemi di instabilità elastica quando sollecitati a compressione. Per la determinazione del comportamento a compressione si fa riferimento alla UNI EN ISO 604 Materie plastiche - Determinazione delle proprietà a compressione.

3 PRINCIPI GENERALI DI PROGETTO

Il progetto deve garantire requisiti di resistenza, di esercizio e di durabilità. Il vetro presenta però molti aspetti peculiari che contraddistinguono il suo processo di progettazione rispetto all'approccio tradizionalmente seguito per materiali da costruzione più tradizionali.

3.1 Gerarchia, robustezza, ridondanza, rottura protetta (*FAIL SAFE*)

Ai fini del comportamento strutturale, il comportamento fragile del vetro, unito alla dispersione dei valori delle caratteristiche di resistenza, ha portato all'introduzione di principi generali di progettazione che si basano sui concetti di *gerarchia*, *robustezza* e *ridondanza*. La *gerarchia* assegna indici di importanza ai diversi elementi strutturali, mentre la robustezza e la ridondanza garantiscono una sicurezza adeguata anche in caso di rottura accidentale di un elemento di vetro.

Tale visione è tipica della progettazione aeronautica, dove è accettato che alcuni componenti possano collassare in situazioni estreme senza però compromettere la stabilità globale del sistema strutturale. Questo tipo di prestazione si definisce "rottura protetta", ma è meglio conosciuta col termine anglosassone *fail safe*. Nel caso di una struttura di vetro, si può dire che questa è *fail safe* se la crisi di uno o più suoi componenti non compromette la sicurezza dell'intera struttura nei confronti degli utenti. L'applicazione dei concetti di gerarchia, robustezza e ridondanza consente di ottenere, a livello di struttura, quella duttilità mancante a livello di materiale e di singolo elemento strutturale.

Nella progettazione di strutture di vetro appare quindi di importanza fondamentale verificare che la struttura sia in grado di ridistribuire i carichi prevedendo possibili percorsi alternativi per le sollecitazioni, accettando la rottura spontanea e/o accidentale di alcuni elementi o parte di essi.

3.1.1 Gerarchia strutturale

Gli elementi strutturali vengono classificati sulla base delle possibili conseguenze, in termini di perdite sia materiali che umane, derivanti dal loro collasso. Nel caso specifico si deve considerare la possibilità di rottura del vetro, anche in seguito ad eventi fortuiti, quali ad esempio urti accidentali, atti vandalici o presenza di microdifetti. Riguardo a quest'ultimo aspetto, particolarmente insidiosa, ad esempio, è la presenza di inclusioni di solfuro di nichel che possono provocare la rottura spontanea del vetro temperato anche molto tempo dopo la sua installazione.

Ai sensi della EN1990, così come esposto con più dettaglio nella Sezione 3.2, le strutture di vetro vengono classificate sulla base della classe di conseguenze per la loro crisi eventuale. Sulla base di questo, verranno classificate in elementi di prima, seconda e terza classe.

3.1.2 Robustezza strutturale

La robustezza strutturale è la capacità di un elemento, o di una parte strutturale, di evitare danni sproporzionati come conseguenza di una causa che abbia provocato un danno limitato. Ad esempio, la robustezza indica la capacità di evitare il crollo nel caso in cui la struttura subisca danni locali dovuti ad azioni accidentali (urti, atti vandalici) o rotture spontanee (difetti nel materiale, come inclusioni da solfuro di Nichel o gradienti termici). Il soddisfacimento di questo requisito consente di realizzare strutture in grado di mettere in campo tutte le proprie riserve di resistenza fino al collasso, attraverso l'attivazione di molteplici percorsi alternativi di trasferimento dei carichi. Allo stesso tempo si allontana il pericolo di collasso generalizzato a seguito di rotture localizzate della struttura (collasso progressivo).

La robustezza strutturale può essere ottenuta anche mediante l'adozione di opportune scelte progettuali e di adeguati provvedimenti costruttivi, ad esempio:

- evitando, eliminando o riducendo i rischi ai quali la struttura può essere soggetta.
- adottando una soluzione strutturale che abbia una bassa sensibilità ai rischi considerati.
- progettando un sistema strutturale che possa sopportare in sicurezza
 - la rottura accidentale di un elemento strutturale (una pinna in una facciata, una trave portante in un impalcato) o il verificarsi di un danno localizzato nell'elemento stesso (la rottura di una lastra in un elemento stratificato);
 - la rottura accidentale di una porzione limitata della struttura.

3.1.3 Ridondanza strutturale

La ridondanza strutturale rappresenta la capacità della struttura di ridistribuire *al suo interno* lo stato di sforzo, in modo tale che il collasso di una sua parte non provochi il collasso dell'intera struttura. Tale requisito rappresenta quindi un mezzo per progettare strutture robuste, come indicato al punto 3.1.2. In una struttura ridondante i carichi possono essere sostenuti:

- dallo stesso meccanismo resistente di partenza, ma di resistenza diminuita a seguito del danneggiamento subito (ad esempio nel caso in cui si riduce la sezione resistente);
- attraverso meccanismi resistenti alternativi (ad esempio, quando si ha la rottura di una pinna in una vetrata continua).

Nel caso di strutture di vetro il requisito di ridondanza è molto importante, vista la natura fragile del materiale ed il possibile rischio di rotture spontanee. In particolare la ridondanza strutturale può essere definita a vari livelli: *i)* per una sezione; *ii)* per il sistema strutturale nel suo complesso.

3.1.3.1 Ridondanza di sezione

Rappresenta la capacità della sezione di un elemento strutturale di mantenere una capacità resistente residua a seguito della rottura di una sua parte ovvero, in modo equivalente, la proprietà per cui la rottura di una parte della sezione non ne provoca la rottura totale.

E' importante osservare che nelle strutture di vetro, al contrario di quanto avviene ad esempio in una sezione di calcestruzzo armato o di acciaio, un basso tasso di lavoro del materiale non conferisce ridondanza alla sezione. Questo perché da un lato la tenacità del materiale è scarsa e quindi, una volta innescate, le fratture propagano in modo quasi istantaneo; dall'altro, le rotture possono innescarsi spontanee anche in presenza di bassi livelli tensionali (ad esempio per la presenza di microdifetti), oppure possono essere dovute ad eventi fortuiti (urti accidentali, atti vandalici).

Per questo motivo, un elemento monolitico di vetro nel quale venga aumentato lo spessore rispetto a quello minimo di progetto non può essere considerato strutturalmente ridondante. Invece, un esempio tipico di ridondanza di sezione si può avere nei vetri stratificati, dove si possono prevedere lastre aggiuntive rispetto a quelle strettamente necessarie per far fronte alle azioni di progetto. In caso di rottura accidentale di una lastra, le lastre superstiti possono sopportare, in tutto o in parte, i carichi di progetto.

Nel caso di elementi esposti ad urti, come ad esempio i solai, le lastre esterne sono in genere ridondanti e vengono spesso chiamate "sacrificali". Esse svolgono il ruolo di proteggere le lastre inferiori, alle quali è demandato il soddisfacimento della capacità portante.

3.1.3.2 Ridondanza di sistema

È la capacità della struttura di trasferire i carichi, a seguito della rottura di un elemento o di una parte, secondo meccanismi alternativi rispetto a quello di progetto.

Un esempio ormai classico di ridondanza di sistema è rappresentato dalle facciate delle *Grandes Serres* nel parco de *La Villette* a Parigi, che sono formate da moduli di vetro temperato non stratificato, appesi l'uno all'altro. La rottura di un modulo potrebbe provocare cambiamenti immediati nel sistema di sospensione, in quanto se il modulo superiore di una fascia si frattura, gli inferiori restanti non hanno più supporto. Il progettista ha però previsto un sistema particolare di connessioni tale che gli sforzi possano essere trasferiti da questi ultimi ai moduli adiacenti attraverso elementi orizzontali di collegamento, così come indicato negli schizzi autografi rappresentati in Figura 3.1.

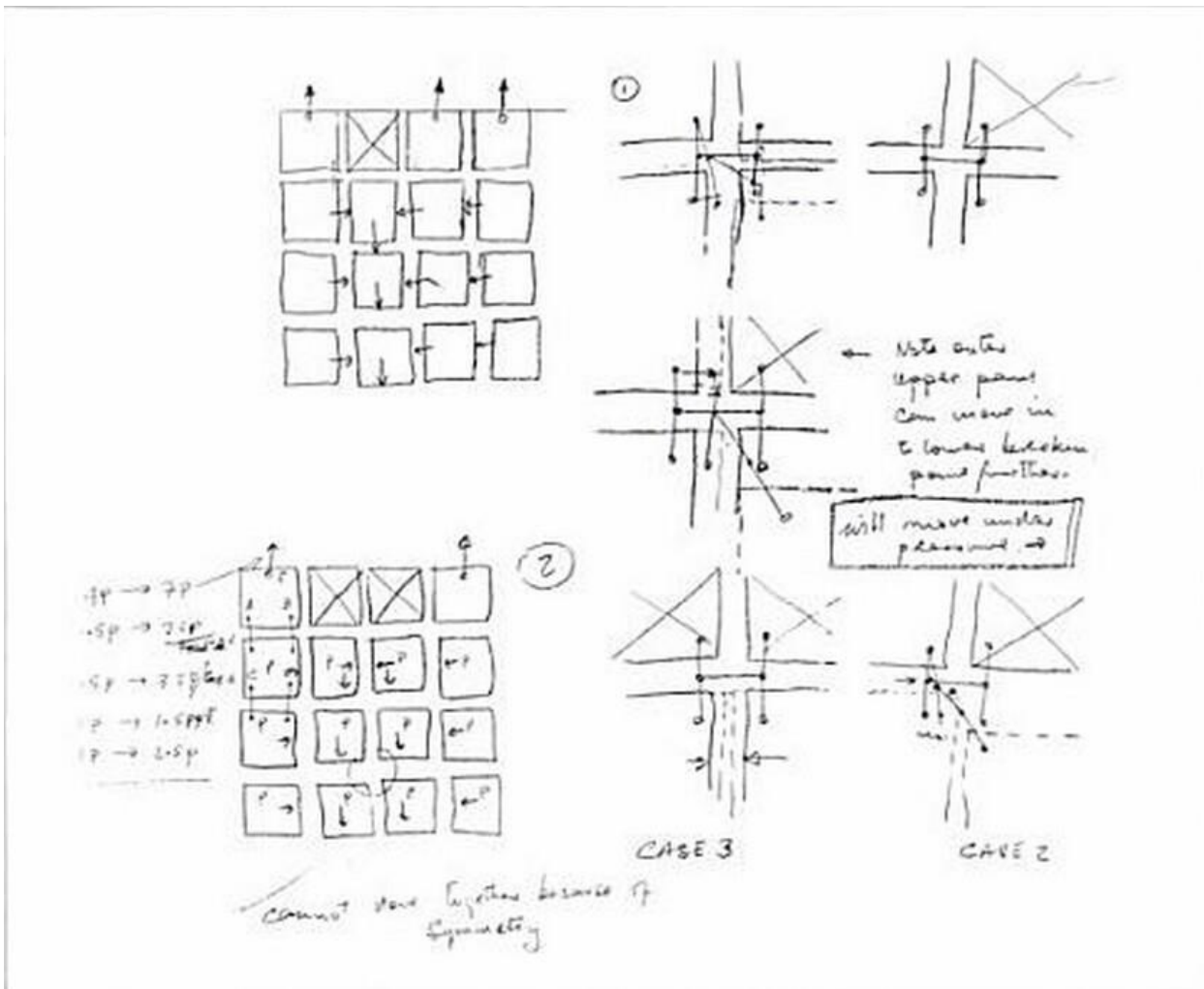


Figura 3.1 Peter Rice, schizzi di studio per le facciate di vetro delle *Grandes Serres* nel parco de *La Villette* a Parigi.

La scelta del livello di ridondanza deve essere effettuata in relazione agli eventi rispetto ai quali ci si vuole tutelare. In tal senso, una possibile classificazione è riportata nella Tabella 3.1.

Tabella 3.1. Possibile classificazione del livello di ridondanza richiesto.

Ridondanza strutturale	
Evento	Possibili soluzioni
Rottura spontanea/accidentale del vetro	<i>Ridondanza di sezione:</i> uso del vetro stratificato o elementi di protezione contro la caduta dall'alto di frammenti.
Atto vandalico che coinvolge un elemento strutturale	<i>Ridondanza di sistema:</i> prevedere percorsi strutturali alternativi per il carico in caso di rottura di un elemento strutturale.

3.1.4 Comportamento post-rottura

Il comportamento “post rottura” dipende principalmente dal tipo di vetro utilizzato (float, indurito, temperato o combinazione di questi), dallo schema di vincolo e dalla eventuale associazione con altri materiali (intercalari per stratifica, rinforzi, tiranti). In generale, è importante valutare il tempo necessario affinché un elemento strutturale di vetro sottoposto al carico di esercizio, parzialmente o completamente danneggiato, collassi definitivamente.

Oltre al dimensionamento in fase di esercizio, l'elemento strutturale vetrato deve essere progettato in fase post-critica; ciò implica che la scelta del tipo di vetro da adottare è di fondamentale importanza.

Ovviamente, rispetto al vetro monolitico il vetro stratificato ha un migliore comportamento post-rottura, per la presenza dell'intercalare che trattiene i frammenti, limita le dimensioni delle macrofessure, offre capacità portante residua e riduce il rischio di ferite da taglio agli utenti. Le prestazioni dopo la rottura sono influenzate dalla dimensione e forma dei frammenti. Il tipo di frammentazione dipende dal tipo di vetro: in questo senso, il vetro ricotto è migliore del temperato in quanto la maggior dimensione dei frammenti garantisce una migliore adesione all'intercalare. Risultano importanti anche la natura del carico (impulsivo o quasi-statico), l'energia di deformazione elastica accumulata, il tipo di fissaggio, il tipo di intercalare e le proprietà di adesione tra vetro e intercalare. Si riporta di seguito un'indicazione qualitativa della capacità post-rottura di portare i carichi di un vetro stratificato in funzione della tipologia dei vetri (Tabella 3.2).

Il comportamento post-rottura di un vetro stratificato dipende, oltre che dalla sua composizione, anche dal tipo di vincolo in essere. Per quanto riguarda le lastre di vetro con appoggio su due lati conta anche il rapporto di forma e, nel caso di un'applicazione in verticale, se i vincoli sono posti lungo i lati verticali oppure orizzontali. Se si utilizzano sistemi a fissaggio puntuale con fori svasati, la differenza di comportamento è data ad esempio dal tipo di rotule, ovvero se questa ha una singola ghiera di fissaggio, oppure doppia e permette di assicurare la lastra interna separatamente da quella esterna. Il foro in questo caso è cilindrico-conico e la lastra interna è sfalsata rispetto a quella esterna dello stratificato. In definitiva, ogni considerazione dovrebbe essere fatta caso per caso: una classificazione puramente qualitativa è riportata nella Tabella 3.3.

La scelta del tipo di vetro da utilizzare dipende ovviamente in maniera sostanziale anche dal tipo di aggancio.

I vetri che utilizzano *rotules* con *foratura passante* possono essere singoli, stratificati e vetrocamera. Ci deve essere sempre almeno un vetro temperato con successivo trattamento HST (*Heat Soaked Thermally toughened safety glass*). Infatti essendo forati i vetri devono resistere alle elevate concentrazioni di tensioni che si formano in prossimità dei fori dove alloggiavano le rotules. Queste indicazioni sono riassunte nella Tabella 3.4.

I vetri per rotules con *foratura non passante* possono essere singoli, stratificati e vetrocamera. Ciascuna delle precedenti composizioni può essere realizzata con vetri che abbiano subito i seguenti trattamenti termici. Il vetro singolo (monolitico) deve essere temperato e con trattamento HST, ma non può essere usato per i parapetti (ovvero quando ci sono rischi di caduta nel vuoto); è da evitare

l'utilizzo di vetro ricotto monolitico. Il vetro stratificato con un'inclinazione rispetto alla verticale compresa tra 0° e 5° deve avere una foratura che interessi anche il vetro esterno: la lastra esterna sarà temperata per migliorare la resistenza alle tensioni locali; la lastra interna non deve essere temperata per ottenere una modalità di frammentazione che consenta una residua coesione post-rottura. Il vetrocamera deve avere l'incollaggio strutturale dei bordi. I tipi di vetro consigliati sono indicati nella Tabella 3.5.

I vetri per rotules *senza foratura* (Tabella 3.6) possono essere singoli, stratificati e vetrocamera. Ciascuna delle precedenti composizioni può essere realizzata con vetri che abbiano subito i trattamenti termici di indurimento o tempera e conseguente trattamento HST.

Per quegli elementi soggetti anche a particolari azioni antropiche, quali parapetti e barriere, occorre ricordare che indicazioni riguardo alla sicurezza in uso sono riportate anche in specifiche norme di prodotto, fra le quali le UNI EN 12600, UNI 10805, UNI 10806, UNI 10809, UNI EN 14019, UNI EN 12150. In generale, le prestazioni post rottura sono valutabili con prove dirette, fra le quali la più diffusa è quella di urto con un corpo impattatore basculante che viene rilasciato da un'altezza di caduta fissata. Per questo tipo di prove si rimanda alla normativa vigente. Un'indicazione sul tipo di vetro da utilizzarsi ai fini del comportamento post-rottura è riportata nella Tabella 3.7. Le classi di prestazioni all'impatto utilizzabili per le varie applicazioni edilizie di vetro piano sono previste nella UNI EN 12600.

Tabella 3.2. Indicazioni qualitative sulla capacità portante post-rottura di un vetro stratificato in funzione del tipo di vetro.

Tipo di vetro stratificato	
Ricotto + Ricotto	In generale buona prestazione, principalmente grazie alle grandi dimensioni dei frammenti, che mantengono una buona adesione, anche se va considerato che i bordi taglienti delle fratture possono talvolta danneggiare l'intercalare.
Indurito+ Indurito	Prestazione paragonabile al "Ricotto + Ricotto"
Temperato + Temperato (termico)	Scarsa prestazione con intercalari deformabili (es. PVB). La prestazione migliora all'aumentare della rigidità dell'intercalare (es. Polimeri ionoplastici). I frammenti, piccoli e non taglienti, non danneggiano l'intercalare ma sono maggiormente soggetti a distacchi.
Temperato + Indurito	Prestazione intermedia. In generale un buon compromesso fra capacità portante post-rottura e rischi indotti dalla frammentazione.
Temperato + Indurito chimicamente	Buona prestazione in quanto frammenti di grandi dimensioni. Da considerarsi comunque con grande cautela, in quanto la rottura è estremamente fragile e l'improvviso rilascio di energia può provocare il collasso.

Tabella 3.3. Indicazioni qualitative sulla capacità portante post-rottura di un vetro stratificato in funzione del tipo di vincolo.

Tipo di vincolo	
Appoggio continuo sul perimetro	Prestazione in generale buona, che migliora all'aumentare della profondità di appoggio.
Vetrazioni con bordi incollati al telaio	Prestazione in generale buona, in quanto l'incollaggio del bordo della vetratura, se correttamente dimensionato, garantisce il mantenimento delle condizioni di vincolo della lastra in caso di rottura.
Appoggio su due lati	Da considerare con cautela. Deve essere dimensionata accuratamente la profondità di appoggio per il rischio di caduta, nel caso di forti inflessioni come quelle che si manifestano nella post-rottura dei vetri.
Appoggio puntuale con dispositivi passanti, borchie e fori cilindrici	Buona prestazione, in quanto la borchia impedisce lo sfilamento del vetro rotto. La prestazione migliora all'aumentare della resistenza dell'intercalare.
Appoggio puntuale con dispositivi passanti e fori svasati	Da considerare con cautela, in quanto in caso di rottura localizzata del vetro all'appoggio, il fissaggio non ostacola lo sfilamento. Se ne sconsiglia l'applicazione nel caso di lastre appese (aggancio all'estradosso della lastra).
Appoggio puntuale con "morsetto"	Da considerare con cautela. Da valutare con attenzione l'ammorsamento, per contenere i rischi di distacco nel caso di forti inflessioni.
Appoggio puntuale con foro passante solo uno strato	Da considerare con cautela per il pericolo di sfilamento nel caso di rottura localizzata del vetro

Tabella 3.4. Tipo di vetro per elementi strutturali vetrati sostenuti per punti con foratura passante.

Vetri con <u>foratura passante</u>				
Tipo di vetro	Natura dei componenti		Parete Verticale	Parete Orizzontale¹
Monolitico	Temperato		SI ²	NO
	Indurito		SI ²	NO
	Ricotto		NO	NO
Stratificato	Ricotto/Ricotto Ricotto/Indurito Ricotto/Temperato		NO	NO
	Indurito/Indurito		SI ³	SI
	Indurito/Temperato		SI ³	SI
	Temperato/Temperato		SI ³	SI ⁴
Vetrocamera	elemento A	elemento B		
	Indurito	Indurito	SI	SI
	Indurito	Temperato	SI	SI
	Temperato	Temperato	SI	SI

(1) Pareti inclinate di oltre 15° rispetto alla verticale che si affacciano su una zona occupata.
 (2) Ad eccezione dei parapetti, perché la norma UNI 7697 per la sicurezza delle vetrazioni impone d'utilizzare un vetro stratificato di classe di resistenza all'urto certificata 1(B)1 secondo UNI EN 12600.
 (3) Per la protezione contro le cadute la vetratura deve essere di classe di resistenza all'urto certificata 1(B)1 secondo UNI EN 12600 come richiesto da UNI 7697.
 (4) Lo stratificato temperato/temperato è più adatto alle pareti verticali; per le coperture è consigliabile adottare la composizione temperato/indurito

Tabella 3.5. Tipo di vetro per elementi strutturali vetrati sostenuti per punti con foratura non passante.

Vetri con <u>foratura non passante</u>				
Tipo di vetro	Natura dei componenti		Parete Verticale	Parete Orizzontale¹
Monolitico	Temperato		SI ²	NO
	Indurito		SI ²	NO
	Ricotto		NO	NO
Stratificato	Ricotto/Ricotto Ricotto/Indurito Ricotto/Temperato		NO	NO
	Indurito/Indurito		SI ³	SI
	Indurito/Temperato		SI ³ , con foratura almeno dello strato indurito ⁴	
	Temperato/Temperato		NO	NO
Vetrocamera ⁵	elemento A	elemento B		
	Indurito	Indurito	SI	SI
	Indurito	Temperato	SI	SI
	Temperato	Temperato	SI	SI

(1) Pareti inclinate di oltre 15° rispetto alla verticale che si affacciano su una zona occupata.
 (2) Ad eccezione dei parapetti, perché la norma UNI 7697 per la sicurezza delle vetrazioni impone d'utilizzare un vetro stratificato di classe di resistenza all'urto certificata 1(B)1 secondo UNI EN 12600.
 (3) Per la protezione contro le cadute la vetrazione deve essere di classe di resistenza all'urto certificata 1(B)1 secondo UNI EN 12600 [UNI 7697]
 (4) Si richiede la foratura almeno dello strato indurito in quanto il vetro temperato è soggetto ad una modalità di frammentazione in piccoli pezzi, tale da non garantire che la rotule possa rimanere attaccata al vetro in caso di rottura del pannello. La rottura del vetro indurito in elementi più grandi permetterebbe comunque al vetro stratificato di rimanere coeso e ancora collegato al fissaggio
 (5) Il vetro camera deve avere l'incollaggio strutturale lungo i bordi.

Tabella 3.6. Tipo di vetro per elementi strutturali con aggancio senza foratura del vetro.

Vetri <u>non forati</u>				
Tipo di vetro	Natura dei componenti		Parete Verticale	Parete Orizzontale¹
Monolitico	Temperato		SI ²	NO
	Indurito		SI ²	NO
	Ricotto		NO	NO
Stratificato	Ricotto/Ricotto ⁴		SI ³	SI
	Ricotto/Indurito Ricotto/Temperato Indurito/Indurito Indurito/Temperato		SI ³	
	Temperato/Temperato		NO	NO
	Vetrocamera	elemento A	elemento B	
Indurito		Indurito	SI	SI
Indurito		Temperato	SI	SI
Temperato		Temperato	SI	SI

(1) Pareti inclinate di oltre 15° rispetto alla verticale che si affacciano su una zona occupata.
 (2) Ad eccezione dei parapetti, perché la norma UNI 7697 per la sicurezza delle vetrazioni impone d'utilizzare un vetro stratificato di classe di resistenza all'urto certificata 1(B)1 secondo UNI EN 12600.
 (3) Per la protezione contro le cadute la vetrazione deve essere di classe di resistenza all'urto certificata 1(B)1 secondo UNI EN 12600 [UNI 7697]
 (4) La classe del vetro 1(B)1 difficilmente può essere ottenuta con la composizione Ricotto-Ricotto.

Tabella 3.7. Tipologia di vetro di vetro per parapetti e barriere.

Tipo di vetro	Natura dei componenti	Elemento verticale	Classe prestazionale minima di resistenza all'impatto di cui alla UNI 12660 secondo la UNI 7697
Monolitico	Temperato	SI (se la rottura del componente non comporta cadute nel vuoto)	In funzione dell'applicazione, secondo quanto previsto dalla norma UNI 7697. (Esempio: classe 1(B)1 in caso di rischio di caduta nel vuoto)
Stratificato	Temperato/Temperato	SI Per parapetti a fissaggio puntuale delle vetrazioni, vedere Tabelle 3.5-3.6-3.7 in funzione del tipo di foratura prevista dal fissaggio utilizzato	
	Temperato/Indurito Temperato/Ricotto		
	Indurito/Indurito Indurito/Ricotto Ricotto/Ricotto		

Nota: La UNI 7697 indica di impiegare vetro stratificato nel caso in cui si possa verificare caduta nel vuoto.

Per quanto riguarda gli elementi strutturali con funzione di impalcato calpestabile non è da ritenersi ammissibile l'uso di vetro monolitico. In generale, questi devono indicare il tipo di vetro da impiegare per questa categoria di strutture. Requisiti minimi per la sicurezza in uso sono definiti anche nelle norme tecniche di prodotto, fra le quali si ricorda la UNI 7697.

Tabella 3.8. Tipo di vetro per implacati calpestabili

Tipo di vetro	Natura dei componenti	Elemento orizzontale
Stratificato (almeno tre strati - si deve prevedere la rottura di almeno un elemento)	Temperato/Temperato/Temperato	SI (se è il sistema di fissaggio è perimetrale)
	Temperato/Indurito/Temperato Indurito/Temperato/Indurito ⁽¹⁾ Indurito/Indurito/Indurito	SI
	Ricotto/Ricotto/Ricotto ⁽²⁾	NO

⁽¹⁾Questa combinazione è possibile, ma appare meno conveniente della precedente Temperato/Indurito/Temperato. Infatti, conviene in genere mantenere in superficie il materiale più resistente all'abrasione, nonché più resistente alle tensioni di flessione (temperato), mentre è opportuno mantenere prossimo all'asse neutro quello meno resistente (Indurito), ma che in caso di rottura rimane più compatto, in quanto si frammenta in pezzi più grandi.

⁽²⁾Questa combinazione non è consigliata anche per la scarsa resistenza all'abrasione superficiale del vetro ricotto.

Per strutture di particolare importanza dovranno inoltre essere previste delle prove a rottura su elementi in scala reale *in situ* o riproducendo le stesse condizioni di utilizzo (piani di calpestio aperti al pubblico, coperture in ambienti aperti al pubblico ecc..). Le prove previste dovranno essere conformi ai requisiti del *Design by Testing* stabilite dagli Eurocodici.

3.1.5 Durabilità

Per quanto riguarda la durabilità, occorre distinguere fra il comportamento del vetro, che in generale ha eccellenti prestazioni, ed il comportamento dei materiali usati in composizione, di regola a base polimerica, che sono molto sensibili alla temperatura, all'umidità e all'invecchiamento.

Da *test* effettuati risulta evidente come sia l'aumento che la diminuzione della temperatura abbiano un effetto negativo sul comportamento post-rottura. Comunque, per temperature comprese tra -20°C e +60°C, ovvero nell'intervallo tipico da considerarsi nelle opere (di costruzione), non vi è un significativo cambiamento della capacità portante e della modalità di rottura. Particolari considerazioni devono invece essere svolte nel caso di alte temperature dovute, ad esempio, ad un incendio. Anche i cicli termici non modificano in modo significativo il comportamento post-rottura del vetro. Tuttavia, va tenuto presente che gli effetti dei cicli termici caldo-freddo divengono via via più importanti al crescere delle dimensioni degli elementi, in virtù delle deformazioni differenziali tra vetro ed intercalare.

Gli effetti dell'umidità sul vetro non sono ancora del tutto chiari. Per livelli ordinari di umidità non si riconoscono apprezzabili modifiche delle prestazioni meccaniche, ma è necessaria una particolare

cautela nel caso di utilizzo in ambienti con umidità particolarmente elevata (zone geografiche, piscine, palestre, etc.).

Si deve invece riservare attenzione agli intercalari polimerici. In particolare, per molti di essi la temperatura di transizione vetrosa risulta essere dell'ordine di 20°C, e pertanto la rigidità diventa alquanto ridotta oltre tale limite. L'aderenza fra intercalare e vetro può venire meno specialmente alle basse temperature. Gli intercalari a base polimerica sono poi molto sensibili alle condizioni igrometriche, per cui risulta necessario evitare il ristagno d'acqua o di umidità sui bordi dei vetri stratificati esposti in un ambiente potenzialmente umido. Infine, non si possono certamente trascurare gli effetti dell'invecchiamento, dovuto sia all'esposizione alle radiazioni UV, sia al contatto diretto con l'ambiente atmosferico (anche per quest'ultimo caso, è sempre bene permettere un'adeguata areazione dei bordi dei vetri stratificati, onde consentire una rapida evaporazione e l'essiccamento dell'umidità, là dove il bordo dell'intercalare sia direttamente a contatto con l'ambiente atmosferico). Tutti questi effetti producono un degrado della rigidità e della capacità portante dell'intercalare, di cui si deve tenere conto in fase di progettazione, secondo i parametri che saranno evidenziati nel seguito.

La questione interessa senz'altro anche gli "incollaggi", per i quali il maggior problema è l'assenza di informazioni sulla loro durabilità, dovuta in primo luogo alla mancanza di sperimentazione a lungo termine. I migliori collanti sono quelli a base inorganica silconica, che hanno maggior resistenza ai raggi UV, al calore, all'umidità. Inoltre, essi mantengono pressoché invariato il loro modulo elastico al variare della temperatura nell'intervallo fra -20°C e +60°C. Questa proprietà li rende particolarmente adatti all'impiego in ambito civile.

Per valutare le prestazioni in termini di durabilità si può fare riferimento a modelli teorici, ad indagini sperimentali, ad esperienze dedotte da applicazioni già realizzate, o a campagne di prove adeguatamente documentate.

Per assicurare la durabilità vanno tenuti in debito conto:

- la destinazione d'uso prevista;
- le condizioni ambientali attese;
- la composizione, le caratteristiche e le prestazioni dei prodotti utilizzati nel tempo e nelle diverse condizioni ambientali previste;
- la scelta del tipo di collegamenti;
- la qualità ed il livello di controllo dell'esecuzione,
- particolari misure protettive, ad esempio, nei confronti del fuoco e degli urti;
- la manutenzione programmata durante la vita utile.

3.2 Gerarchia ed affidabilità degli elementi strutturali di vetro

3.2.1 Classificazione degli elementi strutturali di vetro

Sulla base delle possibili conseguenze dovute alla crisi degli elementi strutturali in termini economici, sociali, ambientali e perdita di vite umane, nel prospetto B1 della UNI EN1990 si definiscono le classi di conseguenze CC1 e CC2 e CC3, associandole in genere a varie categorie di opere (di costruzione) sulla base dell'importanza (ad es., edifici agricoli, edifici residenziali, edifici pubblici suscettibili di grande affollamento).

In generale le opere strutturali di vetro sono realizzate in edifici di pregio, ma non sarebbe corretto applicare a tutti i vari elementi vetrati che compongono l'opera classi di conseguenza elevate. Infatti, gli elementi di vetro costituiscono in genere parti localizzate dell'opera (travi, parapetti, solai, scale, etc.) la cui crisi può avere conseguenze più o meno gravi ed, in generale, non è quasi mai associata alla crisi dell'intera opera.

Nel caso elementi strutturali di vetro, la classificazione più corretta appare quindi quella effettuata su principi di base, ovvero sulla gravità delle possibili conseguenze dovute alla crisi, locale o globale, dell'elemento. Si presenta quindi una definizione delle varie classi di conseguenze CC1 e CC2 e CC3 che segue le stesse linee stabilite nella EN1990, alle quali si aggiunge, per completezza la classe CC0, che comprende tutti quei prodotti da costruzione di vetro specificatamente non strutturali. In conclusione, si definiscono le seguenti classi di conseguenze:

CC0: prodotti da costruzione specificatamente non strutturali. A seguito della loro crisi, si prevedono conseguenze molto limitate in termini economici, sociali, ambientali e perdita di vite umane.

CC1: elementi strutturali in seguito alla cui crisi si prevedono conseguenze limitate per perdita di vite umane e conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali. Fanno parte di questa categoria le strutture degli edifici dove le persone sono presenti solo occasionalmente e, per estensione, quegli elementi di vetro la cui crisi strutturale comporta scarse conseguenze.

CC2: elementi strutturali in seguito alla cui crisi si prevedono conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali. Esempi di strutture ricadenti in questa classe sono quelle degli edifici residenziali e per uffici. Per estensione, tutti quegli elementi strutturali la cui crisi comporta conseguenze di livello medio.

CC3: elementi strutturali in seguito alla cui crisi si prevedono conseguenze alte per perdita di vite umane, conseguenze importanti in termini economici, sociali o ambientali. Ricadono in questa categoria, ad esempio, le strutture di edifici pubblici, palchi e tribune coperte, dove le conseguenze della crisi possono essere elevate (sale da concerto, centri commerciali con grande affollamento etc.). Per estensione, tutti quegli elementi strutturali di vetro la cui crisi comporta conseguenze di livello elevato.

Gli elementi di vetro usati nelle opere (di costruzione) possono essere distinti in elementi di *classe zero*, *prima classe*, *seconda classe* o *terza classe* a seconda dell'importanza, secondo le definizioni che seguono.

Classe zero:

Prodotti da costruzione senza funzione strutturale, con classe di conseguenze CC0.

Prima classe:

Elementi strutturali con classe di conseguenze CC1.

Seconda classe:

Elementi strutturali con classe di conseguenze CC2.

Terza classe:

Elementi strutturali con classe di conseguenze CC3.

La probabilità di collasso accettata per tali elementi è decrescente passando dalla classe zero alla classe terza, perché corrispondenti a differenti classi di conseguenze.

Queste istruzioni trattano soltanto gli elementi strutturali appartenenti alla prima, alla seconda e alla terza classe. A ciascuna classe di elemento strutturale corrisponde una probabilità di collasso stabilita, che coincide con le prescrizioni stabilite della UNI EN1990 per le classi prima seconda e terza. Per quanto riguarda la classe zero, si rimanda ad altre indicazioni specifiche in materia.

Il presente documento ha carattere prestazionale e non prescrittivo, e stabilisce quindi dei metodi di progetto e di verifica per ottenere prestazioni compatibili con le probabilità di collasso corrispondenti a ciascuna classe. L'aspetto è particolarmente delicato in quanto non è in genere possibile as-

sociare in maniera univoca a ciascuna categoria strutturale (travi, solai, coperture) una determinata classe di conseguenze. Ad esempio, un parapetto di vetro il cui collasso non comporti rischi di cadute nel vuoto (perché posto ad altezza pressoché nulla, o perché protetto da adeguata struttura metallica di contenimento) è da considerarsi in classe 0; un parapetto geometricamente simile ma posto a grande altezza senza altro presidio anticaduta, dovrà essere considerato in classe 1 o in classe 2, a seconda dell'uso e delle possibili conseguenze a seguito della crisi.

Occorre comunque effettuare una distinzione per quanto riguarda le verifiche pre-rottura e post-rottura del vetro. Per le verifiche pre-rottura, il tempo di ritorno caratteristico delle azioni è quello relativo alla vita utile di progetto della struttura. Nelle verifiche post-rottura si deve tener conto che l'elemento lesionato resta in opera per un periodo di tempo ridotto, ovvero quello necessario per organizzare la sua sostituzione: di conseguenza, anche il periodo di ritorno delle azioni va ridotto in accordo. Oltre a questo, si suppone che la rottura di un elemento strutturale preveda contromisure immediate, come la puntellatura o l'isolamento dell'area di competenza. Quindi, lo stesso elemento strutturale può essere declassato (ad esempio, dalla classe 2 alla classe 1) passando dalle verifiche pre-rottura a quelle post-rottura.

Si riporta in Tabella 3.9 una proposta di classificazione sulla base delle condizioni d'impiego più comuni. Tali indicazioni costituiscono un semplice riferimento di massima che, in mancanza di riferimenti normativi precisi, potrà servire al progettista per stabilire la classe dell'elemento sulla base della quale effettuare le verifiche. Quando all'interno della stessa categoria sono indicate più scelte, il progettista sceglierà la classe più o meno gravosa per la verifica pre- e post-rottura a seconda dell'importanza dell'opera, della pericolosità in caso di collasso, e del fatto che siano previste/prevedibili contromisure immediate di salvaguardia che riducano le conseguenze del collasso (puntellature, protezioni, recinzioni).

Tabella 3.9. Classificazione degli elementi strutturali di vetro a seconda delle condizioni d'impiego. Prodotti da costruzione non strutturali ricadono per definizione in classe 0.

Tipo	Classe per verifica pre-rottura*	Classe per verifica post-rottura
Elementi verticali** vincolati in modo continuo sui bordi	1	1/NV***
Elementi verticali** con vincoli puntuali	2/1	1/NV***
Coperture orizzontali**	2	2/1
Parapetti con pericolo di caduta	2	2/1
Pinne (o coste) di rinforzo	2	2/1
Solai, travi portanti	2	2
Pilastri	3 (studi specifici con metodi di livello II o livello III)	2 (con le azioni della pre-rottura)
Note: (*) All'interno della stessa categoria, la scelta della classe di verifica più o meno restrittiva dipende dall'importanza dell'opera, dalla pericolosità in caso di collasso del vetro, e del fatto che siano previste/prevedibili contromisure immediate di salvaguardia che riducano le conseguenze del collasso (puntellature, protezioni, recinzioni). (**) Un elemento è considerato verticale se l'angolo che il suo piano forma con la verticale è minore di 15°. Un elemento che non ricade in questa definizione è considerato orizzontale. (***) La sigla NV indica "Nessuna Verifica". Quando la rottura del vetro presenta rischi trascurabili per danni e perdite di vite umane, la verifica post-rottura può essere omessa.		

Il caso ovviamente più gravoso (per le ovvie conseguenze in caso di crollo), è quello in cui all'elemento strutturale di vetro sia affidato il compito di sostenere gli orizzontamenti (pilastri di vetro). In questo caso, per la verifica pre-rottura si dovranno eseguire studi specifici con metodi di livello II o livello III in modo da assicurare probabilità di rottura paragonabili a quelle richieste per le classi di conseguenze 3 (vedasi il cap. 5.2). In ogni caso, strutture di questo tipo dovranno essere opportunamente concepite per soddisfare criteri di robustezza, ridondanza e rottura protetta, come indicato nel Capitolo 3.1. Nelle verifiche post-rottura si dovranno considerare le medesime azioni utilizzate per le verifiche pre-rottura, senza diminuirne il periodo di ritorno.

I prodotti da costruzione non strutturali che appartengono alla classe zero non sono oggetto, per definizione, delle presenti istruzioni. In ogni caso, tutti i componenti, i sistemi e i prodotti che svolgono funzione statica autonoma dovranno essere utilizzati nel rispetto di livelli di sicurezza e prestazioni adeguate⁵.

Particolare attenzione dovrà essere posta nel considerare eventuali interazione degli elementi vetrati sulla rigidità globale, e quindi sul comportamento dinamico, dell'edificio.

3.2.2 Vita di progetto della struttura

L'Eurocodice UNI EN 1990 stabilisce che il livello di affidabilità strutturale delle opere (di costruzione), ovvero la probabilità di collasso, sia commisurata alla vita di progetto della struttura, all'importanza dell'opera e alla gravità delle possibili conseguenze (perdita di vite umane e danneggiamento di beni).

La vita di progetto o vita nominale di una struttura o di un elemento strutturale è intesa come il periodo durante il quale si assume che la struttura venga utilizzata per i suoi scopi previsti, con manutenzione programmata, ma senza che risultino necessari sostanziali interventi di riparazione. I valori di riferimento della vita di progetto per vari tipi di opere (di costruzione) sono quelli rappresentati nella Tabella 3.10.

Nella maggior parte dei casi, gli elementi strutturali di vetro sono collocati all'interno di opere (di costruzione) assimilabili alla categoria 4, con vita di progetto di 50 anni. In caso di edifici monumentali, edifici di importanza strategica, ponti o costruzioni particolari, si dovrà incrementare la categoria di vita di progetto al livello 5, conducendo analisi particolari per il caso in esame.

Le presenti istruzioni considerano che, per le verifiche pre-rottura la vita nominale è fissata in 50 anni sia per gli elementi di seconda classe che per quelli di prima classe. Nel caso di opere ricadenti nella categoria 5, il progettista dovrà incrementare le azioni di progetto secondo quanto stabilito nella normativa tecnica [UNI EN 1991]. Per gli elementi ricadenti nella classe terza dovranno essere condotti studi particolari.

⁵ Le Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008, al § 2.1, recitano: *“I componenti, sistemi e prodotti, edili o impiantistici, non facenti parte del complesso strutturale, ma che svolgono funzione statica autonoma, devono essere progettati e installati nel rispetto di livelli di sicurezza e delle prestazioni di seguito descritti”*. Il produttore poi deve comunque rispettare quanto previsto dai D. Lgs. 115/1995 e 172/2004 concernenti la *“sicurezza generale dei prodotti”*, nel senso che potrà mettere in commercio unicamente *“... prodotti sicuri tali che la messa in servizio, l'installazione e la manutenzione non presentino alcun rischio oppure presentino rischi minimi, compatibili con l'impiego del prodotto e considerati accettabili nell'osservanza di un livello elevato di tutela della salute e della sicurezza delle persone...”*.

Tabella 3.10. Categorie di vita di progetto (UNI EN1990)

Categoria vita di progetto	Vita di progetto (anni)	Esempi
1	10	Strutture temporanee ⁽¹⁾
2	10 – 25	Parti strutturali sostituibili (cuscinetti, appoggi)
3	15 – 30	Strutture agricole o simili
4	50	Edifici, strutture comuni
5	100	Edifici monumentali, ponti, altre strutture civili
⁽¹⁾ Strutture o parti di strutture che possono essere smontate con lo scopo di essere poi riusate non devono essere considerate temporanee		

Per le verifiche post-rottura, si fa riferimento ad una vita nominale convenzionalmente assunta pari a:

- 10 anni per gli elementi di seconda classe,
- 10 anni per gli elementi di prima classe.
- Studi particolari sono richiesti per gli elementi di terza classe.

3.2.3 Prestazioni attese

A ciascuna classe è associata una ben precisa probabilità di collasso che, per le classi prima seconda e terza, coincide coi valori indicati dalla EN1990 (prospetto B2). I valori indicati sono i seguenti.

classe zero:

Non trattata nelle presenti istruzioni.

prima classe:

Ai sensi della UNI EN 1990: probabilità di collasso di $4,83 \cdot 10^{-4}$ in 50 anni; probabilità di collasso di $1,335 \cdot 10^{-5}$ in 1 anni.

seconda classe:

Ai sensi della UNI EN 1990: probabilità di collasso di $7,235 \cdot 10^{-5}$ in 50 anni; probabilità di collasso di $1,30 \cdot 10^{-6}$ in 1 anni.

terza classe:

Ai sensi della UNI EN 1990: probabilità di collasso di $8,54 \cdot 10^{-6}$ in 50 anni; probabilità di collasso di $9,96 \cdot 10^{-8}$ in 1 anni.

Le probabilità indicate sono riferite alla fase pre-rottura. La verifica post-rottura viene effettuata risalendo opportunamente l'azione di progetto così come indicato nella Sezione 3.2.2.

La definizione del valore della probabilità di collasso per elementi ricadenti in classe zero esula dallo scopo di questo documento. Una volta stabilito tale valore, sarà possibile tarare i coefficienti parziali dei materiali utilizzando la stessa procedura descritta nel Capitolo 5, uniformando in questo modo l'approccio progettuale.

4 AZIONI SUGLI ELEMENTI DI VETRO

4.1 Generalità

In ambito strutturale si definisce “azione” (A) una qualunque causa capace di modificare lo stato meccanico, fisico o chimico di un elemento. Tali modifiche prendono il nome di “effetti” (E). In particolare, sono rilevanti ai fini delle verifiche di sicurezza le azioni capaci di indurre nell’elemento stati limite.

Come descritto al cap. 2, il vetro manifesta caratteristiche meccaniche, fisiche e chimiche che lo rendono particolarmente sensibile ad un’ampia varietà di azioni ed alla loro variabilità spaziotemporale, che può produrre effetti sostanzialmente diversi a seconda dei casi.

Anche i materiali comunemente utilizzati in abbinamento con il vetro, sia nella realizzazione di vetri stratificati (polimeri per intercalari, resine, etc.) o vetrificata (guarnizioni, sigillanti, etc.) sia nella realizzazione di unioni ed appoggi (tasselli, guarnizioni, etc.), sono molto sensibili alla natura, intensità e durata delle azioni. In particolare, per questi materiali, non devono essere trascurate le azioni termiche e tutte le azioni che possono condurre al degrado.

I valori caratteristici delle azioni, nonché le combinazioni di progetto, dovranno essere determinate in base alle indicazioni della EN1991 o della normativa nazionale vigente. Salvo quando diversamente specificato, i valori di riferimento saranno sempre quelli dei valori caratteristici del frattile superiore 5% relativi ad un periodo di riferimento di 50 anni. Dove le indicazioni riportate nelle citate normative fossero insufficienti si potrà fare utile riferimento a normative estere di comprovata validità, purché compatibili con i principi alla base del presente documento. Nei successivi paragrafi saranno descritti in dettaglio soltanto quegli aspetti delle azioni che necessitano, specificatamente per le strutture di vetro, di una trattazione più dettagliata di quella in genere reperibile nelle norme tecniche sulle costruzioni.

4.2 Carichi Permanenti

Per la valutazione delle azioni dovute ai carichi permanenti portanti (pesi proprio dei materiali strutturali) e permanenti portati (carichi non strutturali) si farà riferimento alla normativa vigente a livello nazionale e all’Eurocodice 1 (UNI EN 1991).

Per il peso specifico del vetro si può assumere convenzionalmente, in assenza di informazioni più precise, il valore di 25 kN/m^3 . Tale valore può essere accettato ai fini delle verifiche purché la densità del vetro in esame sia compresa nell’intervallo riportato in Tabella 2.1.

Per quanto riguarda gli intercalari polimerici del vetro stratificato si può solitamente trascurare il loro contributo nel calcolo del peso proprio delle lastre di vetro. Nei casi in cui questo non sia trascurabile, in mancanza di dati forniti dal produttore, si potrà riferire alla Tabella 4.1.

Tabella 4.1. Peso specifico di alcuni materiali utilizzati come intercalare.

Materiale	Peso Specifico kN/m^3
PVB	10,5 ÷ 10,7
Ionoplastici	9,5 ÷ 10,0
Uretani	11,5
EVA	9,4 ÷ 9,7
Polycarbonato	12

4.3 Carichi variabili di natura antropica

I valori dei carichi variabili di esercizio, di origine essenzialmente antropica, si determinano in accordo alle indicazioni riportate nella normativa nazionale vigente e nell'Eurocodice 1 (UNI EN 1991) per le parti non coperte dalla normativa nazionale.

4.3.1 Carichi variabili verticali

Si fa riferimento alle indicazioni riportate nella normativa nazionale vigente e nell'Eurocodice 1 (UNI EN 1991) per ciascuna specifica categoria strutturale.

I carichi variabili devono prevedere carichi verticali uniformemente distribuiti q_k e carichi verticali concentrati Q_k . I carichi Q_k assumono particolare importanza, soprattutto nel caso di solai di vetro data la natura fragile del materiale; essi vanno intesi come azioni convenzionali per il calcolo delle verifiche locali e non vanno sovrapposti ai carichi verticali ripartiti, che invece vanno usati per il calcolo delle sollecitazioni globali.

In assenza di precise indicazioni, i carichi concentrati si pensano applicati su un'impronta di 50x50 mm.

I valori caratteristici dei carichi di esercizio verticali per le diverse categorie di edifici sono quelli indicati nelle normative vigenti in materia.

4.3.2 Carichi variabili orizzontali

La progettazione di parapetti, pareti o facciate di vetro che svolgono anche la funzione di proteggere gli utenti dalla caduta dall'alto, deve essere effettuata considerando le azioni orizzontali della folla. Non è necessario tenere conto di dette azioni solo in caso di presenza di parapetti o ringhiere, strutturalmente indipendenti dai vetri e dimensionate in accordo con le vigenti normative in materia, che escludano il contatto, anche accidentale, con il vetro.

Il progettista dovrà sempre assicurarsi che l'opera (di costruzione) sia dimensionata secondo le azioni orizzontali di calcolo stabilite dalla normativa nazionale vigente. Vale comunque la pena ricordare che le [BSI 6399-1] e le indicazioni del Britannico *Centre for windows and cladding technology* prevedono una descrizione più dettagliata dei carichi orizzontali, sintetizzata nella Tabella 4.2 in funzione della destinazione d'uso. Tre sono i tipi di azioni previste: una distribuita uniformemente sull'area dell'elemento, una distribuita uniformemente lungo una linea orizzontale a 1,20m dal piano di calpestio o sul corrimano o bordo superiore del parapetto, una concentrata su un'impronta di 100x100mm posta nella posizione più sfavorevole. I riferimenti sopra richiamati prescrivono che tali azioni devono essere considerati come convenzionali, agenti *non contemporaneamente* sull'elemento soggetto a verifica.

Tabella 4.2. Valori dei carichi orizzontali minimi da applicare non contemporaneamente sugli elementi orizzontali, secondo [BSI 6399-1] e le indicazioni del *Centre for windows and cladding technology*.

Cat.	Destinazione d'uso	Esempio d'utilizzo specifico	Carico uniformemente distribuito (kN/m ²)	Carico distribuito su linea orizzontale (kN/m)	Carico concentrato (kN)
A	Ambienti ad uso residenziale	Abitazioni private, comprese le scale ed i pianerottoli, ma esclusi tutti i parapetti esterni di terrazze e coperture	0,50	1,00	0,25
		Altre applicazioni residenziali (alberghi, etc. escluse le aree comuni)	1,00	1,00	0,50

		dove è possibile l'affollamento			
B1/B2	Uffici e posti di lavoro se non diversamente specificati, inclusi i magazzini	Scale soggette a traffico leggero e passerelle più strette di 600mm	Non applicabile	1,00	Non applicabile
		Percorsi pedonali soggetti a traffico leggero in industrie, depositi e magazzini, ad eccezione dei percorsi di esodo	0,5	1,00	0,25
		Aree non suscettibili di affollamento in uffici privati e pubblici e attività industriali, eccetto quanto detto sopra	1,00	1,00	0,50
C1	Ospedali, ristoranti, caffè, banche e scuole	Aree con posti a sedere fissi a meno di 530mm dal parapetto, balaustra o barriera	1,50	1,50	1,50
C2	Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi		1,50	2,00	1,50
C3	Ambienti privi di ostacoli per il movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti dello sport e relative tribune	Scale, pianerottoli, corridoi e rampe	1,00	3,00	0,50
		Parapetti di terrazzi e coperture. Percorsi pedonali e marciapiedi, all'interno di cortili, vicino a scantinati ed aree sotto il livello dell'acqua di piscine o acquari.	1,00	3,00	0,30
		Percorsi pedonali e marciapiedi di larghezza inferiore ai 3m vicino ad aree sotto il livello dell'acqua di piscine o acquari	1,50	3,00	1,50
		Teatri, cinema, discoteche, bar, auditorium, centri commerciali, sale riunioni, sale di registrazioni. Percorsi pedonali e marciapiedi di larghezza superiore ai 3m vicino ad aree sotto il livello dell'acqua di piscine o acquari	1,50	3,00	1,50
		Tribune e stadi	In base alle normative specifiche o alle richieste delle autorità competenti. Comunque carico distribuito lungo una linea non inferiore a 3,00 kN/m		
D	Ambienti ad uso commerciale	Negozi, centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie	1,50	2,00	1,50
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	1,50	1,00	0,25
		Ambienti ad uso industriale.	Da valutare caso per caso		
F/G	Zone soggette a traffico veicolare	Percorsi pedonali all'interno di zone parcheggio: scale, pianerottoli, rampe, parapetti di terrazzi e coperture	1,50	1,50	1,50
		Carichi orizzontali dovuti a veicoli	Da valutare caso per caso		
H1/H2	Coperture e sottotetti	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	Non applicabile	1,00	0,25
		Coperture praticabili	Secondo la categoria di appartenenza		

4.3.3 Modello probabilistico dei carichi antropici

Le azioni di cui alle Sezioni 4.3.1 e 4.3.2 sono in genere rappresentate da valori caratteristici riferiti ad un periodo di ritorno di 50 anni. Per la calibrazione su base statistica dei coefficienti parziali, che verrà effettuata nel Capitolo 5, è necessario poter disporre di una modellazione probabilistica dei carichi di natura antropica.

I carichi variabili presenti sui solai sono causati dal peso degli arredi, apparecchiature, oggetti archiviati e persone, senza includere in questo tipo di carico i carichi permanenti strutturali e non strutturali. Essi sono distinti a seconda della destinazione d'uso dell'edificio.

I carichi variabili presentano la caratteristica di variare sia nel tempo sia nello spazio in modo casuale; la variazione nello spazio è assunta essere omogenea, mentre la variazione nel tempo è divisa secondo due componenti: una "permanente" e una "discontinua". La prima tiene in conto degli arredi e delle apparecchiature pesanti: le piccole fluttuazioni di questo carico sono incluse nelle incertezze. La componente discontinua rappresenta tutti i tipi di carico variabile non coperti dalla componente "permanente", quali adunanze di persone, sale affollate durante eventi speciali oppure accatastamento di oggetti durante le ristrutturazioni. Entrambe le due componenti sono modellate come processi stocastici.

Il campo stocastico rappresentativo dell'intensità del carico è definito tramite due variabili indipendenti V e U , la prima associata alla variazione dell'intensità media del carico sulla superficie, mentre la seconda è rappresentativa della distribuzione aleatoria spaziale del carico sulla superficie stessa.

La componente "permanente" è modellata come un carico equivalente uniformemente distribuito, rappresentabile con un processo di Poisson nel quale la durata tra un evento di carico e il successivo è distribuita esponenzialmente con valore atteso pari a λ_p . L'intensità del carico permanente è assunta avere distribuzione Gamma con valore atteso μ_p e deviazione standard σ_{perm} pari a

$$\sigma_{perm} = \sqrt{\sigma_V^2 + \sigma_{U,p}^2 \cdot \kappa \frac{A_0}{A}}, \quad (4.1)$$

nella quale σ_V è la deviazione standard della variabile aleatoria V , mentre $\sigma_{U,p}$ rappresenta la deviazione standard della variabile U . Inoltre, in questa espressione, κ è un parametro dipendente dalla superficie d'influenza (che per le lastre si assume pari a 2), A_0 è un'area di riferimento che dipende dalla destinazione d'uso, mentre A è l'area della superficie totale soggetta a carico, con la convenzione che quando $A_0/A > 1$ si prenda $A_0/A = 1$. I parametri che descrivono la distribuzione dipendono dalla destinazione d'uso e si trovano tabellati in [PMC Part 2, 2001]. I dati che verranno utilizzati nel seguito sono riportati nella successiva Tabella 5.6.

La componente "discontinua" è anch'essa modellata come un processo di Poisson. La durata tra un evento e il successivo è distribuita secondo una distribuzione esponenziale con valore atteso pari a λ_q . L'intensità della componente "discontinua" si assume sia interpretabile con una distribuzione Gamma con valore atteso μ_q e deviazione standard

$$\sigma_q = \sqrt{\sigma_{U,q}^2 \cdot \kappa \frac{A_0}{A}}, \quad (4.2)$$

dove $\sigma_{U,q}$ è la deviazione standard del campo stocastico che descrive la variabilità della distribuzione del carico sulla superficie. Questi parametri, assieme alla durata di riferimento D_q del carico discontinuo, sono dati in [PMC Part 2, 2001].

Il carico massimo si ottiene quindi per combinazione tra la componente “permanente” e la componente “discontinua” assumendo l’indipendenza stocastica tra i due tipi di carico. Infine, il carico massimo durante un periodo di riferimento T è ottenuto impiegando la teoria dei valori estremi.

4.4 Azioni sismiche

4.4.1 Introduzione

Da un punto di vista sismico, tranne che in casi particolari, gli elementi strutturali di vetro possono essere considerati elementi “secondari”⁶, ovvero sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi non influiscono in maniera significativa sulla risposta globale dell’opera. Infatti, gli elementi di vetro o sono progettati con adeguati giochi nei collegamenti in grado di “isolarli” dal comportamento della struttura principale, potendone assecondare senza sforzi le deformazioni; oppure, data la fragilità del materiale, si deve ipotizzare che si frammentino sotto l’azione sismica.

Nel caso in cui gli elementi di vetro non possano essere considerati secondari perché è ad essi che è demandata la rigidezza/resistenza dell’opera sotto l’azione sismica, sono richiesti studi specifici, anche sperimentali, per dimostrare la loro idoneità all’utilizzo. Tali tipi di strutture dovranno comunque essere sempre considerati come ricadenti nella classe terza, così come specificato nella Sezione 3.2.1.

Nel caso in cui si richieda che l’elemento vetrato non si danneggi sotto sisma, questo dovrà essere opportunamente *protetto* isolandolo sismicamente dalla struttura alla quale è connesso. Il sistema di supporto dovrà pertanto garantire ai pannelli di vetro di potersi muovere rigidamente nel loro piano e fuori da esso: la terminologia tecnica internazionale denomina tale capacità *clearance*.

4.4.2 Definizione del terremoto di progetto

La definizione del terremoto di progetto è fatta in funzione della classe d’uso della costruzione, della sua vita di riferimento e degli stati limite che devono essere considerati.

4.4.2.1 Vita nominale, classe d’uso e vita di riferimento

La vita nominale (V_N) è intesa come il numero di anni per i quali la struttura, purché soggetta a manutenzione, possa essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per le opere di vetro soggette a sisma, in mancanza di ulteriori prescrizioni, si può assumere $V_N = 50$ anni.

Con riferimento alle conseguenze di un’interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

Classe I: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie.

Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.

Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione di calamità.

Le azioni indotte dal sisma vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R (vita di riferimento) che si ricava moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U , attraverso l’espressione

⁶ Cfr. 7.2.3 di [NTC 2008]

$$V_R = V_N \times C_U \quad (4.3)$$

nella quale il valore di C_U è funzione della classe d'uso come da Tabella 4.3. Assumendo $V_N = 50$ anni seguono i valori del periodo di riferimento riportati in Tabella 4.4.

Tabella 4.3. Valori del coefficiente d'uso C_U e del corrispondente periodo di riferimento V_R .

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 4.4. Valori del periodo di riferimento V_R per $V_N = 50$ anni.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
V_R	35	50	75	100

4.4.2.2 Stati limite e corrispondenti accelerazioni sismiche di progetto

L'accelerazione sismica si valuta in base alle metodologie definite dalle normative nazionali, con riferimento ai seguenti stati limite:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento (P_{VR}), nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tabella 4.5.

Tabella 4.5. Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

CLASSE D'USO	SLO	SLD	SLV	SLC
P_{VR}	81%	63%	10%	5%

Per ogni stato limite si valuta il periodo di ritorno (T_R) dell'azione sismica in funzione della vita di riferimento (V_R) della costruzione e quindi della sua classe d'uso. In Tabella 4.6 sono riportati i valori ottenibili usando la seguente relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{V_R})} \quad (4.4)$$

Tabella 4.6. Periodi di ritorno T_R (anni) in funzione dello stato limite e della classe d'uso.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
<i>SLO</i>	21	30	45	60
<i>SLD</i>	35	50	75	100
<i>SLV</i>	333	475	713	950
<i>SLC</i>	683	975	1463	1950

Il periodo di ritorno corrispondente allo stato limite considerato per le varie classi d'uso della struttura definisce l'accelerogramma di progetto dell'azione sismica, in funzione ovviamente del luogo di costruzione e delle caratteristiche geomorfologiche del terreno. Tale caratterizzazione è di regola effettuata nelle normative nazionali.

4.4.2.3 Valutazione della capacità e livelli prestazionali richiesti

Al fine di limitare i rischi indotti dal danneggiamento e/o dal collasso di elementi strutturali di vetro, il sistema, inteso come insieme di elementi di vetro ed elementi di connessione, deve essere progettato e costruito in modo tale da garantire adeguata stabilità. Le prestazioni richieste sono individuate a partire da quattro livelli, definiti nella Tabella 4.7, correlabili ad altrettanti stati limite. Il controllo parziale o totale dei precedenti livelli dipende dalla classe d'uso della struttura e dallo stato limite che si vuole garantire alla struttura stessa.

Le richieste di prestazione sono riportate in Tabella 4.8, dove per ognuno dei quattro stati limite definiti (vedi paragrafo 4.4.2.2) si riporta il livello prestazionale richiesto in funzione della classe d'uso della struttura (paragrafo 4.4.2.1). Il livello di prestazione è identificato tramite la denominazione riportata in Tabella 4.7, accompagnata da un pedice identificativo del periodo di ritorno (T_R , vedi Tabella 4.6) dell'azione sismica di riferimento. Tale valore del periodo di ritorno definisce in maniera univoca l'accelerogramma di progetto.

Tabella 4.7. Livelli prestazionali richiesti nei confronti dell'azione sismica

Denominazione	Descrizione
ND – Nessun danno	Si suppone che il sistema sia esente da danni che richiedano la sostituzione dei vetri per la funzionalità dell'edificio. In particolare, gli elementi di facciata e copertura devono mantenere i loro requisiti di impermeabilità al vento ed alle precipitazioni meteoriche.
DL – Danno Lieve	Si suppone che il sistema possa subire la perdita di funzionalità di alcuni elementi, la cui rapida sostituzione non comporta particolari difficoltà tecniche, restando l'edificio nel complesso agibile. Non c'è rischio per gli utenti legato a crolli parziali.
DE – Danno elevato	Il sistema è fortemente danneggiato, con elevata perdita di funzionalità, con elevati oneri per il ripristino, ma non vi sono rischi di cadute di materiale che potrebbero causare elevati rischi indotti.
C – Collasso	Il sistema è fortemente danneggiato presentando anche crolli estesi. Eventuali cadute di materiale causerebbero rischi equiparabili ad altri elementi quali cornicioni e tamponature esterne.

Tabella 4.8. Livelli prestazionali da garantire al sistema “vetro”

Livello	Classe d'uso			
	I	II	III	IV
SL	I	II	III	IV
SLO	-	-	ND ₄₅	ND ₆₀
SLD	DL ₃₅	DL ₅₀	DL ₇₅	DL ₁₀₀
SLV	DE ₃₃₃	DE ₄₇₅	DE ₇₁₃	DE ₉₅₀
SLC	-	-	C ₁₄₆₃	C ₁₉₅₀

4.4.3 Accelerazioni di progetto sull'elemento locale

In assenza di più specifiche analisi, la forza orizzontale F_a , da utilizzare essenzialmente per le verifiche fuori-piano, può essere definita dall'espressione

$$F_a = \frac{S_a W_a}{q_a}, \quad (4.5)$$

dove

- F_a è la forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento; nel caso in cui la verifica riguardi singole lastre di vetro è possibile considerare l'azione F_a come carico distribuito;
- W_a è il peso dell'elemento;

- q_a è il fattore di struttura;
- S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento subisce durante il sisma. Deve essere valutata in base alle indicazioni fornite dalle normative nazionali, in funzione a) dello stato limite in esame, b) delle caratteristiche geomorfologiche del suolo;

In mancanza di valutazione più accurate, l'accelerazione S_a può essere valutata come

$$S_a = a_g / g \cdot S \cdot R_a , \quad (4.6)$$

con R_a coefficiente di amplificazione definito come

$$R_a = \max \begin{cases} \frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5, \\ 1, \end{cases} \quad (4.7)$$

dove:

- a_g/g è il rapporto tra accelerazione massima del terreno su sottosuolo di tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche, come specificato nelle normative nazionali;
- Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;
- H è l'altezza della costruzione misurata dal piano di fondazione. Per edifici isolati alla base si assuma $H = 0$;
- T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Il grafico del coefficiente di amplificazione R_a in funzione di T_a/T_1 per vari valori del rapporto Z/H è riportato in Figura 4.1.

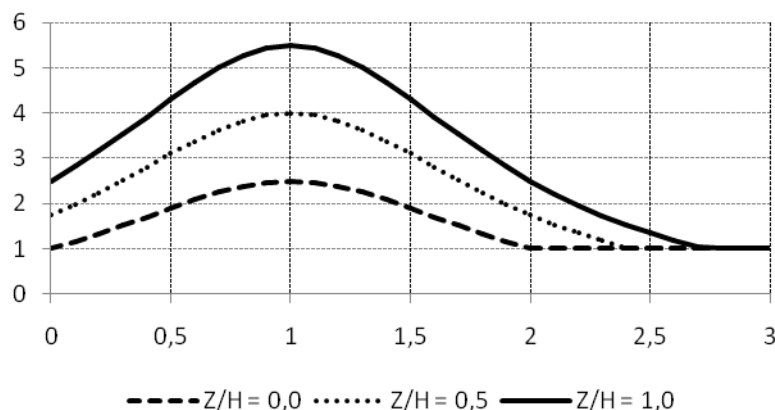


Figura 4.1. Coefficiente di amplificazione R_a in funzione di T_a/T_1 per vari valori di Z/H .

Si ribadisce comunque che, in generale, le azioni locali dovute all'accelerazione sismica sono di solito minori rispetto alle azioni provocate, ad esempio, dal vento. Di conseguenza, la verifica nei confronti delle azioni locali appare in genere non significativa.

4.4.4 Spostamenti di progetto

Gli spostamenti dell'edificio ed in particolare i *drift* di piano conseguenti all'azione sismica sono i parametri essenziali per la progettazione delle vetrate. In generale, questi deriva dall'analisi strutturale dell'edificio per i diversi stati limite e livelli prestazionali richiesti. Il progettista delle strutture di vetro dovrà rifarsi a tali dati per il dimensionamento dei giunti e dei sistemi di connessione degli elementi vetrati al resto della struttura.

Ai soli fini di effettuare un pre-dimensionamento, o per valutazioni preliminari, il progettista potrà effettuare valutazioni semplificate del tipo illustrato nella successiva Appendice 4.11.

4.4.5 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Per la determinazione della combinazione delle azioni si può fare riferimento alle indicazioni riportate nella normativa tecnica vigente a livello nazionale [NTC 2008]. Per ogni stato limite, le verifiche devono essere effettuate combinando l'azione sismica (E) con l'azione conseguente ai carichi permanenti (G) e variabili caratteristici (Q_{kj}), in accordo con la seguente regola di combinazione, che fa riferimento ai coefficienti di combinazione (ψ_{2j}) riportati in Tabella 4.9.

$$G + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (4.8)$$

Tabella 4.9. Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria Azione variabile	ψ_{2j}
<i>Categoria A: Ambienti ad uso residenziale</i>	0.3
<i>Categoria B: Uffici</i>	0.3
<i>Categoria C: Ambienti suscettibili di affollamento</i>	0.6
<i>Categoria D: Ambienti ad uso commerciale</i>	0.6
<i>Categoria E: Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale</i>	0.8
<i>Categoria F: Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)</i>	0.6
<i>Categoria G: Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)</i>	0.3
<i>Categoria H Coperture</i>	0.0
<i>Vento</i>	0.0
<i>Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)</i>	0.0
<i>Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)</i>	0.2
<i>Variazioni termiche</i>	0.0

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali

$$G + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (4.9)$$

Le azioni sopra indicate serviranno in particolare per valutare gli spostamenti dei punti d'attacco degli elementi vetrati, effettuando le verifiche secondo le procedure illustrate nella Sezione 7.6.2.

4.5 Azioni del vento

4.5.1 Distribuzione probabilistica della velocità del vento

Per quanto riguarda l'azione del vento, si farà principalmente riferimento al modello implementato nelle istruzioni CNR-DT207/2008. Tale azione viene valutata a partire dalla *velocità di riferimento* v_r , che caratterizza la ventosità della zona ove sorge la costruzione. Questa è definita convenzionalmente come il valore della velocità media del vento su un intervallo di tempo $T = 10$ minuti, a 10 m di altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo con lunghezza di rugosità $z_0 = 0,05$ m (II categoria di esposizione, paragrafo 3.2.3 [CNR-DT207/2008]), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_r può essere espressa dalla relazione

$$v_r = v_{b50} \cdot c_r, \quad (4.10)$$

dove:

v_{b50} è la velocità base di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni,

c_r è il coefficiente di ritorno fornito dall'espressione (4.11) e riportato nel grafico di Figura 4.2:

$$c_r = \begin{cases} 0.75, & \text{per } T_R = 1 \text{ anno,} \\ 0.75 + 0.0652 \ln(T_R), & \text{per } 1 \text{ anno} < T_R \leq 5 \text{ anni,} \\ 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}, & \text{per } 5 \text{ anni} < T_R \leq 50 \text{ anni,} \\ 0.65 \left\{ 1 - 0.138 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \right\}, & \text{per } T_R > 50 \text{ anni.} \end{cases} \quad (4.11)$$

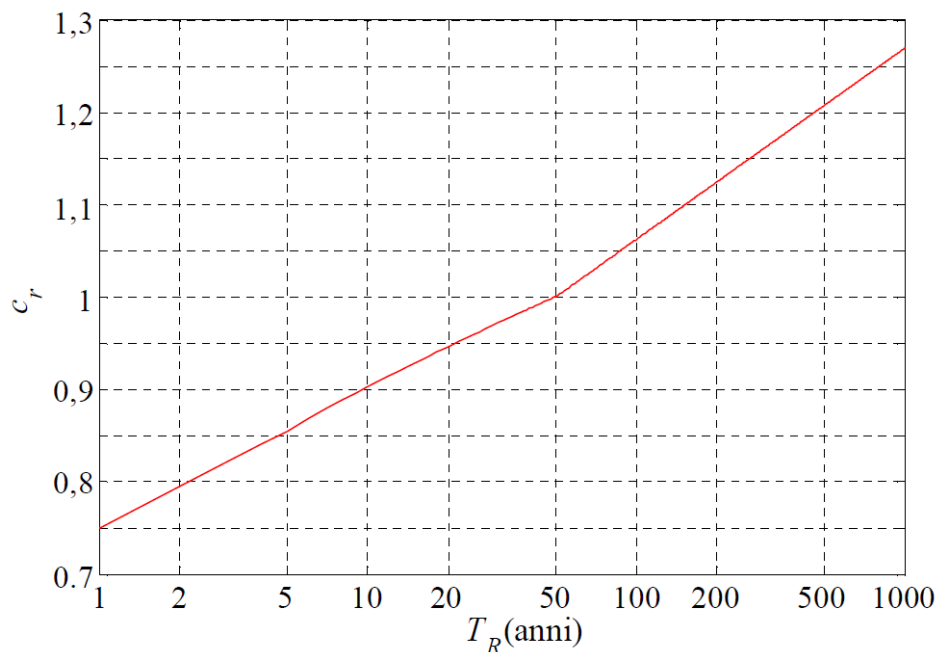


Figura 4.2. Diagramma del coefficiente di ritorno c_r in funzione del periodo di ritorno T_R .

L'Appendice A delle [CNR-DT207/2008] fornisce alcune indicazioni per la scelta del periodo di ritorno di progetto in funzione delle proprietà della costruzione. L'Appendice B dello stesso documento fornisce alcune linee guida per la valutazione della velocità di riferimento di progetto v_r sulla base di metodi e dati adeguatamente comprovati.

L'inverso del periodo di ritorno $1/T_R$ esprime la probabilità p che il massimo annuale della velocità del vento superi il valore v_r ($p = 1/T_R$). La funzione di distribuzione cumulata $F(v_r)$, che rappresenta la probabilità che v_r non sia superato in 1 anno, è pertanto data da

$$F(v_r) = 1 - p = 1 - \frac{1}{T_R} = \begin{cases} 0, & \text{per } v_r \leq 0.75v_{b50}, \\ 1 - \exp\left(\frac{0.75v_{b50} - v_r}{0.0652v_{b50}}\right), & \text{per } 0.75v_{b50} < v_r \leq 0.85v_{b50}, \\ \exp\left[-\exp\left(\frac{1}{0.2} - \frac{v_r^2}{0.2 \cdot 0.75^2 v_{b50}^2}\right)\right], & \text{per } 0.85v_{b50} < v_r \leq v_{b50}, \\ \exp\left\{-\exp\left[\frac{1}{0.138} \left(1 - \frac{v_r}{0.65 v_{b50}}\right)\right]\right\}, & \text{per } v_r > v_{b50}. \end{cases} \quad (4.12)$$

Occorre forse ricordare che il modello qui considerato è più elaborato di quello riportato dalla Circolare Esplicativa alle Norme Tecniche per le Costruzioni [NTC 2009], che considera solo il terzo ramo della (4.11), indipendentemente dalla durata del periodo di ritorno. Parimenti si può dire della modellazione fornita al punto 4.2 (2)P della UNI EN 1991-1-4, secondo la quale il coefficiente c_{prob} , che moltiplicato per la velocità di riferimento v_{b50} restituisce il valore della velocità avente una probabilità di superamento in 1 anno pari a p , può essere valutato mediante l'espressione

$$c_{prob} = \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1-p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0.98))} \right)^n, \quad (4.13)$$

dove K è un coefficiente di forma dipendente dal coefficiente di variazione della distribuzione dei valori estremi. Assegnando ai valori K e n rispettivamente i valori raccomandati dall'Eurocodice, pari a 0.2 e 0.5 rispettivamente, e sostituendo alla probabilità p l'inverso del valore del periodo di ritorno ($p = 1/T_R$), si ritrova l'espressione (4.11c) del coefficiente c_r .

4.5.2 Pressioni del vento

La pressione cinetica di riferimento del vento, indicata con q_w , è data dall'espressione

$$q_w = \frac{1}{2} \rho_a v_r^2, \quad (4.14)$$

nella quale v_r rappresenta la velocità di riferimento di progetto del vento e ρ_a la densità dell'aria assunta pari a 1.25 kg/m^3 .

Dato che il vetro è soggetto al fenomeno della fatica statica (par. 2.1.1.1), è importante definire non solo il valore massimo dell'azione ma anche la sua durata caratteristica, perché azioni relativamente basse ma di durata lunga possono produrre danneggiamenti maggiori delle azioni di picco. Ecco perché, in questa sezione, viene illustrato il metodo che permette la valutazione della velocità di picco del vento (media su 3 secondi) e di quella media su 10 minuti.

La velocità media del vento v_m su un intervallo di riferimento $T = 10$ minuti dipende, in generale, dall'altezza z sul suolo, dalla ventosità della zona in esame, dal periodo di ritorno di progetto e dalle caratteristiche locali del sito ove sorge la costruzione. Salvo casi particolari, la sua direzione è assunta di regola orizzontale.

In mancanza di analisi specifiche che tengano conto della direzione di provenienza del vento e dell'effettiva rugosità e orografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, la velocità media del vento è fornita dalla relazione

$$v_m(z) = v_r \cdot c_m(z), \quad (4.15)$$

dove v_r è la velocità di riferimento di progetto, mentre $c_m(z)$ è il coefficiente di profilo medio del vento fornito dalla relazione

$$c_m(z) = \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot k_r \cdot c_t, \quad \text{con } z = z_{\min} \text{ per } z \leq z_{\min}, \quad (4.16)$$

dove k_r è il fattore di terreno, z_0 è la lunghezza di rugosità e z_{\min} è l'altezza minima, dipendenti dalla categoria di esposizione dove sorge la costruzione, mentre c_t è il coefficiente di topografia. I valori di tali coefficienti sono riportati nella sezione 3.2.5 delle CNR-DT207/2008. La pressione cinetica di riferimento mediata su un intervallo di 10 minuti è quindi data dall'espressione

$$q_{w,10\min}(z) = \frac{1}{2} \rho_a \cdot v_m^2(z) = \frac{1}{2} \rho_a \cdot v_r^2 \cdot c_m^2(z). \quad (4.17)$$

Per comodità, può essere introdotta l'espressione

$$q_{w,10\min}(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot v_r^2 \cdot c_{e1}(z), \quad (4.18)$$

dove c_{e1} è il coefficiente di esposizione per l'azione media del vento che, per le (4.16) e (4.17), risulta essere della forma

$$c_{e1}(z) = \left(\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right)^2 \cdot k_r^2 \cdot c_t^2, \quad \text{con } z = z_{\min} \text{ per } z \leq z_{\min}. \quad (4.19)$$

Si definisce velocità di picco del vento v_p il valore atteso della velocità massima del vento nel corso di un intervallo di tempo $T = 10$ minuti, mediato su un intervallo di tempo t molto minore di T . Essa dipende dall'altezza z sul suolo, dalla ventosità della zona in esame, dal periodo di ritorno di progetto e dalle caratteristiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In mancanza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva rugosità e orografia del terreno limitrofo alla costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, la velocità di picco del vento può essere stimata secondo la relazione [CNR-DT207/2008, appendice F]

$$v_p(z) = v_m(z) \cdot G_v(z), \quad (4.20)$$

dove v_m è ancora la velocità media del vento all'altezza z e G_v è il fattore di raffica espresso dalla formula

$$G_v(z) = 1 + g_v(z) \cdot I_v(z) \cdot P_v(z), \quad (4.21)$$

essendo g_v il fattore di picco della velocità del vento, I_v l'intensità della turbolenza e P_v un coefficiente che tiene conto della riduzione dell'intensità della turbolenza a causa del periodo di tempo τ sul quale è mediata la velocità di picco.

Mediante alcune ragionevoli approssimazioni e assunzioni a favore di sicurezza (vedasi l'espressione (F.7) dell'appendice F della CNR-DT207/2008) si giunge all'espressione della pressione cinetica di picco (al netto dei coefficienti di pressione e dinamici) su un periodo di riferimento $t = 3$ sec nella forma

$$q_{w,3sec}(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot v_m^2 \cdot [1 + 7 \cdot I_v(z)], \quad (4.22)$$

dove l'intensità della turbolenza I_v è definita come (punto 3.2.6 [CNR-DT 207/2008])

$$I_v(z) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t}, \quad \text{con } z = z_{min} \text{ per } z \leq z_{min}. \quad (4.23)$$

L'espressione (4.22) può anche essere espressa nella forma

$$q_{w,3sec}(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot v_r^2 \cdot c_e(z), \quad (4.24)$$

dove il coefficiente di esposizione $c_e(z)$ vale

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) \cdot \left[\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t(z) + 7 \right], \quad \text{con } z = z_{min} \text{ per } z \leq z_{min}. \quad (4.25)$$

Il confronto fra la pressione cinetica di picco $q_{w,3sec}$ e la pressione media su 10 minuti $q_{w,10min}$ può essere effettuato introducendo il coefficiente di esposizione correttivo c_{e2} secondo l'espressione

$$q_{w,3sec}(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot v_m^2 \cdot c_{e2}(z) = q_{w,10min}(z) \cdot c_{e2}(z), \quad (4.26)$$

dove

$$c_{e2}(z) = \frac{c_e}{c_{e1}} = 1 + \frac{7}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot c_t}. \quad (4.27)$$

La pressione del vento sulla struttura (mediata su 10 min o di picco) si ottiene moltiplicando la pressione cinetica per i relativi coefficienti di forma c_p e dinamico c_d , i cui valori sono dati dalle raccomandazioni tecniche.

In definitiva, la pressione cinetica mediata su 10 minuti diventa

$$p_{w,10min}(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot v_r^2 \cdot c_{e1}(z) \cdot c_p \cdot c_d, \quad (4.28)$$

mentre la pressione cinetica di picco su 3 secondi può essere assunta pari a

$$p_{w,3sec}(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot v_r^2 \cdot c_e(z) \cdot c_p \cdot c_d \cdot \quad (4.29)$$

La funzione di distribuzione cumulata $F(v_r)$ che esprime la probabilità che il valore di riferimento della velocità del vento v_r non venga superata in un anno, è data dalla (4.12).

Analogamente la funzione di distribuzione cumulata per la pressione del vento $p_{w,\tau}$ mediata sul tempo τ ($\tau = 3sec$ o $\tau = 10min$) si ottiene sostituendo v_r dalle (4.28) e (4.29) nella (4.12), ottenendo

$$F(p_{w,\tau}) = \begin{cases} 0, & \text{per } \frac{p_{w,\tau}}{\frac{1}{2} \rho_a c_{e,\tau} c_p c_d} \leq (0.75 v_{b50})^2, \\ 1 - \exp \left[\frac{1}{0.0652 v_{b50}} \left(0.75 v_{b50} - \sqrt{\frac{2 p_{w,\tau}}{\rho_a c_{e,\tau} c_p c_d}} \right) \right], & \text{per } (0.75 v_{b50})^2 < \frac{p_{w,\tau}}{\frac{1}{2} \rho_a c_{e,\tau} c_p c_d} \leq (0.85 v_{b50})^2, \\ \exp \left[-\exp \left(\frac{1}{0.2} - \frac{2 p_{w,\tau}}{0.2 \cdot 0.75^2 \rho_a v_{b50}^2 c_{e,\tau} c_p c_d} \right) \right], & \text{per } (0.85 v_{b50})^2 < \frac{p_{w,\tau}}{\frac{1}{2} \rho_a c_{e,\tau} c_p c_d} \leq v_{b50}^2, \\ \exp \left\{ -\exp \left[\frac{1}{0.138} \left(1 - \frac{1}{0.65} \sqrt{\frac{2 p_{w,\tau}}{\rho_a v_{b50}^2 c_{e,\tau} c_p c_d}} \right) \right] \right\}, & \text{per } \frac{p_{w,\tau}}{\frac{1}{2} \rho_a c_{e,\tau} c_p c_d} > v_{b50}^2, \end{cases} \quad (4.30)$$

dove

$$c_{e,\tau} = \begin{cases} c_e & \text{per } \tau = 3sec, \\ c_{e1} & \text{per } \tau = 10min, \end{cases} \quad (4.31)$$

essendo c_{e1} e c_e definiti rispettivamente dalle (4.19) e dalle (4.25).

4.6 Azione della neve

4.6.1 Azione di calcolo

Il carico q_s provocato dalla neve sulle coperture si calcola mediante un'espressione del tipo

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t, \quad (4.32)$$

Dove:

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione funzione delle caratteristiche specifiche orografiche dell'area in cui sorge l'opera;

C_t è il coefficiente termico che tiene conto della riduzione del carico neve a causa della perdita di calore della costruzione.

I valori dei coefficienti sopra richiamati sono ricavabili dalla normativa tecnica nazionale e dalla [UNI EN 1991].

4.6.2 Distribuzione probabilistica dell'azione della neve

Il modello probabilistico dell'azione della neve utilizzato nella procedura proposta per il calcolo dei coefficienti parziali delle strutture di vetro è stato ottenuto a partire dalla formula (D.1) per l'adattamento del carico neve al suolo al variare del periodo di ritorno riportata nell'appendice D della [UNI EN 1991, 1-3], valida nell'ipotesi che la distribuzione dei massimi annuali del carico neve possa seguire la distribuzione di probabilità di Gumbel. Tale espressione è della forma

$$q_{sn} = q_{sk} \left\{ \frac{1 - V \frac{\sqrt{6}}{\pi} \left[\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0.57722 \right]}{(1 + 2.5923V)} \right\}, \quad (4.33)$$

dove:

q_{sk} è il valore caratteristico del carico neve al suolo (con un periodo di ritorno di 50 anni);

q_{sn} è il carico della neve riferito ad un periodo di ritorno di n anni (riferito perciò alla probabilità annuale di superamento P_n);

P_n è la probabilità annuale di superamento (approssimativamente equivalente a $1/n$, dove n è il corrispondente intervallo di ritorno (in anni));

V è il coefficiente di variazione della serie dei massimi annuali del carico della neve.

Essendo P_n la probabilità annuale di superamento, si ha che $1 - P_n$ risulta essere la probabilità annuale di non superamento e quindi l'ordinata della funzione di distribuzione cumulata del carico neve al suolo con periodo di riferimento pari a 1 anno. Ricavando quindi $1 - P_n = F(q_{sn})$ dall'espressione (4.33) si ottiene proprio la suddetta funzione cumulata nella forma

$$F_{q_{sn}}(x) = \exp \left[-\exp \left[\left[1 - \frac{x}{q_{sk}} (1 + 2.5923V) \right] \cdot \frac{\pi}{V \cdot \sqrt{6}} - 0.57722 \right] \right]. \quad (4.34)$$

Tale funzione dipende dai parametri q_{sk} e V . Il valore di q_{sk} è fornito dalla norma e risulta essere in funzione della zona climatica e dell'altitudine sul livello del mare. Il valore del coefficiente di variazione dovrebbe essere fornito dall'autorità nazionale competente, ma ad oggi negli annessi nazionali non è specificato un preciso valore. Nella [UNI EN 1991 1-3] è riportato un grafico in cui il coefficiente di variazione è assunto in un intervallo variabile da 0.2 a 0.6. Nell'analisi probabilistica che verrà svolta nella Sezione 5.3.3.2 verranno assunti alternativamente i due valori estremi e confrontati i risultati ottenuti.

Una volta fissato il carico neve al suolo è possibile ricavare il carico neve sulle coperture q_s mediante l'espressione (4.32). Sostituendo la (4.32) nella (4.34) si ottiene per la distribuzione del carico neve sulle coperture l'espressione

$$F_{q_{sn}}(x) = \exp \left[-\exp \left[\left[\left[1 - \frac{x}{q_{sk} \mu_i \cdot C_E \cdot C_t} (1 + 2.5923V) \right] \cdot \frac{\pi}{V \cdot \sqrt{6}} - 0.57722 \right] \right] \right], \quad (4.35)$$

che verrà utilizzata nel Capitolo 5.3 per la calibrazione dei coefficienti parziali nei vari casi studio.

4.7 Azioni della temperatura

A causa della sua fragilità intrinseca, il vetro è estremamente sensibile alle azioni conseguenti a variazioni termiche. Per questo motivo, si ritiene utile fornire una trattazione adeguata, più dettagliata di quella di solito riportata nelle normative tecniche per i materiali da costruzione tradizionali.

4.7.1 Generalità

Le azioni della temperatura sono d'interesse nel caso in cui possano generare degli stati tensionali nell'elemento vetrato. Tali tensioni possono nascere da due meccanismi:

- dilatazioni impedito nella struttura vetrata e nei suoi supporti;
- gradienti di temperatura nella stessa lastra vetrata.

In entrambi i casi, è necessario determinare la temperatura dell'elemento vetrato, che può essere ottenuta attraverso calcoli piuttosto complessi che sono influenzati da numerosi fattori, quali:

- conduzione dei materiali componenti la struttura vetrata;
- convezione superficiale, naturale o forzata (ad es. mediante ventilatori in facciate a doppia pelle) e condizioni di ventilazione;
- irraggiamento solare;
- assorbimento e riflessione dell'energia solare da parte delle lastre vetrate in esame;
- emissività delle lastre vetrate in esame;
- valore della temperatura dell'aria esterna;
- valore della temperatura dell'aria interna;
- valore della temperatura del gas all'interno dei vetri camera.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata anche da altri fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e l'eventuale presenza di elementi isolanti.

Per la procedura di calcolo delle temperature degli elementi vetrati si rimanda a trattazioni specialistiche. I valori caratteristici di conduzione e dilatazione termica del vetro e dei materiali più comunemente a questo accostati, sono riportati nella Tabella 4.10 e nella Tabella 4.11.

Tabella 4.10. Valori indicativi dei coefficienti di conducibilità termica

Materiale	Coeff. di conducibilità termica λ [$\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$]
Vetro	1
Alluminio	236
Acciaio al carbonio	36 ÷ 54
Silicone	0.25
Calcestruzzo (secco)	0.70

Tabella 4.11. Valori indicativi dei coefficienti di dilatazione termica

Materiale	Coeff. di dilatazione termica α [K^{-1}]
Vetro	$9 \cdot 10^{-6}$
Alluminio	$23 \cdot 10^{-6}$
Acciaio al carbonio	$12 \cdot 10^{-6}$
PVB	$80 \cdot 10^{-6}$
Calcestruzzo	$12 \cdot 10^{-6}$

I fattori d'assorbimento, riflessione, emissività di una lastra vetrata sono influenzati dalla colorazione del vetro e dai suoi trattamenti superficiali ("coatings") e sono tipici di ogni prodotto; i valori re-

lativi vengono comunemente forniti dai produttori del vetro stesso (fattore solare; indici di trasmissione, riflessione e assorbimento; etc.).

Per il calcolo del calore trasmesso per convezione termica e la conseguente influenza sulle temperature dei componenti, può essere condotto secondo i classici metodi della Fisica Tecnica, per i quali si rimanda a trattazioni specialistiche. L'irraggiamento solare, la temperatura esterna e quella interna verranno trattati nei capitoli successivi.

4.7.2 Temperatura dell'aria esterna

La temperatura dell'aria esterna, T_{est} , può assumere i valori T_{max} o T_{min} , definiti rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni. Per una prima valutazione, si può assumere una variazione termica tra i valori estremi $\Delta T = \pm 30^\circ\text{C}$. Per valutazioni più precise si rimanda alla normativa vigente⁷.

4.7.3 Temperatura dell'aria interna

In mancanza di dati specifici relativi all'edificio in esame, possono assumersi valori delle temperature interne convenzionali riportati in Tabella 4.12, espresse in gradi Celsius [UNI 5364:1976].

Tabella 4.12 Valori delle temperature interne convenzionali espresse in gradi Celsius [UNI 5364:1976].

– locali di abitazione, studio o ufficio destinati al soggiorno diurno di persone che si trovano in riposo, oppure occupate a leggere, scrivere, conversare	18 ÷ 21
– locali di abitazione destinati al solo riposo notturno	17 ÷ 19
– stanze di albergo, ospedale, ecc. destinate al soggiorno diurno e notturno	18 ÷ 20
– locali, come negozi, magazzini, ecc. ove i clienti non si spogliano del soprabito ed il personale svolge una attività moderata di regola in piedi	14 ÷ 16
– locali, come chiese, mostre e musei, ove il pubblico non si spoglia del soprabito	12 ÷ 14
– locali pubblici, come cinema, teatri, ristoranti, ove il pubblico si spoglia del soprabito	16 ÷ 18
– locali pubblici, come teatri d'opera e ristoranti di lusso ove si indossano abiti da sera	18 ÷ 20
– locali di comunità (collegi, caserme) destinati al soggiorno notturno di più persone (dormitori)	15 ÷ 17
– locali di comunità destinati al soggiorno diurno di più persone in riposo, oppure occupate a leggere, scrivere, conversare (sale di lettura e di ritrovo, aule)	17 ÷ 19
– mense o spogliatoi di comunità o stabilimenti ove la permanenza è di breve durata	16 ÷ 18
– locali di passaggio comune: scale, altri, disimpegni	12 ÷ 14
– locali di sosta limitata per persone che svolgono lavori leggeri o mansioni di custodia (magazzini, archivi)	14 ÷ 16
– docce, piscine, sale da bagno, sale per visite mediche, ove le persone si spogliano	22 ÷ 24
– sale operatorie come da prescrizioni speciali di massima	24 ÷ 30
– palestre e sale da giochi pesanti, sale da ballo	12 ÷ 14
– WC: la stessa temperatura dei locali da essi serviti	
– locali industriali: temperatura corrispondente alla attività che vi si svolge, compatibilmente con le esigenze tecnologiche.	

⁷ Tabelle dei gradi giorno dei comuni Italiani raggruppati per regione e provincia si possono trovare sul D.M. 06-08-1991 (pubblicato in G.U. 24-08-1994 n. 197 e ripubblicato, con correzioni, in G.U. 31-08-1994, n. 203), sul D.M. 16-05-1995 (G.U. 24-05-1995, n. 119), che ha tra l'altro abrogato il suddetto D.M. 06-08-1991, e sul D.M. 06-10-1997 (G.U. 16-10-1997, n. 242).

4.7.4 Irradianza solare massima

Si definisce “irradianza” il rapporto tra l’energia radiante per unità di tempo che incide su una superficie e l’area della medesima.

In mancanza di dati specifici relativi al sito in esame, possono assumersi i valori dell’irradianza solare massima estiva incidente su una superficie verticale, espressa in W/m^2 , riportati in Tabella 4.13 riferita a diverse latitudini [UNI 10349:1994].

Tabella 4.13 Irradianza solare massima estiva [UNI 10349:1994].

Prospetto XVII — Irradianza solare massima estiva incidente su superfici verticali (W/m^2)

ora	Sud	Sud-Est	Est	Nord-Est	Nord	Nord-Ovest	Ovest	Sud-Ovest	Diffusa	Orizzontale
Latitudine 46° N										
5	11	58	137	143	71	11	11	11	11	30
6	50	312	562	511	192	50	50	50	50	198
7	86	509	750	595	147	79	79	79	79	381
8	177	631	764	536	109	102	102	102	102	552
9	321	679	713	402	120	120	120	120	120	698
10	439	655	568	234	133	133	133	140	133	810
11	515	567	374	148	141	141	141	250	141	881
12	541	427	156	144	144	144	156	427	144	909
13	515	250	141	141	141	146	374	567	141	881
14	439	140	133	133	133	234	568	655	133	810
15	321	120	120	120	120	402	713	679	120	698
16	177	102	102	102	109	536	764	631	102	552
17	86	79	79	79	147	595	750	509	79	381
18	50	50	50	50	192	511	562	312	50	198
19	11	11	11	11	71	143	137	56	11	30
Latitudine 44° N										
5	7	38	92	96	48	7	7	7	7	19
6	46	300	546	500	191	48	48	48	48	188
7	85	499	747	601	157	79	79	79	79	377
8	161	620	766	549	110	103	103	103	103	554
9	300	665	716	420	124	121	121	121	121	706
10	414	639	571	254	134	134	134	140	134	822
11	488	549	377	150	143	143	143	232	143	895
12	514	408	157	145	145	145	157	408	157	920
13	488	232	143	143	143	150	377	549	143	895
14	414	140	134	134	134	254	571	639	134	822
15	300	121	121	121	124	420	716	665	121	706
16	161	103	103	103	110	549	766	620	103	554
17	85	79	79	79	157	601	747	499	79	377
18	46	48	48	48	191	500	546	300	48	188
19	7	7	7	7	48	96	92	38	7	19
Latitudine 42° N										
5	4	21	52	54	27	4	4	4	4	10
6	47	267	529	487	189	47	47	47	47	178
7	83	489	744	606	166	78	78	78	78	374
8	145	606	767	562	112	103	103	103	103	556
9	279	651	718	438	126	122	122	122	122	713
10	390	622	573	274	136	136	136	141	136	833
11	461	531	379	153	144	144	144	213	144	908
12	486	369	159	147	147	147	159	369	159	934
13	461	213	144	144	144	153	379	531	144	908
14	390	141	136	136	136	274	573	622	136	833
15	279	122	122	122	126	438	718	651	122	713
16	145	103	103	103	112	562	767	606	103	556
17	83	78	78	78	166	606	744	489	78	374
18	47	47	47	47	189	487	529	267	47	178
19	4	4	4	4	27	54	52	21	4	10

(segue prospetto)

(seguito del prospetto XVII)

ora	Sud	Sud-Est	Est	Nord-Est	Nord	Nord-Ovest	Ovest	Sud-Ovest	Diffusa	Orizzontale
Latitudine 40° N										
5	2	6	20	21	11	2	2	2	2	4
6	45	274	511	473	166	45	45	45	45	166
7	82	479	740	610	176	76	78	78	78	369
8	126	596	787	575	113	103	103	103	103	557
9	256	636	720	455	127	122	122	122	122	719
10	384	605	576	295	137	137	137	141	137	842
11	433	512	381	155	145	145	145	194	145	920
12	457	369	160	148	148	148	160	369	160	948
13	433	194	145	145	145	155	361	512	145	920
14	384	141	137	137	137	295	576	605	137	842
15	256	122	122	122	127	455	720	636	122	719
16	126	103	103	103	113	575	787	596	103	557
17	82	76	76	78	176	610	740	479	78	369
18	45	45	45	45	166	475	511	274	45	166
19	2	2	2	2	11	21	20	8	2	4
Latitudine 38° N										
5	0	2	4	4	2	0	0	0	0	1
6	42	260	491	457	182	42	42	42	42	157
7	81	466	736	614	165	77	77	77	77	364
8	115	584	787	567	116	103	103	103	103	558
9	238	621	722	473	129	123	123	123	123	723
10	338	587	578	316	138	138	138	141	138	651
11	404	492	382	158	147	147	147	174	147	931
12	428	349	162	150	150	150	162	349	162	958
13	404	174	147	147	147	158	382	492	147	931
14	338	141	138	138	138	316	576	576	138	851
15	236	123	123	123	129	473	722	621	123	723
16	113	103	103	103	116	576	787	584	103	558
17	81	77	77	77	165	614	736	466	77	364
18	42	42	42	42	182	457	491	260	42	157

Per il calcolo dell'irradianza solare massima estiva incidente su una certa superficie verticale ad una specifica ora del giorno, occorre conoscere la latitudine della località in esame (riportate in [UNI 10349:1994]) per interpolare linearmente tra i valori relativi alle latitudini tabulate secondo l'espressione

$$I_T(\varphi) = I_T(\varphi_{r1}) + \frac{I_T(\varphi_{r2}) - I_T(\varphi_{r1})}{\varphi_{r2} - \varphi_{r1}} (\varphi - \varphi_{r1}), \tag{4.36}$$

dove:

- I_T irradianza solare massima relativa ad una superficie di orientamento T ;
- φ latitudine della località in esame;
- φ_{r1} latitudine riportata in prospetto XVII della [UNI 10349:1994] subito più grande della località in esame;
- $I_T(\varphi_{r1})$ irradianza solare massima relativa alla superficie di orientamento T , rilevata dal prospetto XVII della [UNI 10349:1994] per la latitudine φ_{r1} .
- φ_{r2} latitudine riportata in prospetto XVII della [UNI 10349:1994] subito più piccola della località in esame;
- $I_T(\varphi_{r2})$ irradianza solare massima relativa alla superficie di orientamento T , rilevata dal prospetto XVII della [UNI 10349:1994] per la latitudine φ_{r2} .

Può essere interessante osservare i diagrammi contenuti nelle figure seguenti, che forniscono i valori d'irradianza su superfici verticali a seconda dell'esposizione (Nord, Est, Sud, Ovest) e su una superficie orizzontale, valutati in una città del Nord Italia.

Da questi si può osservare come l'irradianza massima, per una superficie verticale con esposizione a Sud, non si verifici nel periodo estivo, bensì in quello invernale ed autunnale. Ciò dipende dalla posizione del sole nelle varie stagioni ed ore del giorno. Infatti, poiché nelle stagioni invernale ed autunnale il percorso del sole rimane più basso sull'orizzonte, l'angolo d'incidenza dei raggi solari su una superficie verticale risulta approssimarsi maggiormente all'ortogonalità che non nella stagione estiva.

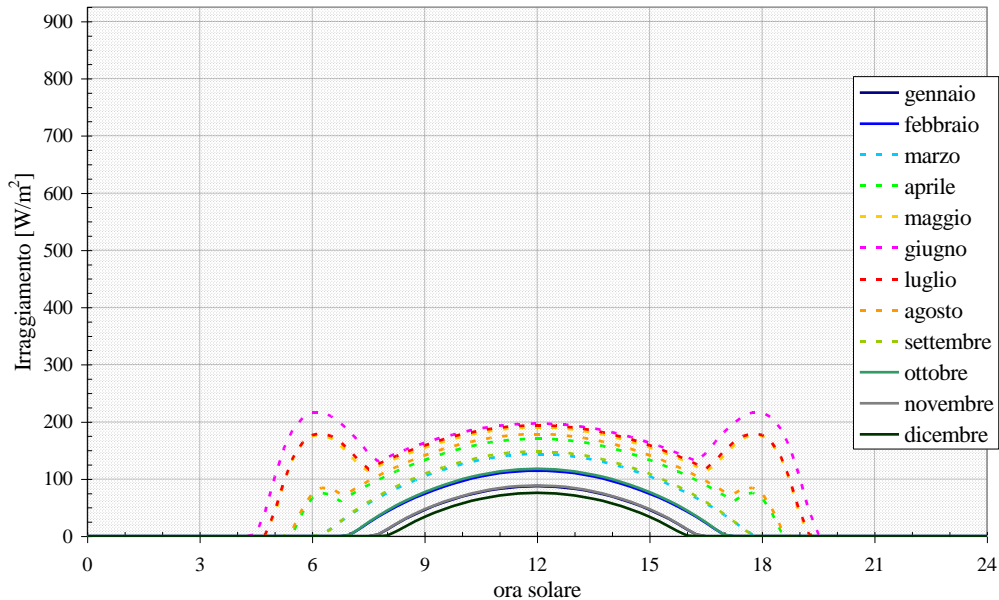


Figura 4.3. Lat.: $45^\circ 25'$ N. Irradianza solare su superficie verticale con esposizione Nord.

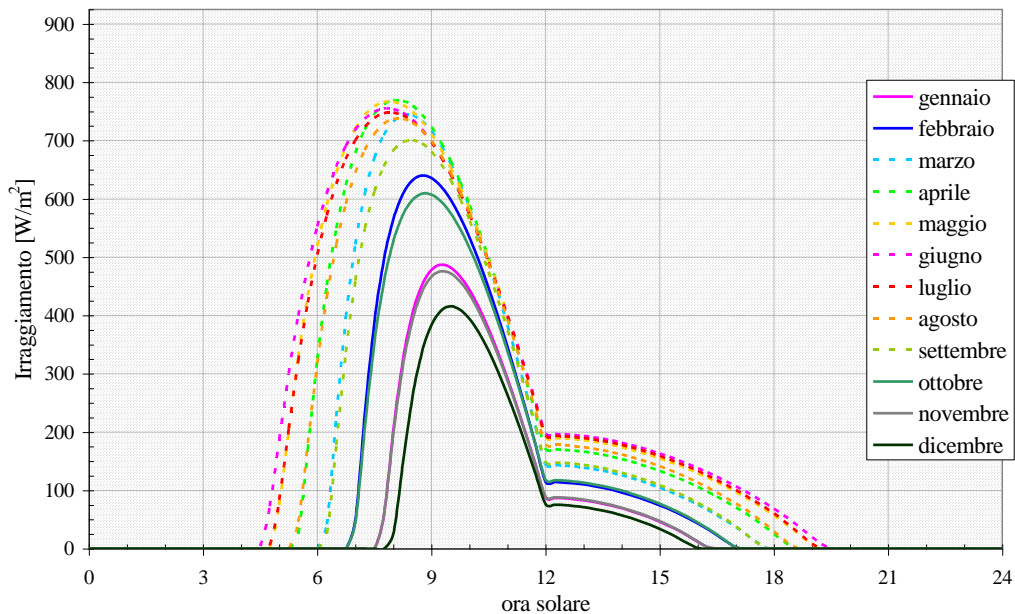


Figura 4.4. Lat.: $45^\circ 25'$ N. Irradianza solare su superficie verticale con esposizione Est.

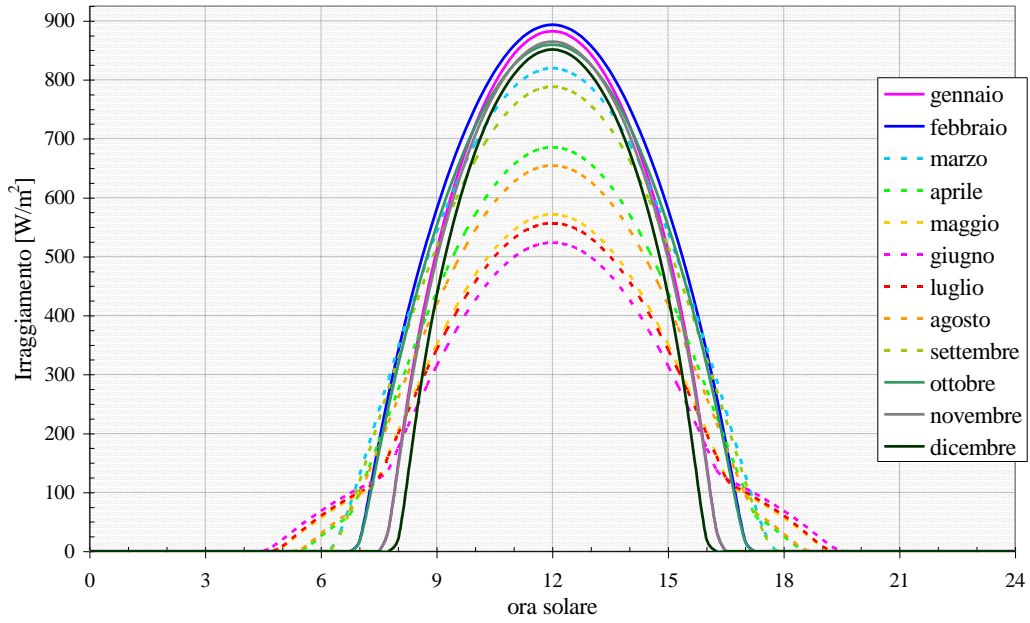


Figura 4.5. Lat.: 45° 25' N. Irradianza solare su superficie verticale con esposizione Sud.

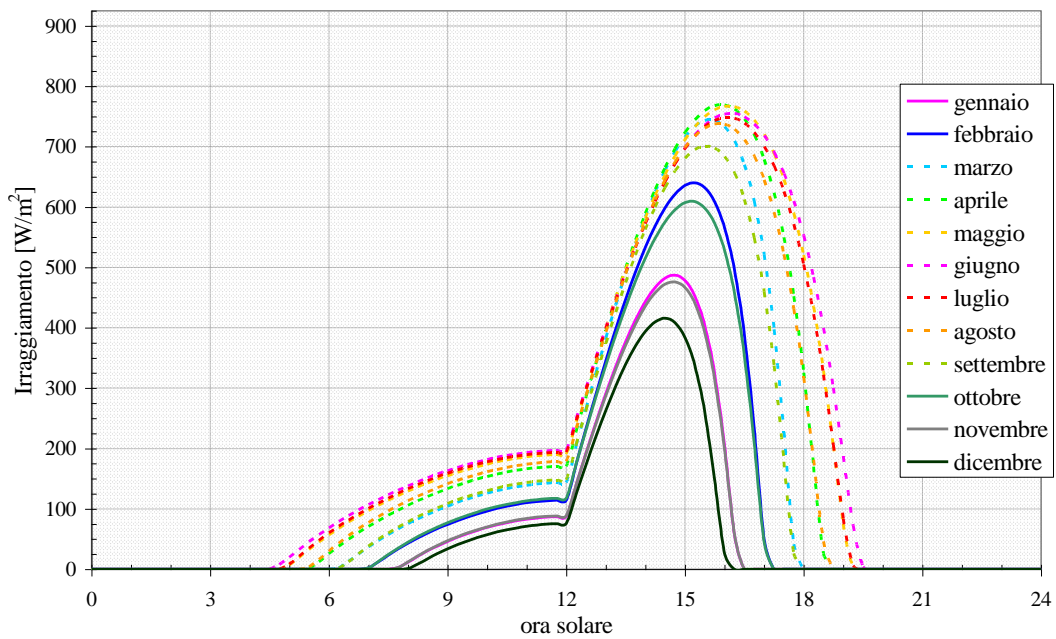


Figura 4.6 .Lat.: 45° 25' N. Irradianza solare su superficie verticale con esposizione Ovest.

4.7.5 Gradienti di temperatura nel vetro

4.7.5.1 Generalità

I vetri esposti in facciata possono essere sede di gradienti termici. I fattori che possono influenzare il valore del gradiente termico sono numerosi e fra questi si ricordano:

- esposizione solare e intensità della radiazione solare incidente;
- fattore di assorbimento diretto dell'energia solare da parte del vetro;
- *coating*, smaltature, serigrafie;
- variazione diurna della temperatura esterna;
- riscaldamento localizzato (radiatori, tubi radianti ad alta temperatura, etc.);
- variazione diurna della temperatura interna (*fan-coils* o surriscaldamenti localizzati);
- inerzia termica del tipo di telaio;
- coefficienti di scambio termico superficiale;
- oggetti o strutture che intrappolano o riflettono il calore nel vetro (tende, veneziane, ostruzioni retrostanti, etc.);
- ombre proiettate sul vetro (da frangisole, pinne, parti di edificio, ecc.);
- dimensioni della lastra;
- spessore della lastra.

I gradienti termici inducono gradienti di tensione che possono causare rotture del vetro.

4.7.5.2 Stress termico

L'intensità dello stress termico all'interno di un vetro dipende dalla differenza di temperatura tra la parte più calda (quella centrale che riceve la radiazione solare) e quella più fredda (vicino ai bordi del telaio). La parte investita dalla radiazione solare assorbe calore e si dilata causando una tensione di trazione sul bordo del vetro, la quale può causare la propagazione di una cricca, determinando la frattura del vetro stesso. Tali fratture sono in genere facilmente riconoscibili perché hanno principalmente origine dal bordo del vetro, con direzione iniziale ortogonale allo spessore stesso (Figura 4.7). Risulta evidente perciò, ai fini della resistenza, l'importanza della presenza di difetti al bordo del vetro e, di conseguenza, il grado di finitura del bordo stesso.

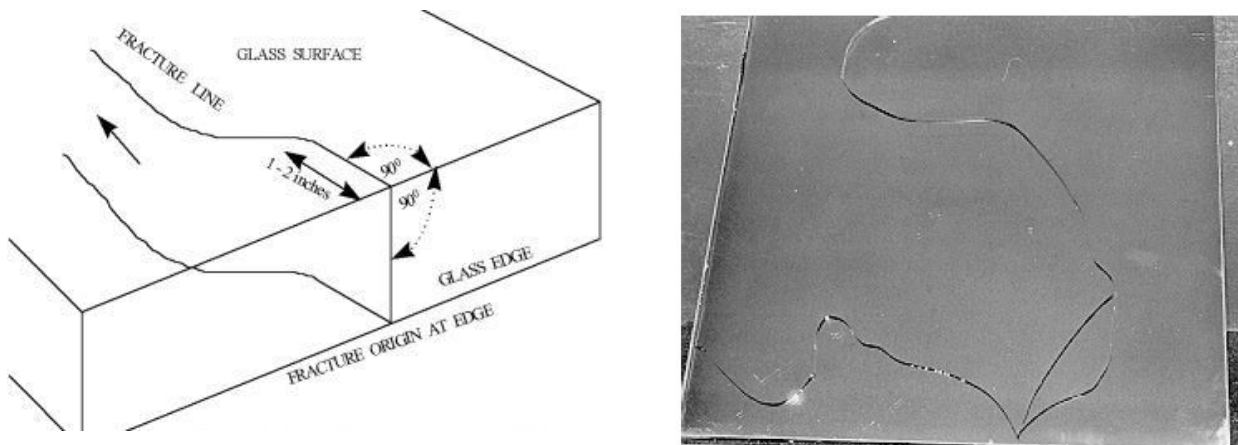


Figura 4.7. Esempio di frattura termica in un vetro ricotto.

La tensione generata a causa della differenza di temperatura si può esprimere nella forma

$$\sigma_t = \Delta T E \alpha K_{\Delta T}, \quad (4.37)$$

dove ΔT è il massimo gradiente di temperatura nel vetro, E è il modulo elastico del vetro ($\cong 70000$ MPa), α è il coefficiente di dilatazione termica ($\cong 9 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$), mentre $K_{\Delta T}$ è un coefficiente che tiene conto degli effetti che possono influire sul valore del gradiente di temperatura (forma della zona d'ombra, caratteristiche del telaio, *etc.*); tale coefficiente si trova tabulato in prEN THSTR-2007. La tensione calcolata tramite la (4.37) va confrontata con la tensione ammissibile per gli stress termici definita dalla prEN THSTR-2007.

Dato il legame diretto tra differenza di temperatura e tensione indotta, i valori ammissibili per la resistenza di un vetro agli effetti di un gradiente termico possono essere direttamente espressi in termini di gradiente termico ΔT . A titolo indicativo, si riporta la Tabella 4.14, ricavata dal documento prEN THSTR-2004⁸, che fornisce valori tipici di differenza di temperatura (ΔT in K) sopportabile da varie qualità di vetri, in funzione anche del grado di finitura al bordo.

Tabella 4.14. valori tipici di differenza di temperatura (ΔT in K) sopportabile da vari tipi di vetro

Tipo di vetro	Stato del bordo		
	Filo greggio	Molato	Lucidato
vetro float ricotto, spessore ≤ 12 mm	35	40	45
vetro float ricotto, spessore 15 mm o 19 mm	30	35	40
vetro float ricotto, spessore 25 mm	26	30	35
vetro stampato	26	26	26
vetro stampato retinato o vetro lustro retinato	22	22	22
vetro indurito termicamente (tutti i tipi)	100	100	100
vetro temperato (tutti i tipi)	200	200	200
vetro stratificato	valore minimo per le lastre componenti		

Le equazioni che legano lo sforzo alla distribuzione di temperatura, anche supponendo uno stato di tensione piano, sono estremamente complesse e generalmente risolvibili solo per via numerica e, per tale motivo, solitamente richiedono studi specialistici.

4.7.5.3 Fattori che influiscono sullo stress termico

Vengono descritti, nel seguito, alcuni dei fattori che influenzano la generazioni di tensioni termiche nel vetro e che devono essere opportunamente considerati nell'analisi.

- *Radiazione solare.*

Tanto più è elevata la radiazione solare, tanto maggiore sarà l'intensità della tensione all'interno del vetro. L'intensità della radiazione si ricava in base alla dislocazione geografica dell'edificio (latitudine, altitudine, zona urbana o non), all'orientamento della facciata (nord, sud, est, ovest), alla stagione e all'ora, oltre che ad altri fattori come la nuvolosità, l'inquinamento atmosferico, la riflessione del terreno o di altre strutture adiacenti.

Il massimo irraggiamento si ha quando la radiazione solare raggiunge l'elemento con incidenza quasi normale per la maggior parte del tempo di esposizione.

⁸ Progetto di Norma Europea per la valutazione del rischio di rottura per sollecitazioni termiche, documento preparato dal gruppo di lavoro WG8 del comitato tecnico TC129 del CEN. Valori più dettagliati ed un metodo di verifica sono anche forniti nel documento francese DTU 39 P 3 "Travaux de bâtiment - Travaux de vitrerie-miroiterie - Partie 3 : Mémento calculs des contraintes thermiques", ottobre 2006.

- *Presenza di pareti, oggetti e schermature interne.*

Pareti e schermature interne interferiscono con il naturale movimento dell'aria a contatto con il vetro e riflettono, assorbono e re-irradiano la radiazione solare incidente, contribuendo ad aumentare la temperatura sul vetro e quindi anche le tensioni termiche.

Tipico è il caso dello “*shadow-box*”⁹ e delle veneziane posizionate all'interno. Possono influire anche di fonti di calore (es. radiatori), che aumentano la temperatura sul vetro.

- *Tipo di vetro e finitura dei bordi.*

La velocità con cui la temperatura cresce all'interno di un vetro dipende dal suo spessore e dalla sua capacità di assorbire la radiazione. I vetri a bassa emissività assorbono molto più calore dei vetri float chiari. Quindi la temperatura nei primi risulta maggiore e di conseguenza anche le tensioni interne.

I vetri trattati termicamente (induriti o temperati) resistono a gradienti di temperatura maggiori rispetto ai vetri ricotti.

Per i vetri ricotti, le condizioni di finitura dei bordi rivestono grande importanza (si ricordi che le tensioni che portano a rottura si innescano proprio sui bordi): la molatura, ad esempio, determina un innalzamento del fattore di resistenza allo *shock* termico.

- *Tipo di telaio.*

La forma e le caratteristiche termiche del telaio influenzano la temperatura del bordo del vetro e possono ingenerare elevati gradienti termici. Ad esempio un telaio ad alta inerzia termica determina temperature più basse al bordo del vetro.

L'effetto del tipo di telaio non è del tutto separabile da quello di eventuali ombre proiettate sul vetro stesso.

- *Ombre proiettate sul vetro.*

Le ombre proiettate sul vetro possono causare forti differenze di temperatura, che variano a seconda della forma e dell'estensione della zona in ombra. Il massimo nelle tensioni si ottiene quando è in ombra una superficie minore del 25% e quando l'ombra include più del 25% del perimetro. Generalmente ombre orizzontali, verticali o diagonali non sono così critiche come la combinazione delle stesse (es. ombre a “V”, si veda la Figura 4.8).

Ombre proiettate possono essere generate da cornicioni, terrazzi, frangisole, pinne, ma anche da edifici od alberi circostanti.

La Figura 4.8 mostra una classificazione puramente indicativa di varie tipologie di ombre, dalle meno pericolose alle più pericolose. Qualora vi sia il rischio di rotture dovute a shock termico, si consiglia l'uso di vetri temperati o induriti. La scelta andrà comunque contestualizzata in ragione del tipo di vetro e del tipo di costruzione.

- *Altri fattori*

Va evidenziato che l'insorgere di tensioni termiche critiche risulta più probabile nel caso dei vetrocamera ed è più rilevante all'aumentare del numero di vetri e intercapedini (es. doppi vetrocamera, vetri quadrupli, ecc.).

Nel caso di elementi apribili o scorrevoli si deve notare inoltre che, quando vengono tenuti aperti, essi si vengono a sovrapporre alle vetrate fisse, riducendo così la possibilità di dissipare calore e contribuendo ad aumentare il pericolo di rottura da contrasto termico.

⁹ Uno “shadow box” è un metodo costruttivo per creare un'impressione di profondità e di penetrazione della luce in zone marca-piano (*spandrels*) di facciate vetrate, ricoprimenti di colonne ed altre zone “opache”, in cui è desiderato un effetto di profondità visiva dall'esterno, mentre invece la reale visione della zona interna attraverso il vetro non è desiderata, o non è necessaria.

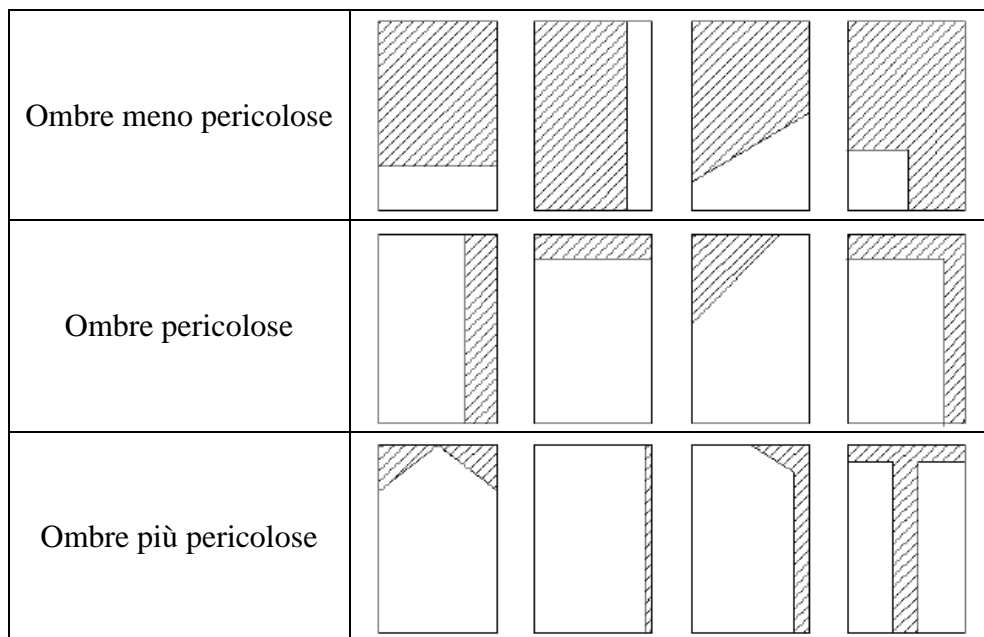


Figura 4.8. Esempi di ombre proiettate su un vetro.

4.8 Azioni climatiche sulla vetrocamera

4.8.1 Introduzione

Il gas racchiuso all'interno delle intercapedini delle vetrate isolanti può esercitare una pressione non trascurabile sulle superfici interne dei vetri al variare delle condizioni climatiche esterne ed interne all'intercapedine. Le vetrocamere sono infatti solitamente sigillate in stabilimento e poi trasportate sul luogo di installazione ove le condizioni ambientali sono diverse. In particolare, sono rilevanti le variazioni di pressione barometrica (dovute sia a variazioni meteorologiche sia di quota) e le variazioni di temperatura. Al momento della sigillatura, la vetrocamera è in equilibrio essendo la pressione e la temperatura interne uguali a quelle esterne; viceversa, una volta posto in opera, le condizioni esterne non sono più uguali a quelle interne e pertanto si manifestano sovrappressioni o depressioni all'interno dell'intercapedine. Nei prossimi paragrafi sono riportati i vari parametri utili ai calcoli di dette variazioni di pressione, secondo le procedure del paragrafo 6.3.4.

Si tenga presente che si possono realizzare anche vetrocamere con intercapedine non stagna (ossia in comunicazione con l'ambiente esterno). Per questi tipi di vetro le variazioni climatiche non generano variazioni di pressione interne. Nel caso in cui i vetri debbano essere trasportati a quote molto elevate, si può anche optare per la sigillatura a piè d'opera in modo da evitare gli effetti della variazione di quota e parte di quelle dovute alle variazioni di temperatura.

Si suggerisce di chiedere al produttore, se disponibili, i dati meteorologici (temperatura e pressione barometrica) al momento della sigillatura dell'intercapedine. Indichiamo con H_p , T_p e p_p rispettivamente l'altitudine, la temperatura e la pressione barometrica del luogo di produzione al momento della sigillatura.

4.8.2 Variazione di quota

La pressione atmosferica diminuisce con l'altezza sul livello del mare. Solitamente sono noti sia il luogo di fabbricazione delle lastre sia quello di installazione. Qualora in fase di predimensionamento il luogo di fabbricazione non fosse noto si consiglia di adottare la quota $H_p = 0$ m o 600 m (sul

livello del mare), scegliendo la condizione più gravosa a seconda delle combinazioni con gli altri parametri.

4.8.3 Variazione di pressione meteorologica

La pressione meteorologica varia durante l'anno. In assenza di studi specifici i valori di riferimento minimi e massimi per la pressione p_p possono essere assunti rispettivamente pari a 990 hPa e 1030 hPa [VORSCHLAG ÖNORM B 3716-1:2006] scegliendo la condizione più gravosa a seconda delle combinazioni con gli altri parametri. Si tenga conto dei possibili scenari al momento della sigillatura e in opera per ottenere la situazione più gravosa.

4.8.4 Variazione di temperatura

Il riscaldamento o il raffreddamento del gas all'interno dell'intercapedine produce una dilatazione o contrazione dello stesso con conseguente variazione di pressione sulle superfici del vetro. Al momento della sigillatura, in mancanza di dati più precisi, si può supporre in prima approssimazione che la temperatura del luogo di produzione (e dunque del gas dell'intercapedine T_p) sia compresa tra 15 °C e 30 °C (come suggerito [VORSCHLAG ÖNORM B 3716-1:2006] e [CSTB Cahier 3488-V2, 2011]) scegliendo la condizione più gravosa a seconda delle combinazioni con gli altri parametri.

Una volta messo in opera, la vetrata isolante separa l'ambiente esterno dall'interno e la temperatura dell'intercapedine dipende da vari fattori, quali:

- temperatura interna dell'ambiente;
- temperatura esterna dell'aria;
- coefficienti di scambio termici delle superfici del vetro;
- comportamento termodinamico del gas;
- trasmittanza termica complessiva della vetrata;
- irraggiamento solare;
- caratteristiche spettrometriche dei vetri;
- presenza di depositi basso-emissivi o riflettenti sui vetri;
- presenza di eventuali tende o schermi solari davanti o dietro la vetrata;
- presenza di elementi scaldanti o raffrescanti prossimi al vetro.

Per tenere conto di questi fattori si possono utilizzare appositi software per i calcoli termotecnici, oppure ricorrere al metodo semplificato sotto riportato. I parametri relativi alle caratteristiche termodinamiche del vetro e del gas all'interno dell'intercapedine, nonché i coefficienti di scambio termico interni ed esterni possono essere reperiti nella [UNI EN 673:2011].

4.8.4.1 Metodo semplificato per il calcolo della temperatura interna dell'intercapedine

Il metodo di seguito indicato è ripreso dalla [CSTB Cahier 3488-V2, 2011]. Approssimativamente la temperatura del gas all'interno dell'intercapedine può essere considerata come la media delle temperature dei vetri, ovvero

$$T_{iVC} = \frac{\theta_e + \theta_i}{2}, \quad (4.38)$$

dove θ_e e θ_i sono la temperatura del vetro esterno ed interno.

Le temperature dei vetri possono essere valutate nel modo seguente:

$$\theta_e = \frac{\frac{\alpha_i \tau_e I + T_{int} h_{Ti}}{r_a} + (\alpha_e I + T_{ext} h_{Te}) \left(h_{Ti} + \frac{1}{r_a} \right)}{h_{Te} h_{Ti} + \frac{1}{r_a} (h_{Te} + h_{Ti})}, \quad \theta_i = \frac{\frac{\alpha_e I + T_{ext} h_{Te}}{r_a} + (\alpha_i \tau_e I + T_{int} h_{Ti}) \left(h_{Te} + \frac{1}{r_a} \right)}{h_{Te} h_{Ti} + \frac{1}{r_a} (h_{Te} + h_{Ti})} \quad (4.39)$$

dove:

- α_i e α_e sono i coefficienti di assorbimento energetico solare della lastra interna ed esterna, all'interno del vetrocamera, i quali tengono conto dell'effetto delle riflessioni multiple interne¹⁰, mostrate in Figura 4.9.
- τ_e è il coefficiente di trasmissione energetica solare del vetro esterno, ricavabile dalle schede tecniche dei produttori dei vetri;
- I è l'irradianza solare i cui valori sono riportati al par. 4.7.4 [UNI 10349:1994];
- T_{ext} e T_{int} sono le temperature dell'aria esterna ed interna, i cui valori indicativi sono riportati nel seguito;
- r_a è la resistenza termica dell'intercapedine, il cui valore può essere stimato come indicato nella [UNI EN 673:2011] ponendo $r_a = 1/h_{Ts}$, con h_{Ts} coefficiente di scambio termico dell'intercapedine;
- h_{Te} e h_{Ti} sono i coefficienti di scambio termico del vetro esterno ed interno, valutati secondo quanto indicato nel paragrafo 4.8.4.3.

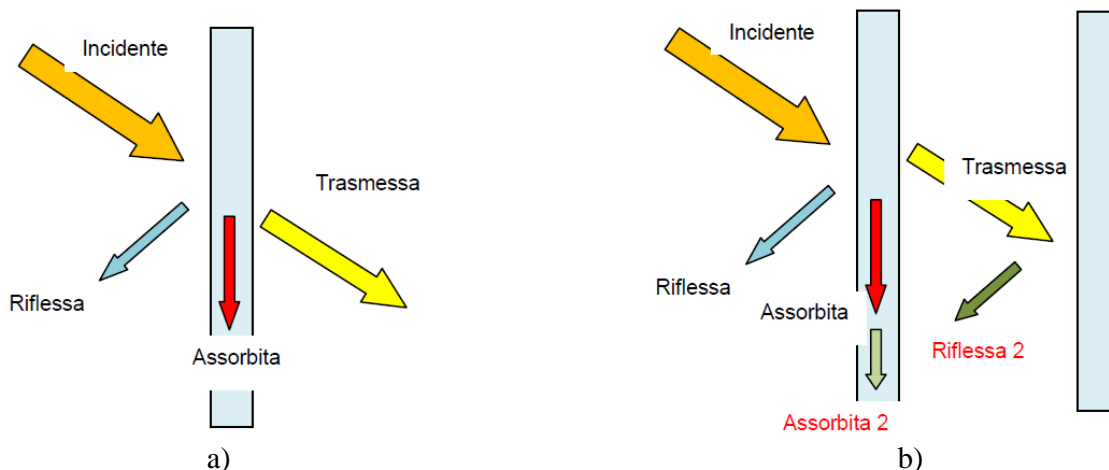


Figura 4.9 Energia riflessa, trasmessa ed assorbita nel caso di a) singola lastra, b) lastra inserita di vetrocamera.

Le relazioni (4.39) devono essere valutate in base alle condizioni peggiorative di irraggiamento (compreso l'irraggiamento nullo durante la notte) e di temperatura. Per le vetrocamere multiple è necessario utilizzare opportuni modelli termodinamici.

4.8.4.2 Valori di riferimento della temperatura interna ed esterna

I valori di riferimento della temperatura dell'aria dell'ambiente interno ed esterno possono essere dedotti dalle normative (cfr. § 4.7.2 e § 4.7.3). Si tenga però conto che la temperatura dell'aria interna nelle immediate vicinanze del vetro può essere sensibilmente diversa da quella media dell'ambiente. Per le vetrocamere può essere importante valutare anche eventuali situazioni transitorie sia durante il trasporto, sia durante l'installazione (es. assenza di riscaldamento o raffresca-

¹⁰ Tali coefficienti potranno essere calcolati in accordo alla norma EN410.

mento dell'edificio, stoccaggio in ambienti con temperature particolarmente alte o basse, etc.). Nella seguente tabella si riportano le temperature consigliate da [CSTB Cahier 3488-V2, 2011].

Tabella 4.15. Temperatura massima e minima esterna ed interna (cfr. [CSTB Cahier 3488-V2, 2011]).

Applicazione	$T_{ext,min}$	$T_{ext,max}$	$T_{int,min}$	$T_{int,max}$
Vetri con inclinazione < 30° rispetto all'orizzontale	Vedi par. 4.7.2	Vedi par. 4.7.2	Vedi par. 4.7.3	40 °C
Altri casi				25 °C

4.8.4.3 Valori di riferimento dei coefficienti di scambio termico h_{Ti} ed h_{Te}

Per la determinazione di detti coefficienti si può fare utile riferimento alle norme [ISO 10077-1:2006] e ad altri documenti di comprovata validità ([UNI EN 673:2011]).

In generale, tali coefficienti sono definiti come il reciproco dei coefficienti di resistenza termica, ovvero

$$h_{Ti} = \frac{1}{R_{s,int}}, \quad h_{Te} = \frac{1}{R_{s,est}} \quad (4.40)$$

Si riportano per completezza i valori di riferimento dei coefficienti di resistenza termica superficiale $R_{s,int}$ ed $R_{s,est}$ secondo [ISO 10077-1:2006]. Può essere utile osservare che in questo caso l'inclinazione limite di 60° rispetto all'orizzontale è diversa rispetto all'inclinazione limite di 75° riportata nella Tabella 3.4 e seguenti: in quel caso la distinzione era effettuata nei confronti delle conseguenze a seguito della rottura meccanica, mentre in questo caso la differenza è relativa alla conduzione di calore.

Tabella 4.16. Coefficienti di resistenza termica superficiale esterni ed interni [ISO 10077-1:2006]

Posizione del vetro	$R_{s,est}$ [m ² K/W]	$R_{s,int}$ [m ² K/W]
Vetri non coatizzati con inclinazione rispetto all'orizzontale $\geq 60^\circ$	0,04	0,13
Vetri con inclinazione rispetto all'orizzontale < 60°	0,04	0,10

4.8.5 Scenari per il calcolo delle azioni

Le vetrate isolanti durante la loro vita possono andare incontro a mutevoli condizioni climatiche; le sollecitazioni indotte dalle variazioni di pressione saranno tanto più severe quanto più le condizioni in opera si discosteranno dalle condizioni climatiche al momento della sigillatura dell'intercapedine. Ai fini delle verifiche e per l'applicazione delle equazioni (4.38) e (4.39) possono essere valutati due scenari di riferimento, così come identificati da [VORSCHLAG ÖNORM B 3716-1:2006], che rappresentano le condizioni limite per una vetrata isolante. Si ricorda che una vetrocamera può subire sollecitazioni particolari durante il trasporto, lo stoccaggio e l'installazione; ove necessario si dovrà tenere conto anche di queste situazioni.

Scenario estivo (con sigillatura dell'intercapedine nel periodo invernale)

- Irraggiamento solare massimo (in base all'orientazione ed all'inclinazione del vetro, cfr. par. 4.7.4).
- Temperatura aria esterna ed interna pari al massimo di Tabella 4.15.
- Coefficienti di scambio termico determinati con riferimento alla Tabella 4.16.
- Pressione atmosferica 1010 hPa.
- Temperatura del gas al momento della sigillatura (in prima approssimazione si può considerare $T_p = 15$ °C, salvo verifiche successive al momento della produzione).
- Pressione atmosferica al momento della sigillatura $p_p = 1030$ hPa (vetrate isolanti con gas diversi dall'aria possono avere pressioni interne diverse da quella atmosferica, ulteriori dettagli devono essere forniti dal produttore).
- Quota luogo di produzione $H_p = 0$ m (se non diversamente specificato dal produttore).

Scenario invernale (con sigillatura dell'intercapedine nel periodo estivo)

- Irraggiamento solare assente.
- Temperatura aria esterna ed interna pari al minimo di Tabella 4.15.
- Coefficienti di scambio termico determinati con riferimento alla Tabella 4.16.
- Pressione atmosferica 1030 hPa.
- Temperatura del gas al momento della sigillatura (in prima approssimazione si può considerare $T_p = 30$ °C, salvo verifiche successive al momento della produzione).
- Pressione atmosferica al momento della sigillatura $p_p = 990$ hPa (vetrocamere con gas diversi dall'aria possono avere pressioni interne diverse da quella atmosferica, ulteriori dettagli devono essere forniti dal produttore).
- Quota luogo di produzione $H_p = 600$ m (se non diversamente specificato dal produttore).

4.8.6 Correzione della temperatura dell'intercapedine

Come accennato sopra, la temperatura del gas racchiuso nell'intercapedine dipende da vari fattori. In particolare il metodo di calcolo del par. 4.8.4.1 è applicabile solo a vetri sufficientemente lontani da pareti, tende, veneziane etc. Si riportano nella Tabella 4.17 i valori correttivi da sommare alla temperatura del gas dell'intercapedine, e l'aumento di pressione corrispondente [VORSCHLAG ÖNORM B 3716-1:2006].

Tabella 4.17. Valori aggiuntivi dell'incremento di temperatura ΔT e di pressione Δp del gas nell'intercapedine, in presenza di condizioni particolari di installazione.

	Causa dell'aumento della differenza di temperatura	ΔT (K)	Δp (kN/m ²)
Estate	Assorbimento tra il 30% e il 50%	+9	+3
	Protezione solare interna (ventilata)	+9	+3
	Assorbimento superiore al 50%	+18	+6
	Protezione solare interna (non ventilata)	+18	+6
	Isolamento termico sul retro del pannello	+35	+12
Inverno	Edificio non riscaldato	-12	-4

4.9 Azioni eccezionali

Per la determinazione dei carichi da azioni eccezionali quali incendio, urti ed esplosioni, si può fare riferimento alle indicazioni riportate nelle normative tecniche nazionali e nell'Eurocodice [UNI EN 1991]. Nel seguito verranno trattate in dettaglio solo le azioni dovute alle esplosioni, che sono molto attuali per le esigenze di salvaguardia contro attacchi di natura terroristica, ma che non sono ancora trattate in maniera organica nelle varie normative tecniche.

4.9.1 Azioni dovute alle esplosioni

Il progetto di una struttura soggetta a rischio di carichi esplosivi è richiesto essenzialmente in due casi: per strutture per l'immagazzinamento di materiali esplosivi (esplosivi propriamente detti, o materiali particolarmente infiammabili) e per strutture soggette al rischio di attacchi o attentati. In entrambe le situazioni, il dimensionamento dei vari componenti deve essere preceduto dalla stima delle massime azioni sollecitanti, il cui valore dipende essenzialmente dal carico di esplosivo coinvolto.

Mentre per le strutture d'immagazzinamento tale carico può essere determinato semplicemente valutando il massimo quantitativo di esplosivo accumulabile nell'edificio, per le strutture soggette al rischio di attentati non vi sono metodi per calcolare tale valore con certezza, in quanto esso può dipendere da numerosi fattori, quale l'accessibilità dell'edificio, ad esempio, oppure da quale sia il grado di sicurezza che il committente desidera.

Quindi, uno degli aspetti più problematici della progettazione delle facciate di vetro per resistere alle esplosioni è la scelta del carico d'esplosivo di progetto. Generalmente il valore di tale carico sarà definito nelle specifiche di progetto e quindi qui verrà supposto noto; inoltre si limiterà l'analisi al caso di esplosione avvenuta all'esterno dell'edificio. Questo sia perché si vogliono dare i criteri per la progettazione di elementi di vetro che abbiano lo scopo di proteggere gli occupanti dell'edificio, sia perché la dimensione, composizione, distribuzione dei vani interni crea molteplici condizioni diverse nel caso di esplosione all'interno di un edificio, rendendo impossibile una trattazione generale del problema.

Quindi, nel seguito ci si occuperà della determinazione e della quantificazione dei parametri che descrivono l'onda di pressione (*blast wave*) generata dalla detonazione di un carico esplosivo esterno ad un edificio.

4.9.1.1 Classificazione delle esplosioni

Le esplosioni possono avere origini di diversa natura e, a seconda della modalità di accumulazione dell'energia che poi esse liberano, possono essere suddivise in fisiche, chimiche e nucleari. Per le prime l'accumulo di energia può avvenire sotto forma di elevate pressioni (ad esempio un serbatoio pressurizzato), per le seconde, invece, si presenta sotto forma di legami chimici; infine nelle terze l'energia viene liberata da processi di fissione o fusione nucleare.

In questo capitolo ci si occuperà solamente di esplosioni di origine chimica e, in particolar modo, si farà riferimento ai soli esplosivi ad alto potenziale, o "condensati", il cui composto contiene anche l'ossigeno necessario alla reazione.

In generale le miscele di esplosivi ad alto potenziale si presentano in forma solida o liquida e quando vengono innescate reagiscono violentemente producendo calore e liberando gas, la cui espansione provoca delle onde di pressione, nei materiali solidi, o delle cosiddette "onde d'urto dell'esplosione" (più sinteticamente, con notazione anglosassone, *blast waves*), se l'espansione avviene in aria.

Si parla di deflagrazione quando la velocità di reazione di una miscela esplosiva risulta essere molto più bassa della velocità di propagazione del suono all'interno della miscela stessa; la deflagrazione

si propaga grazie al calore liberato dalla reazione.

Al contrario, si parla di detonazione quando la velocità di reazione, detta velocità di detonazione, supera la velocità del suono, variando da 1500 a 9000 m/s; la detonazione genera un'onda d'urto, o shock wave, sempre di grande intensità.

4.9.1.2 Le grandezze fisiche caratteristiche di una blast wave

Quando un esplosivo ad alto potenziale viene innescato, nei primi istanti la reazione sviluppa gas molto caldi, che possono raggiungere pressioni di 100-300 kbar e temperature dell'ordine dei 3000-4000 °C, i quali, espandendosi violentemente, spingono l'aria che incontrano sul loro cammino. Questo processo provoca la formazione di uno strato d'aria fortemente compressa, detto *blast wave*, il quale racchiude gran parte dell'energia liberata dall'esplosione.

Man mano che il gas si espande la sua pressione scende e, analogamente, si riduce la pressione sul fronte dell'onda d'urto. Nel contempo, a causa dell'inerzia posseduta dalle sue particelle, il gas continua ad espandersi e quindi a raffreddarsi. Questo provoca un'ulteriore riduzione della sua pressione che, scendendo ad un certo momento al di sotto del valore della pressione atmosferica, genera un'inversione del moto delle molecole d'aria e di gas che ritornano verso l'origine dell'esplosione. Il moto cessa quando ovunque si è ristabilita la pressione atmosferica.

Definito qualitativamente l'andamento dell'onda di pressione generata da un'esplosione, di seguito si riportano una serie di parametri molto importanti per definirne le caratteristiche da un punto di vista quantitativo.

Una soluzione analitica per i parametri del fronte di avanzamento di un'onda d'urto è stata calcolata per la prima volta da Rankine e Hugoniot [Rankine, 1870; Hugoniot, 1887], con riferimento a gas ideali e ad un'espansione in aria, lontano da ostacoli. Le equazioni che descrivono l'andamento della velocità d'avanzamento del fronte U_{sw} e la massima pressione dinamica q_{sw} di un'onda d'urto sono [Rankine, 1870]

$$U_{sw} = \sqrt{\frac{6p_{sw} + 7p_0}{7p_0}} \cdot v_{so}, \quad q_{sw} = \frac{5p_{sw}^2}{2(p_{sw} + 7p_0)}, \quad (4.41)$$

dove p_{sw} è la sovrappressione statica di picco sul fronte d'onda, p_0 è la pressione dell'aria presente nell'ambiente e v_{so} è la velocità del suono nell'aria alla pressione p_0 .

Secondo quanto riportato da Brode [Brode, 1955], il valore della sovrappressione statica di picco, per un'onda sferica, risulta pari a

$$\begin{cases} p_{sw} = \frac{6.7}{Z^3} + 1 \text{ bar}, & \text{per } p_{sw} > 10 \text{ bar}, \\ p_{sw} = \frac{0.975}{Z} + \frac{1.455}{Z^2} + \frac{5.85}{Z^3} - 0.019 \text{ bar}, & \text{per } 0.1 < p_{sw} < 10 \text{ bar}, \end{cases} \quad (4.42)$$

dove Z , detta "distanza in scala" (*scaled distance*), vale

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W_{TNT}}}. \quad (4.43)$$

Nell'espressione di Z , R rappresenta la distanza, in metri, del punto in cui si valuta p_s dal centro della carica esplosiva, mentre W_{TNT} è la massa di esplosivo, misurata in kg di TNT (trinitrotoluene). Il parametro Z esprime una distanza d'equivalenza negli effetti di cariche d'entità diverse.

Il TNT è universalmente utilizzato come esplosivo di riferimento. Esso infatti è facilmente reperibile per prove sperimentali, ha il grande pregio d'essere costituito da un unico componente e così ha un comportamento più regolare e costante di molti altri esplosivi. Al momento della valutazione degli effetti dell'esplosione, quindi, è necessario convertire la massa dell'esplosivo in esame in massa di "TNT equivalente".

Indicazioni su come procedere in tale conversione possono essere trovate, ad esempio, nella normativa ISO 16933:2007 "*Glass in building – Explosion resistant security glazing - Test and classification for arena air-blast loading*", Annex B, §B.2 [ISO 16933: 2007] che fornisce anche molte altre utili indicazioni su come condurre un test di questo tipo e come classificarne i risultati.

Altri importanti parametri di una *blast wave* sono la durata della fase positiva T_s , durante la quale la pressione è superiore alla pressione ambiente, e l'impulso specifico dell'onda i_{sw} , pari all'area sottesa dalla curva pressione-tempo tra l'istante, t_a , in cui arriva l'onda di pressione e l'istante in cui termina la fase positiva [Mays & Smith, 1995]:

$$i_{sw} = \int_{t_a}^{t_a+T_s} p_{sw}(t) dt . \quad (4.44)$$

In Figura 4.10 è rappresentato un tipico profilo pressione-tempo di una *blast wave* [De Bortoli, 2003].

Si può osservare che la fase di sovrappressione è seguita da una fase di depressione che raggiunge il valore minimo

$$\Delta p_{\min} = \frac{-0.35}{Z} (Z > 1.6) . \quad (4.45)$$

A questa seconda fase è associato un impulso specifico i^- dato da

$$i^- = i_{sw} \left[1 - \frac{1}{2Z} \right] . \quad (4.46)$$

E' importante osservare che quanto visto finora vale per una detonazione lontana da qualsiasi superficie che possa riflettere l'onda d'urto. Quando l'esplosione avviene a contatto con il suolo devono essere apportate alcune correzioni alla massa di esplosivo da inserire nelle formule date in precedenza. In genere, si ottiene una buona corrispondenza con i dati sperimentali se la massa di esplosivo viene moltiplicata per un fattore 1.8.

Nel caso di una superficie riflettente piana ideale, tale fattore sarebbe pari a 2.

4.9.1.3 Profilo di pressione di una blast wave

L'andamento pressione-tempo di una *blast wave*, riportato qualitativamente in Figura 4.10, risulta ben descritto da funzioni esponenziali, come l'equazione di Friedlander [De Bortoli, 2003]:

$$p(t) = p_{sw} \left[1 - \frac{t}{T_s} \right] e^{-\frac{bt}{T_s}} , \quad (4.47)$$

nella quale b è il parametro di forma dell'onda, che descrive la velocità di decadimento della sovrappressione. A volte però, ed in special modo nei calcoli, si preferisce approssimare la (4.47) mediante funzioni lineari. Nel fare questo si possono adottare diversi approcci: ad esempio, operando a favore di sicurezza, si può tracciare un profilo lineare che congiunge il picco iniziale di pressione con

il punto in cui la curva pressione-tempo reale interseca l'asse delle ascisse, conservando così il valore della pressione di picco e la durata della fase positiva T_s dell'onda reale, sovrastimando l'impulso specifico i_{sw} ; oppure, mantenendo il valore iniziale della pressione di picco, si può determinare un valore fittizio della durata della fase positiva T_s che permetta di mantenere invariato il valore dell'impulso specifico i_{sw} .

Osserviamo che in Figura 4.10 all'andamento di $p(t)$ è stata sommata la pressione atmosferica p_0 ; pertanto l'inizio della fase negativa corrisponde all'istante in cui la pressione assoluta scende al di sotto della pressione atmosferica.

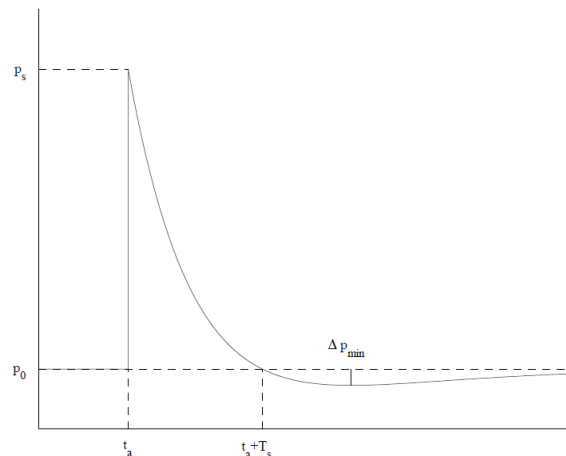


Figura 4.10. Andamento pressione-tempo di una *blast wave* [De Bortoli, 2003].

4.9.1.4 Variazioni di pressione in una *blast wave* dovute alla presenza di ostacoli

Quando una *blast wave* incontra un corpo solido, o un mezzo più denso dell'aria, essa viene riflessa e, a seconda delle dimensioni e della geometria del corpo, diffratta attorno ad esso. Nel caso più semplice di una *blast wave* che incida con angolo nullo su una superficie piana infinita, si osserva un arresto del fronte d'onda che viene ulteriormente compresso e poi riflesso, generando un'onda la cui sovrappressione è maggiore di quella dell'onda incidente.

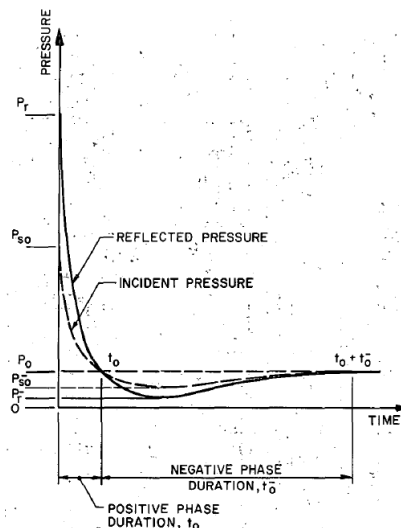


Figura 4.11. Pressione incidente e pressione riflessa [TM 5-1300, 1990].

Il valore della pressione di picco p_r dell'onda riflessa è stato calcolato da Rankine e Hugoniot, nel caso di un gas reale, in funzione della pressione dinamica q_{sw} , della pressione statica di picco p_{sw} e

del rapporto tra il calore specifico a pressione costante, C_p , e il calore specifico a volume costante, C_v . Si ha in particolare la relazione [Mays & Smith, 1995]:

$$p_r = 2p_{sw} + \left(1 + \frac{C_p}{C_v}\right) q_{sw} \cdot \quad (4.48)$$

Sostituendo nella (4.48) l'espressione di q_{sw} fornita dalla (4.41b) si ottiene quindi

$$p_r = 2p_{sw} \frac{7p_0 + 4p_{sw}}{7p_0 + p_{sw}}, \quad (4.49)$$

avendo assunto per l'aria $C_p/C_v = 1.4$.

Se ora definiamo *coefficiente di riflessione*, C_r , il rapporto tra il picco di pressione dell'onda riflessa e la pressione statica di picco

$$C_r = \frac{p_r}{p_{sw}} = 2 + 6 \frac{p_{sw}}{7p_0 + p_{sw}}, \quad (4.50)$$

si può dimostrare dalla (4.50) che esso varia tra 2, per bassi valori di p_{sw}/p_0 , e 8 per alti valori di p_{sw}/p_0 . In realtà, per esplosioni molto vicine alla superficie riflettente, si osservano incrementi di C_r sino a 20, a causa della dissociazione delle molecole del gas che provoca un aumento della pressione riflessa.

4.9.1.5 Mach stem

Il fenomeno di riflessione appena descritto viene detto *riflessione regolare* e si presenta per onde che incidono su una superficie con un angolo di incidenza compreso tra 0° e 40° . Per un angolo di 90° non vi è riflessione e la pressione che interessa la superficie è pari alla sovrappressione statica di picco.

Quando invece l'angolo d'incidenza supera i 40° si osserva un fenomeno, detto *riflessione di Mach*, in cui l'onda incidente "scivola" sulla superficie riflettente piuttosto che rimbalzare su di essa. Il risultato di questo processo porta alla fusione dell'onda riflessa con l'onda incidente in un punto al di sopra della superficie; nasce così un terzo fronte d'onda, che prende il nome di "fronte di Mach", o più comunemente "Mach stem" [TM 5-1300, 1990]. Il punto d'incontro tra l'onda incidente, l'onda riflessa ed il Mach stem viene detto *punto triplo* e la sua distanza dalla superficie riflettente viene detta *altezza del Mach stem*.

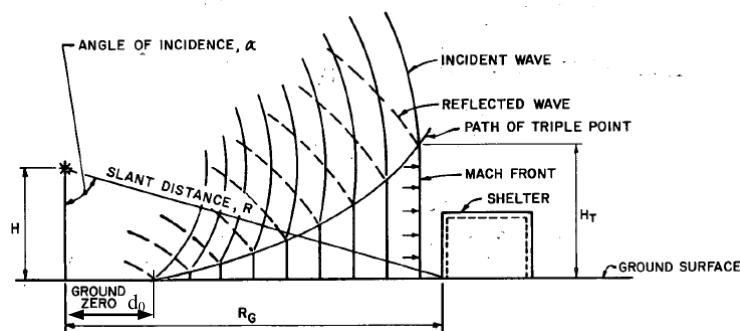


Figura 4.12. Rappresentazione schematica del fenomeno del Mach stem [TM 5-1300, 1990].

La variazione di pressione oltre l'altezza del fronte di Mach è trascurabile. La regione al di sotto di tale altezza viene chiamata *Mach reflection region* e quella al di sopra *regular reflection region*. Nella *Mach reflection region* la direzione dell'onda è orizzontale e il suo fronte è cilindrico (l'asse del cilindro è la normale alla superficie riflettente passante per il punto di origine dell'esplosione); inoltre, al suo interno si osserva che, pur essendoci una pressione costante, il gas presenta densità e velocità delle particelle variabili.

Con riferimento alla Figura 4.13, si può dire che il *Mach stem* comincia a formarsi quando l'angolo d'incidenza della *blast wave* supera i 40°.

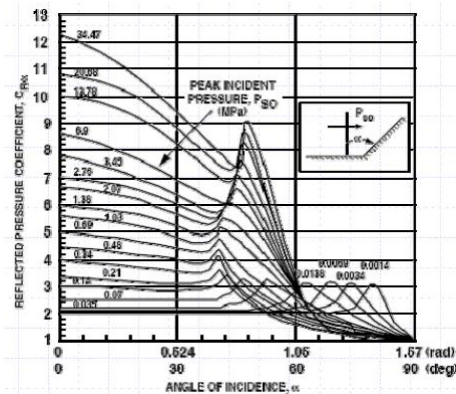


Figura 4.13. Coefficiente di riflessione in funzione dell'angolo d'incidenza [Heffernan, 2006].

Pertanto, in funzione dell'altezza H alla quale è posizionato l'esplosivo e dell'angolo d'incidenza α , si può individuare una distanza d_0 dal *ground zero* (Figura 4.12), ossia dal punto al suolo che sta sulla verticale della carica esplosiva, all'interno della quale non si sviluppa la riflessione di Mach. Oltre tale distanza l'altezza del punto triplo, H_T , può essere espressa mediante la seguente relazione, determinata sperimentalmente,

$$H_T = 0.07H \left(\frac{d}{d_0} - 1 \right)^2. \quad (4.51)$$

Nella (4.51), il parametro d rappresenta la distanza del punto in cui si vuole valutare H_T dal *ground zero*. La determinazione di H_T risulta particolarmente importante, in quanto le pressioni presenti sul fronte di Mach risultano maggiori delle pressioni presenti nella *regular reflection region* e quindi è bene stimarne l'esatta entità.

4.9.1.6 Azioni sulle strutture dovute ad una blast wave

Le azioni che un'onda di pressione generata da un'esplosione provoca su una struttura sono molteplici e dipendono, oltre che dal quantitativo di esplosivo e dalla sua distanza, anche dalle caratteristiche della struttura stessa, tra cui le dimensioni e la forma. Senza considerare gli effetti di interazione di tipo dinamico, possiamo distinguere tre casi diversi [Heffernan, 2006].

Quando una *blast wave* di grandi proporzioni incontra un edificio, e quindi un sistema di dimensioni altrettanto grandi, quest'ultimo viene colpito e circondato dall'onda, la quale, oltre ai carichi di pressione, genera anche un'azione di trascinamento, o *drag force*. Questo tipo di carico viene detto *diffraction loading*.

Quando invece un'onda di grandi dimensioni incontra una piccola struttura, quale un veicolo, oltre agli effetti precedenti si ha anche un breve periodo di tempo in cui tutta la struttura risulta circondata da una sovrappressione che tende a comprimerla. Sebbene in questo caso la *drag force* agisca per un arco di tempo più breve rispetto alla condizione precedente, essa può avere energia sufficiente da muovere la struttura, provocando in questo modo la maggior parte dei danni.

Da ultimo vi è il caso di una *blast wave* prodotta da un carico di esplosivo relativamente piccolo che interagisce con una struttura di grandi dimensioni. Mentre nelle precedenti situazioni si poteva considerare che la struttura fosse investita in ogni punto dallo stesso carico, ora la risposta deve essere analizzata applicando a ciascun elemento del sistema un valore di carico che dipende sia dal tempo che dalla sua distanza dal punto d'origine dell'esplosione, in quanto non è più possibile assumere che l'onda di pressione investa tutti i sub-componenti del sistema contemporaneamente.

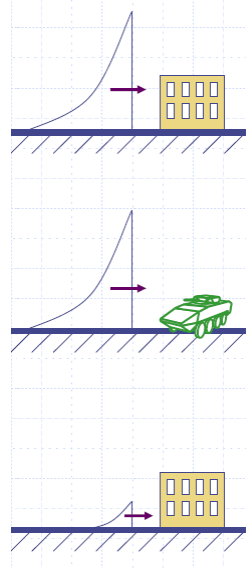


Figura 4.14. Rapporto tra blast wave incidente e dimensioni della struttura [Heffernan, 2006].

Si possono descrivere gli andamenti delle pressioni e delle *drag forces* agenti su una struttura investita da una blast wave per i primi due casi sopra citati [Heffernan, 2006].

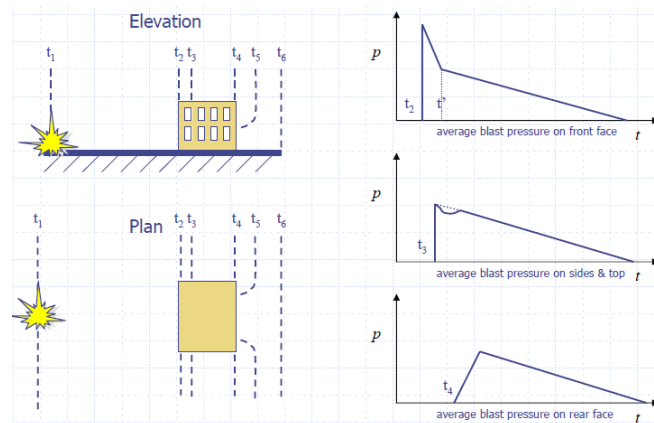


Figura 4.15. Fasi di passaggio della blast wave che investe un edificio [Heffernan, 2006]

Sommando gli effetti delle varie azioni si può osservare che la struttura risente di una spinta nella direzione d'avanzamento dell'onda nel momento in cui un suo lato viene colpito dalla sovrappressione, seguita da una spinta leggermente inferiore nel verso opposto non appena la diffrazione è completata. La *drag force* provoca una spinta nel verso d'avanzamento dell'onda sul lato investito della struttura, seguita da una depressione sul lato opposto della stessa; questi carichi sono dovuti al *vento dell'esplosione (blast wind)*, cioè non alla pressione, ma allo spostamento delle particelle d'aria trascinate dall'onda d'urto.

Il picco di sovrappressione risentito dalla faccia investita al tempo t_2 è pari al valore di picco dell'onda riflessa p_r ; questa sovrappressione scende poi nell'intervallo $t' - t_2$ al valore della *stagnation pressure*, $p_{stag}(t)$, dato dalla somma della pressione statica e dinamica. Il tempo t' vale approssimativamente

$$t' = 3 \frac{\min(B/2, H_B)}{U_{sw}}, \quad (4.52)$$

dove B è larghezza della parte frontale della struttura, H_B la sua altezza e U_{sw} è la velocità di propagazione del fronte d'onda definita dalla (4.41a).

Per quanto riguarda la risultante delle *drag forces* si può scrivere:

$$F_D = C_D A q_{sw}(t), \quad (4.53)$$

dove A è l'area della sezione normale della struttura perpendicolare alla direzione della blast wave e C_D è il coefficiente di resistenza aerodinamica della struttura.

Per strutture piccole l'intervallo di tempo $t_2 - t_4$ è molto breve, pertanto la forza che produce gli effetti maggiori è la *drag force*.

4.9.2 Azioni conseguenti all'incendio

L'incendio è una condizione eccezionale, che può interessare le strutture nella loro interezza o in singoli componenti. Nei riguardi delle strutture, l'azione fuoco si esplicita in un rapido incremento di temperatura con possibili sovrapressioni. Ai fini della sicurezza occorre distinguere tra il mantenimento della capacità portante degli elementi strutturali (stabilità meccanica) e la capacità di separazione, finalizzata alla non propagazione del fuoco da un ambiente all'altro (capacità di tenuta ed isolamento).

I requisiti prestazionali di sicurezza in caso di incendio sono regolati da apposite norme di prodotto e dai regolamenti nazionali di prevenzione incendi. È definita resistenza al fuoco dell'elemento strutturale o costruttivo la capacità dello stesso ad assicurare per un determinato tempo la capacità portante, la tenuta ai fumi e l'isolamento termico, sotto l'azione di un fuoco convenzionale. I regolamenti fanno riferimento a curve nominali di incendio per la qualificazione prodotti e per le verifiche convenzionali. È ammesso l'utilizzo di modelli avanzati, rappresentativi dell'effettive condizioni di incendio attese (incendio naturale).

Vetri capaci a resistere all'azione del fuoco ed idonei ad assicurare la separazione tra compartimenti (vetri resistenti al fuoco) sono ottenuti o attraverso la stratificazione di vetri float intercalati da gel intumescente o con speciali additivi aggiunti all'impasto vetroso. Nel primo caso in caso d'esposizione al fuoco il gel intumescente reagisce espandendosi, si opacizza e crea una schiuma isolante con progressiva rottura degli strati di vetro float; nel secondo caso la lastra vetrata si rammolisce progressivamente fino a rottura, senza opacizzazione del vetro.

Vetri di questo tipo garantiscono la stabilità meccanica (R) e la tenuta ai fumi (E), ma non sono idonei a garantire la capacità isolante (I). Al contrario vetri stratificati con gel intumescente possono garantire elevate prestazioni isolanti in quanto non vi è limite al numero di strati; per contro si incrementa notevolmente il peso della vetrata. Una soluzione conveniente è l'utilizzo di vetri EW, che garantiscono la tenuta ai fumi caldi e limitano il flusso termico trasmesso dalla superficie non esposta. Tenuto conto che generalmente non vi è presenza di materiale combustibile in adiacenza agli elementi vetrati, nella maggior parte dei casi i vetri EI sono sostituibili con vetri EW.

L'impiego di vetri resistenti al fuoco è ipotizzabile per la realizzazione di barriere di separazione senza funzione strutturale o per paramenti di facciata. In questo caso la rottura dei vetri può propagare il fuoco all'esterno dell'edificio e provocare danni a causa della caduta di frammenti. Sono disponibili guide tecniche e documenti di ausilio alla progettazione di tali elementi.

Non è invece ipotizzabile l'impiego di elementi di vetro per strutture portanti quali travi e pilastri. Per ottenere elementi resistenti al fuoco occorrerebbe fare ricorso a protettivi, che snaturerebbero le peculiarità degli elementi. Può invece prevedersi la messa in opera di solai di vetro, per i quali debba essere assicurata sia la capacità portante, sia la capacità di compartimentazione. In tal caso in ge-

nere si accoppia un vetro portante ad un vetro resistente al fuoco, eventualmente con un'intercapedine d'aria.

Quando invece non siano richieste specifiche prestazioni di resistenza al fuoco, possono essere fatte le seguenti considerazioni circa la vulnerabilità degli elementi vetrati. Nei capitoli precedenti è stato descritto quali siano gli effetti della temperatura sul comportamento meccanico dei vetri e si è evidenziato come le rotture siano principalmente indotte da gradienti di temperatura. In caso di incendio il transitorio termico è di tipo non stazionario, con conseguente variazione continua dei gradienti di temperatura degli elementi, sia nello spessore, sia nel piano delle lastre. I vetri di tipo temperato sono in grado di resistere a temperature e a gradienti di temperatura più elevati di quelli sopportabili da vetri di tipo float, ma sempre del tutto incompatibili con le temperature attese in caso di incendio completamente sviluppato (800°-1000° C). Il trattamento HST riduce ulteriormente la vulnerabilità delle lastre di vetro agli sbalzi termici. Ulteriore considerazione riguarda la presenza di un layer plastico come intercalare dei vetri stratificati. Tale layer partecipa alla combustione e rende i vetri stratificati combustibili, in grado di propagare il fuoco. Specifiche prove di reazione al fuoco permettono di classificare i prodotti in classi di reazione al fuoco.

Ai fini della sicurezza è importante valutare quali possano essere le conseguenze di una rottura e della caduta di frammenti in caso di incendio. La rottura di vetri float può causare la caduta di frammenti a scheggia di dimensioni non trascurabili e non è assicurata la permanenza in opera di tali frammenti, trattenuti da un layer plastico. La combustibilità ed il rammollimento di quest'ultimo non assicura il non distacco dei frammenti. Anche in caso di vetri di tipo temperato con rottura a granuli dei frammenti può aversi il distacco dal supporto dell'intera lastra, in quanto non è più assicurata la resistenza meccanica degli agganci.

Particolare cautela deve essere posta nell'impiego di vetrocamere in copertura, in quanto generalmente non è assicurata alcuna resistenza al fuoco dello strato interno ed è possibile la caduta della stesso anche per modesti incrementi di temperatura.

4.10 Durata di progetto dei carichi

Per la valutazione della resistenza del vetro è essenziale conoscere la durata dei carichi agenti. In assenza di dati specifici si può fare riferimento alla Tabella 4.18. Questa riporta il valore nominale della durata corrispondente al tempo t equivalente all'integrale dello spettro di carico, ovvero il tempo t per il quale l'azione, supposta costante, produce gli stessi effetti dell'azione variabile durante la vita utile della struttura, supposta pari a 50 anni.

Tabella 4.18. Valore nominale della durata dei carichi.

Azione	Spettro di carico		Tempo t equivalente all'integrale dello spettro
	Valore caratteristico di riferimento	Natura	
Vento	Media su 3 secondi	Picco massimo di pressione	5 sec
	Media su 10 minuti	Picchi di pressione ripetuti	15 minuti
Neve	Massimo annuale		3 mesi
Carico di Esercizio variabile (manutenzione)	Breve	Singolo picco di carico	30 sec
Carico della folla	Breve	Singolo picco di carico	30 sec
Variazione giornaliera di temperatura	Massima differenza giornaliera	Durata del picco massimo	11 ore
Azioni permanenti			
Peso proprio e altri carichi permanenti	Permanente	Carico invariabile nel tempo	Vita nominale

Ad esempio, i valori corrispondenti al picco massimo di pressione del vento sono quelli che corrispondono al valore caratteristico per un periodo di ritorno di 50 anni della popolazione dei valori del vento mediati su 3 secondi; per questa azione, il tempo t equivalente all'integrale dello spettro di carico è assunto pari a 5 secondi.

I corrispondenti coefficienti k_{mod} riduttivi della resistenza del vetro sono riportati in Tabella 2.2.

I valori di riferimento delle azioni (il carico di servizio variabile, il carico neve e alla variazioni di temperatura giornaliera), sono quelli corrispondenti al valore caratteristico (frattile superiore 5%) ricavabile dalla normativa nazionale o internazionale.

4.11 Appendice. Metodo semplificato per la valutazione della capacità richiesta in termini di spostamento

Può accadere che in fase di offerta d'appalto da parte delle ditte costruttrici delle vetrate, non siano disponibili i dati relativi agli spostamenti dei punti di attacco degli elementi vetrati sotto le azioni sismiche di progetto. Può quindi risultare utile disporre di un metodo semplificato per effettuare un pre-dimensionamento di massima dei vari elementi strutturali. Si riporta qui nel seguito un metodo che si adatta al solo caso di edifici a telaio multipiano ad elevata duttilità. Si raccomanda comunque che per la progettazione degli elementi vetrati si utilizzino gli spostamenti calcolati dal progettista delle strutture portanti, in quanto il metodo proposto è da considerarsi solo in via preliminare, come prima approssimazione.

Definito il sito e la categoria geomorfologica del terreno e la classe d'uso della costruzione, in funzione del periodo di ritorno stabilito dalla Tabella 4.6 si calcolano gli spettri di risposta in termini di pseudo-accelerazione relativi a ciascuno degli stati limite SLO, SLD, SLV e SLC.

Dagli spettri in termini di pseudo-accelerazione $S_a(T)$ è possibile passare agli spettri in termini di spostamento $S_d(T)$ tramite una relazione del tipo

$$S_d(T) = S_a(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 . \quad (4.54)$$

L'andamento tipico di $S_d(T)$ è rappresentato nella Figura 4.16, dove si nota che in corrispondenza dei periodi più alti si ha un *plateau* orizzontale, corrispondente al massimo spostamento di un oscillatore ad un grado di libertà sotto il sisma di progetto.

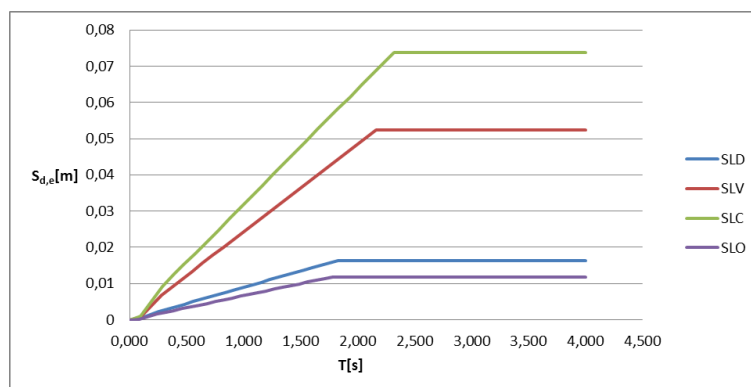


Figura 4.16. Grafico dello spettro di risposta, in termini di spostamento, $S_d(T)$ per gli stati limite SLO, SLD, SLV, SLC.

Il valore $d_{max,SLC}$ dello spostamento massimo relativo allo SLC può essere assunto come riferimento. Nella Figura 4.17 si riporta il grafico del rapporto $S_d(T)/d_{max,SLC}$ relativo agli stati limite SLO, SLD, SLV. Si nota da questo che, in generale, è a favore della sicurezza assumere come spostamento di progetto del terreno la soglia corrispondente al *plateau* orizzontale per ciascuno degli stati limite SLO, SLD, SLV, SLC.

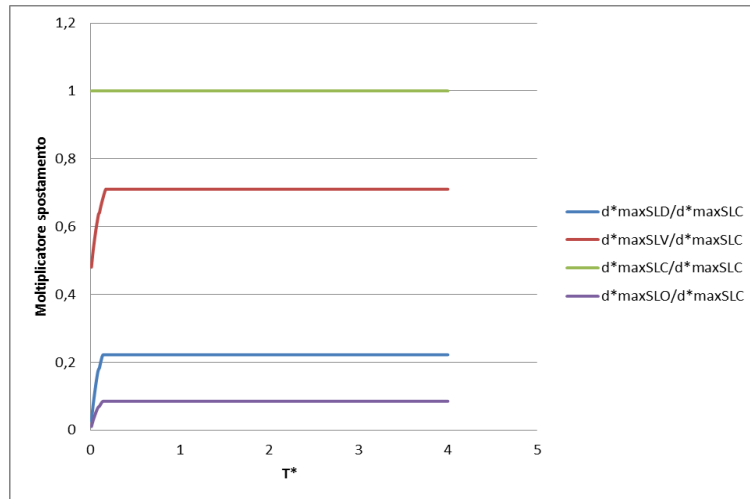


Figura 4.17. Grafico dello spettro di risposta, in termini di spostamento, $S_d(T)$ per gli stati limite SLO, SLD, SLV, SLC.

Utilizzando i dati proposti nell'attuale normativa sismica nazionale (DM Infrastrutture 14/01/2008), si vede che i rapporti fra i valori corrispondenti alle soglie orizzontali rimangono pressoché costanti, così come indicato nella seconda colonna della Tabella 4.19. Si osservi che tali valori sono pressoché coincidenti e comunque più cautelativi di quelli raccomandati dalla statunitense Federal Emergency Management Agency [FEMA 273], riportati nella stessa tabella come confronto.

Tabella 4.19. Rapporto fra lo spostamento massimo del terreno corrispondente a vari stati limite. Confronto con le raccomandazioni FEMA.

Stato limite	Spostamento massimo del terreno Metodo semplificato	Spostamento massimo del terreno Raccomandazioni FEMA
SLO	0.085	0.08
SLD	0.22	0.20
SLV	0.71	0.60
SLC	1	1

Il metodo semplificato consiste nell'assumere, come spostamento massimo alla base, il valore corrispondente allo SLC, $d_{max,SLC}$, e di assumere per gli altri stati limite SLV, SLD, SLO un valore riscaltato opportunamente secondo i coefficienti della Tabella 4.19.

Con semplici modelli è possibile stimare, almeno in prima approssimazione, il coefficiente Γ che correla lo spostamento massimo di una struttura a più gradi di libertà con lo spostamento massimo alla base.

A puro titolo di esempio, si ricorda che approssimando la prima deformata modale di un telaio multipiano con una deformata triangolare, così come descritto nella Figura 4.18, si ottiene che lo spostamento massimo in sommità del telaio $d_{max,MDOF}$, è correlato al massimo spostamento del terreno, $d_{max,G}$ tramite una relazione del tipo

$$d_{max,MDOF} = \Gamma d_{max,G}, \quad \Gamma = \frac{3n}{(2n+1)}, \quad (4.55)$$

dove n rappresenta il numero dei piani. Il drift di piano D_p si può quindi stimare come $D_p = d_{max,MDOF} / n$.

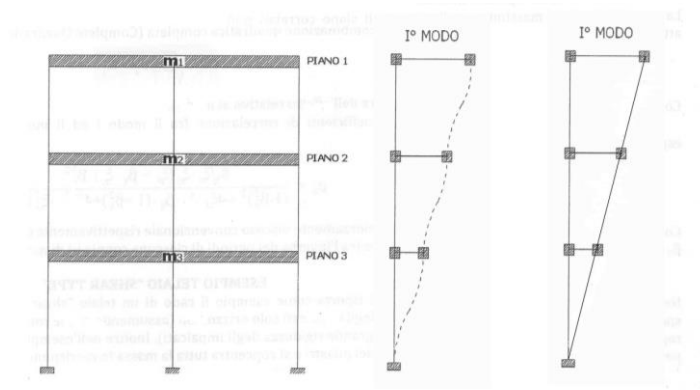


Figura 4.18. Prima deformata modale di un telaio multipiano e sua approssimazione con una deformata triangolare.

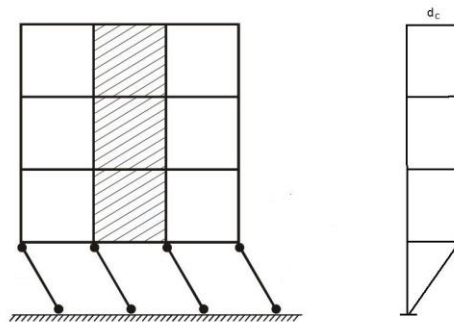


Figura 4.19. Approssimazione della prima deformata modale di un telaio con piano sofficce.

Considerazioni altrettanto semplici si possono effettuare per il caso di un telaio con piano sofficce. Per questo caso, approssimando la deformata modale come illustrato in Figura 4.19, si ottiene $\Gamma = 1$ e $D_p = d_{\max,G}$.

Più in generale, la stima del drift di piano può essere effettuata sulla base di schemi semplificati, riscalando opportunamente i dati a seconda dello stato limite considerato attraverso i coefficienti della Tabella 4.19.

5 RESISTENZA DEL VETRO

5.1 Considerazioni preliminari

Per la verifica della sicurezza si adotta il metodo semiprobabilistico agli stati limite classificato come metodo di livello I [UNI EN 1990]. Il metodo considera coefficienti parziali amplificativi delle azioni e diminutivi delle resistenze, in modo tale da poter condurre la verifica della sicurezza con un confronto diretto fra i valori pesati di sollecitazioni e resistenze. I coefficienti parziali devono essere calibrati in modo tale che, in una visione probabilistica della sicurezza, tale confronto sia indicativo del livello prestazionale richiesto alla costruzione in termini di probabilità di collasso. Tali livelli prestazionali vengono prescritti dall'Eurocodice [UNI EN 1990] a seconda della vita utile e dell'importanza della costruzione, nonché sulla base delle possibili conseguenze del collasso.

Nella Sezione 3.2.1 gli elementi strutturali sono già stati divisi in classi, a seconda dell'importanza della costruzione. In accordo con le prescrizioni dell'UNI EN 1990, nella Sezione 5.2.3 sono state indicati i requisiti prestazionali in termini di probabilità di collasso, associati a ciascuna classe.

Nel presente capitolo vengono considerati i coefficienti parziali del materiale vetro. Questi verranno tarati facendo riferimento a casi paradigmatici. Per ciascuno di tali elementi, il dimensionamento viene effettuato sulla base di metodi di verifica probabilistici di livello III; i coefficienti parziali del materiale vengono quindi calibrati scegliendo valori che portano allo stesso dimensionamento strutturale e, conseguentemente, alla stessa probabilità di collasso.

Va ricordato che, in genere, le distribuzioni probabilistiche che interpretano le azioni sono diverse da quella di Weibull che invece, come mostrato al Capitolo 2.1, ben interpreta la resistenza del vetro. Inoltre, sempre nel Capitolo 2.1, è stato ben evidenziato come il vetro sia soggetto al fenomeno della fatica statica, ovvero al collasso sotto l'azione prolungata del carico. Le distribuzioni statistiche delle resistenze, ricavate sulla base delle prove normative, dovranno quindi essere opportunamente riscalate in modo tale da interpretare la distribuzione di resistenze nell'ambiente e sotto i carichi di progetto. Questo riscaldamento viene effettuato sulla base del modello di meccanica della frattura presentato nel Paragrafo 2.1.1.1, che rappresenta la chiave interpretativa della risposta del materiale.

5.2 Valutazione probabilistica della sicurezza

5.2.1 Livello di affidabilità delle strutture secondo EN1990

Come stabilito dall'EN1990, il livello di affidabilità strutturale delle costruzioni civili, ovvero la probabilità di collasso, deve essere commisurata alla vita di progetto della struttura, all'importanza dell'opera e alla gravità delle conseguenze (perdita di vite umane e danneggiamento di beni).

Il significato di "vita di progetto" è già stato introdotto nel Paragrafo 3.2.2. La valutazione del livello di rischio considerato accettabile viene condotta sulla base delle classi di conseguenza, (CC1, CC2, CC3) descritte nel Paragrafo 3.2.1, ma dato che l'uso di strutture di vetro resta in generale limitato a porzioni locali della struttura, almeno nelle applicazioni più ricorrenti è sufficiente considerare le classi di conseguenze CC2 e CC1.

In opere particolarmente impegnative, dove la struttura di vetro rimane l'unica struttura portante della costruzione (ad es. telai portanti di vetro), si dovrà considerare la classe di conseguenza CC3, per la quale i coefficienti parziali per le verifiche non vengono qui tarati: per questi casi, il progettista dovrà assicurare il grado di sicurezza richiesto sulla base di metodi di livello II o di livello III, così come descritto nel Paragrafo 5.2.2.

5.2.2 Metodi di valutazione della sicurezza

5.2.2.1 Metodi di livello III

I metodi di livello III sono i più completi, in quanto presuppongono una valutazione diretta della probabilità di collasso sulla base delle distribuzioni statistiche delle azioni agenti sulla costruzione e delle resistenze dei materiali.

Se S rappresenta sinteticamente il dominio delle azioni sollecitanti, si indichi con $f_S(s)$ la distribuzione statistica dei valori $s \in S$; analogamente, indicando con R il dominio delle resistenze, sia $f_R(r)$ la distribuzione statistica per $r \in R$. La probabilità di collasso si può caratterizzare attraverso la Funzione di Prestazione $G(R,S)$ che identifica la zona sicura del piano (R,S) come $G > 0$, e quella corrispondente al collasso come $G < 0$. La probabilità di collasso P_f può essere quindi identificata come la probabilità di avere, sulla base delle distribuzioni statistiche di $r \in R$ e di $s \in S$, la condizione $G(R,S) \leq 0$, ovvero, sinteticamente

$$P_f = P[G(R,S) \leq 0]. \quad (5.1)$$

Una rappresentazione schematica del piano (R,S) e della funzione di prestazione $G(R,S)$ è riportata nella Figura 5.1.

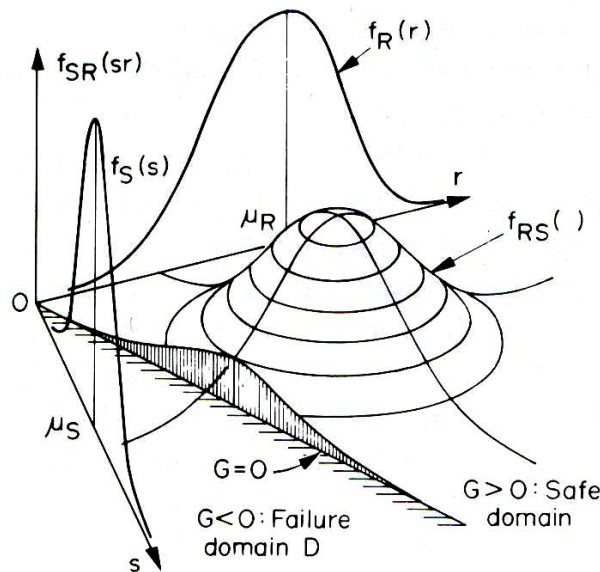


Figura 5.1. Distribuzione statistica di resistenze e sollecitazioni e funzione di prestazione G .

Nel caso in cui R e S siano scorrelate (variabili indipendenti), si ottiene più semplicemente

$$P_f = P[R - S \leq 0] = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{s \geq r} f_R(r) \cdot f_S(s) dr ds, \quad (5.2)$$

e nel caso in cui il dominio delle resistenze e delle sollecitazioni vengano fatti coincidere (verifiche tensionali o a livello di sezione), allora $r \equiv s \equiv x$, $x \in X$, e si ottiene

$$P_f = P[R - S \leq 0] = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(x) f_S(x) dx, \quad (5.3)$$

dove $F_R(x)$ rappresenta la funzione di distribuzione cumulata delle resistenze, ovvero rappresenta la probabilità in X di avere un qualsiasi valore minore di x . Il significato della (5.3) è espresso graficamente nella Figura 5.2.

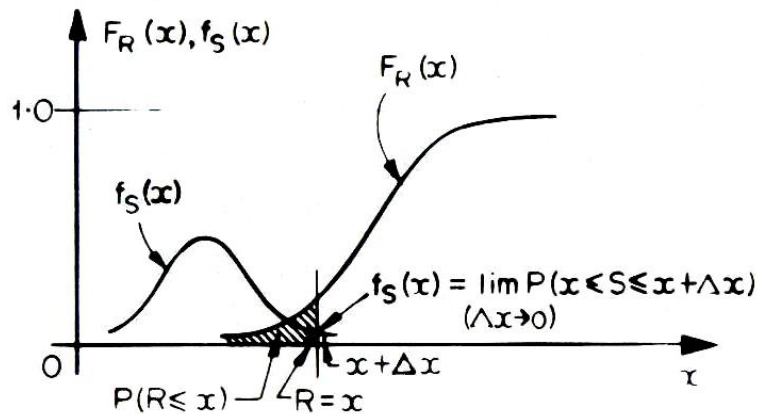


Figura 5.2. Valutazione della probabilità di collasso nel caso di sollecitazioni e resistenze indipendenti.

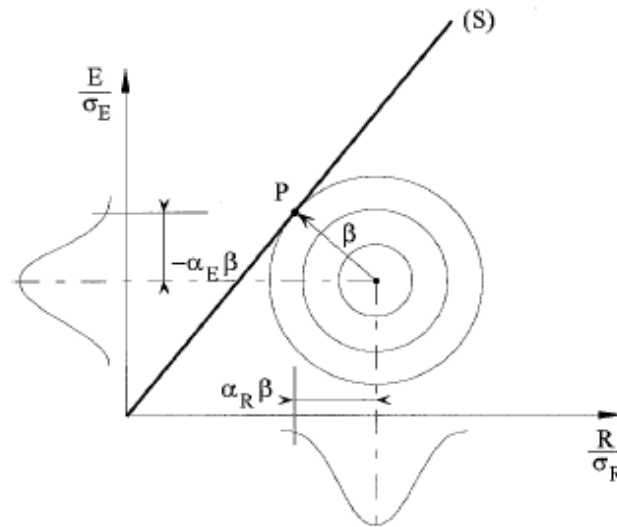
5.2.2.2 Metodi di livello II (o dei funzionali estremi)

In questo metodo, alcune ipotesi semplificative permettono la valutazione diretta della probabilità di collasso. In particolare, si suppone che le variabili R e S siano indipendenti e che si valuti l'effetto E delle sollecitazioni S , ad esempio calcolando con un modello (elastico, plastico, lineare, non lineare, *etc.*) lo stato tensionale indotto, in modo tale che sia R che E siano definite sullo stesso dominio. Supponiamo che le distribuzioni di probabilità $f_R(r)$ e $f_E(e)$ siano gaussiane normali, e siano μ_R , μ_E e σ_R , σ_E la media e lo scarto quadratico medio di R che E , rispettivamente. Per l'ipotesi di indipendenza sollecitazioni/azioni, la funzione di prestazione è della forma $G = R - E$, e di conseguenza, $\mu_G = \mu_R - \mu_E$, $\sigma_G = \sigma_R - \sigma_E$.

Il coefficiente β è definito dall'espressione

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \Rightarrow \mu_G - \beta \sigma_G = 0. \tag{5.4}$$

Tale coefficiente ha una semplice interpretazione geometrica nel piano (R, E) di Figura 5.3 come distanza dalla retta (S) di equazione $G = R - E = 0$, che rappresenta il limite di sicurezza (*failure boundary*), dal punto rappresentativo della media μ_G .



(S) failure boundary $g = R - E = 0$
 P design point

Figura 5.3. Punto di progetto P, failure boundary (S) e interpretazione geometrica di β .

Dall'ipotesi di distribuzione normale delle probabilità, si ricava che esiste una relazione fra il valore di β ed il valore della probabilità di collasso $P_{f;\beta}$ ad esso associata, ovvero

$$\mu_G - \beta \sigma_G \leq 0 \Leftrightarrow P[R - E \leq 0] = P_{f;\beta} \tag{5.5}$$

I valori di $P_{f;\beta}$ sono riportati in Tabella 5.1 in funzione di β . Il punto di progetto P della Figura 5.3 definisce anche i coefficienti α_R e α_E , indicati nella stessa figura, che sono associati ai valori di progetto $e_d \in E$ e $r_d \in R$ da considerare per ottenere la probabilità di collasso associata a β . In particolare si ha $e_d = \mu_E + \beta \cdot \alpha_E \cdot \sigma_E$ e $r_d = \mu_R - \beta \cdot \alpha_R \cdot \sigma_R$.

I valori di α_R e α_E dipendono in generale dalle distribuzioni di sollecitazioni e resistenze, ma nel caso in cui $0.16 < \sigma_E/\sigma_R < 7.6$, si può assumere, almeno in prima approssimazione, $\alpha_R = 0.8$ e $\alpha_E = 0.7$.

Tabella 5.1. Relazione fra la probabilità di collasso ed il coefficiente β

$P_{f;\beta}$	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1.28	2.32	3.09	3.72	4.27	4.75	5.20

Dividendo i valori di progetto e_d e r_d per i rispettivi valori nominali caratteristici, si hanno i coefficienti parziali per azioni e resistenze da considerare nelle verifiche.

L'Eurocodice [UNI EN 1990], stabilisce per ciascuna delle classi di conseguenze il corrispondente valore di β definito nella Tabella 5.2.

Tabella 5.2. Classe di conseguenze e valore minimo di β (UNI EN 1990)

Classe di conseguenze	Valore minimo per β	
	Periodo di riferimento 1 anno	Periodo di riferimento 50 anni
CC3	5.2	4.3
CC2	4.7	3.8
CC1	4.2	3.3

Nel caso in cui le distribuzioni di probabilità di azioni o resistenze non siano normali Gaussiane, il metodo di livello II non può essere direttamente applicato. Esistono comunque delle funzioni di trasferimento [Madsen *et al.*, 1985] che permettono di definire distribuzioni Gaussiane equivalenti, almeno in prima approssimazione, a partire da altri tipi di distribuzioni statistiche (ad es. Log-normale, Weibull etc.). Quindi nel caso del vetro, prima di applicare i metodi di livello II, sarebbe necessario trasformare la distribuzione statistica (di Weibull) delle resistenze in una distribuzione Gaussiana equivalente. Questa soluzione è comunque complessa, tanto che è preferibile applicare direttamente il metodo di livello III, così come verrà fatto nel seguito.

5.2.2.3 Metodi di livello I (o dei coefficienti parziali)

I metodi di primo livello sono quelli più usati nella pratica progettuale per la loro semplicità. Secondo questo approccio, partendo dai valori nominali delle variabili di base (cioè azioni, resistenze e le proprietà geometriche) attraverso l'utilizzo di fattori parziali per il materiale e per le azioni, si ottengono i valori di progetto con i quali effettuare la verifica delle strutture per garantire che nessuno stato limite relativo sia superato.

5.2.3 Probabilità di collasso e coefficienti parziali

In accordo con la EN1990, gli elementi strutturali sono divisi in classi a ciascuna delle quali è associata una ben precisa probabilità di collasso. Così come riportato anche nel par. 3.2.1 si ha la seguente caratterizzazione probabilistica.

classe zero.

Non trattata nelle presenti istruzioni.

prima classe: elementi in CC1.

Indice di affidabilità $\beta_{50} = 3,3$ per periodo di riferimento di 50 anni (come da prospetto B2 dell'EN1990), a cui corrisponde una probabilità di collasso di $4,83 \cdot 10^{-4}$ in 50 anni; indice di affidabilità $\beta_1 = 4,20$ per periodo di riferimento di 1 anni, a cui corrisponde una probabilità di collasso di $1,335 \cdot 10^{-5}$ in 1 anni.

seconda classe: elementi in CC2.

Indice di affidabilità $\beta_{50} = 3,8$ per periodo di riferimento di 50 anni (come da prospetto B2 dell'EN1990), a cui corrisponde una probabilità di collasso di $7,235 \cdot 10^{-5}$ in 50 anni; indice di affidabilità $\beta_1 = 4,7$ per periodo di riferimento di 1 anni, a cui corrisponde una probabilità di collasso di $1,30 \cdot 10^{-6}$ in 1 anni.

terza classe: elementi in CC3.

Indice di affidabilità $\beta_{50} = 4,3$ per periodo di riferimento di 50 anni (come da prospetto B2 dell'EN1990), a cui corrisponde una probabilità di collasso di $8,54 \cdot 10^{-6}$ in 50 anni; indice di affidabilità $\beta_1 = 5,2$ per periodo di riferimento di 1 anni, a cui corrisponde una probabilità di collasso di $9,96 \cdot 10^{-8}$ in 1 anni.

I coefficienti parziali di sicurezza delle resistenze (γ_M) e delle azioni (γ_Q) riportati nelle norme tecniche corrispondono in genere ad una struttura con un valore dell'indice di affidabilità β maggiore di 3,8 per un periodo di riferimento di 50 anni, ossia ad una classe di conseguenze CC2, a cui appartengono gli elementi della seconda classe (prospetto B2 della EN1990). Tali coefficienti sono stati tarati assumendo distribuzioni delle resistenze di tipo gaussiano o log-normale. Visto che il vetro segue invece una distribuzione alla Weibull (par. 2.1.3), i coefficienti parziali γ_M delle resistenze dei materiali devono essere appositamente tarati in modo tale da ottenere la probabilità di collasso sopra indicata. In queste raccomandazioni, i coefficienti parziali γ_Q relativi alle azioni si assumono i medesimi di quelli riportati negli Eurocodici e nella normativa tecnica nazionale. I coefficienti parziali γ_M relativi ai materiali verranno appositamente tarati sulla base della statistica di Weibull per casi paradigmatici della pratica progettuale, in modo tale da ottenere le probabilità di collasso sopra richiamate.

5.2.4 Il coefficiente R_M

Per poter passare da verifiche in seconda classe (classe di conseguenze CC2) a verifiche in prima classe (CC1), l'Eurocodice UNI EN 1990 (punto B3.3) prescrive di ridurre i coefficienti parziali delle azioni tramite il coefficiente moltiplicativo $K_{FI} < 1$. In particolare il punto B3.3 della UNI EN 1990 suggerisce il valore $K_{FI} = 0.9$, tarato nell'ipotesi di distribuzioni statistiche gaussiane delle resistenze dei materiali, diverse dalla distribuzione di Weibull utilizzabile per il vetro. Una calibrazione di K_{FI} per il caso del vetro fornirebbe valori molto inferiori rispetto al valore 0.9 consigliato negli Eurocodici, in quanto la dispersione statistica delle resistenze per questo materiale è molto superiore rispetto a quella per altri materiali più tradizionali. Di conseguenza, anche un piccolo aumento della probabilità di collasso accettata porterebbe ad una forte diminuzione del coefficiente K_{FI} , che risulterebbe dell'ordine di $K_{FI} = 0.7$.

In queste istruzioni, si tiene conto del passaggio fra verifiche in CC2 a verifiche in CC1 andando opportunamente a diminuire il coefficiente parziale del materiale, piuttosto che il coefficiente delle azioni.

Per problemi lineari, non vi è una sostanziale differenza nello scegliere la procedura di diminuire i coefficienti delle azioni oppure i coefficienti dei materiali, in quanto è il loro prodotto che definisce la soglia di sicurezza. Però in problemi che coinvolgono forti non-linearità geometriche, come per le strutture sottili di vetro, una diminuzione consistente delle azioni di progetto comporterebbe una ridotta valutazione degli effetti del secondo ordine. Data la specificità del materiale vetro e dato che l'aspetto decisivo nel calcolo della probabilità di collasso non è tanto sulla distribuzione probabilistica delle azioni, quanto sulla distribuzione probabilistica (alla Weibull) delle resistenze, si è quindi preferito modificare il coefficiente parziale delle resistenze, piuttosto che inserire il fattore moltiplicativo delle azioni K_{FI} così come suggerito nella UNI EN 1990.

In particolare, così come descritto più in dettaglio nel seguito, per le verifiche in seconda classe si userà un coefficiente γ_M mentre per verifiche in prima classe un coefficiente ridotto $\gamma_M^* = R_M \gamma_M$, dove $R_M < 1$ viene tarato con metodi probabilistici in modo da ottenere il grado di affidabilità richiesta. Per le verifiche a rottura, tenuto conto di una maggior probabilità di rischio accettabile in quanto l'elemento danneggiato sarà presto sostituito, si prendono convenzionalmente gli stessi coefficienti per i materiali per le verifiche in classe 1 o in classe 2, ma si considera convenzionalmente l'azione relativa ad un periodo di ritorno di 10 anni per le verifiche in seconda classe, e di 10 anni per le verifiche in prima classe.

In conclusione, la verifica di sicurezza con metodi di livello I sarà della forma

$$S(\gamma_Q Q) \leq \frac{f_g}{R_M \gamma_M}, \quad (5.6)$$

dove $S(\gamma_Q Q)$ rappresenta la sollecitazione dovuta all'azione Q (moltiplicata per il coefficiente parziale γ_Q), mentre f_g rappresenta genericamente la resistenza del vetro, γ_M il coefficiente parziale del materiale e R_M il coefficiente che tiene conto, da un punto di vista probabilistico, del passaggio da verifiche in classe seconda ($R_M = 1$) a verifiche in classe prima ($R_M < 1$).

Si sottolinea che questo aspetto del calcolo è differente dall'approccio classico dell'Eurocodice EN1990, in quanto non si ha una riduzione del γ_Q , coefficiente moltiplicativo delle azioni, ma del coefficiente parziale γ_M della resistenza del vetro.

5.2.5 Funzione probabilistica delle resistenza del vetro

Come esposto nel capitolo 2.1, la resistenza a trazione del vetro è la manifestazione macroscopica dell'accrescimento di cricche superficiali, le quali possono progredire nel tempo sotto carico costante. Si ricorda che la resistenza nominale del vetro f_g viene definita sulla base di una prova normalizzata [UNI EN 1288], in precise condizioni termoigrometriche [$T = 23^\circ\text{C}$, $RH = 55\%$] e a velocità costante di carico [$\dot{\sigma} = 2\text{MPa}/s$], così come è stato indicato nella Sezione 2.1.1.1. La distribuzione dei valori f_g così ottenuti è ben interpretabile tramite una distribuzione statistica alla Weibull (Sezione 2.1.3). I risultati sperimentali ottenuti nella campagna di prove effettuata sono sinteticamente riassunti nella Tabella 2.5 ed i corrispondenti parametri di Weibull ricordati nella Tabella 2.6.

Per ottenere valori delle resistenze applicabili in qualsiasi condizione, senza dover ricorrere a differenziazioni troppo elaborate per la progettazione, negli sviluppi seguenti ci si riferisce alle prove ottenute con doppio anello senza sovrappressione (CDR), che danno risultati meno dipendenti dai difetti ai bordi rispetto alle prove di flessione su 4 punti (FPB). Nonostante la prova CDR non sia normalizzata, è quella ritenuta più adeguata alla determinazione delle caratteristiche resistenziali del vetro (per maggiori dettagli, si veda il paragrafo 2.1.3.1).

Dato che lo stato di sforzo nelle prove CDR è approssimativamente equibiassiale, i risultati ottenuti sono quelli più sfavorevoli per quanto riguarda gli effetti della forma dello stato di tensione nei confronti della rottura. In ogni caso, i dati relativi a stati di tensione biassiale possono essere riscaltati per interpretare le risultanze sperimentali se, idealmente, gli stessi campioni fossero stati sottoposti ad uno stato di tensione monoassiale, utilizzando l'espressione (2.35) (si veda anche la Figura 2.12). Per quanto riguarda l'influenza dell'area di carico, i valori di rottura ottenuti sperimentalmente sono stati riscaltati riferendosi ad un'area convenzionale di 1 m^2 , utilizzando il modello descritto nel par. 2.1.2.2.4 ed in particolare le espressioni (2.36) e (2.39). Pertanto, i dati relativi alle serie di campioni A1 e A2 della Tabella 2.6, che differiscono fra loro per la sola area di carico, possono essere confrontati riferendosi all'area unitaria (UA) convenzionale. Il risultato finale è quello riassunto nella Tabella 2.7, alla quale si farà riferimento per la calibratura dei coefficienti.

In particolare, dato che la superficie caricata (lato stagno o aria) è sempre casuale, si riterrà ugualmente probabile che la superficie più sollecitata sia quella del lato stagno o del lato aria. In conclusione, i parametri di Weibull utilizzati per la valutazione statistica della sicurezza sono quelli relativi al caso CDR-UA (doppio anello riferito all'area unitaria) riportati nella Tabella 2.7.

Occorre forse far notare che, nonostante i valori medio e caratteristico (frattile) della tensione di rottura siano minore che per il lato stagno che per il lato aria (Tabella 2.8), non necessariamente la sollecitazione lato stagno è peggiore dal punto di vista probabilistico. Infatti, la distribuzione lato aria ha una dispersione molto maggiore, con una coda inferiore molto allungata nella quale la funzione di distribuzione risulta essere superiore rispetto al lato stagno. Di conseguenza, come verrà mostrato nel seguito nella valutazione della sicurezza secondo metodi di livello III, le due superfici sono comparabili dal punto di vista statistico.

5.2.5.1 Durata del carico

I parametri della Tabella 2.7 interpretano però le risultanze sperimentali ottenute con la modalità di prova standardizzata, ad una ben definita velocità di carico. Nelle verifiche di sicurezza, invece, si suppone che il carico agisca costante per un preciso tempo caratteristico, così come indicato nella Sezione 4.10. Dato il fenomeno della fatica statica, lo stesso provino si romperebbe a livelli tensionali diversi al variare della velocità di carico. Per poter tarare i coefficienti parziali delle resistenze, si rende quindi necessario poter disporre della loro distribuzione statistica a carico costante. Più precisamente, dato che il tempo caratteristico di applicazione del carico è supposto noto, occorrerebbe conoscere la distribuzione statistica di quei carichi che, agenti per lo stesso periodo di tempo assegnato, provocano la rottura del vetro. Questa distribuzione può essere ottenuta per via analitica, utilizzando il modello di danneggiamento descritto nel Paragrafo 2.1.1.1 per risalire i parametri di Weibull della distribuzione statistica delle rotture ottenute nelle condizioni della prova standard.

Siano quindi m e σ_0 i parametri relativi alla distribuzione di Weibull che meglio interpretano i dati f_g , ovvero le resistenze a rottura ricavate dalla prova normata. Sia t_L un intervallo temporale di riferimento e sia f_L la tensione di rottura che applicata staticamente, produrrebbe la rottura (per il fenomeno di fatica statica) nel tempo t_L . Con notazione analoga alla Sezione 2.1.1.1, si ha dalla (2.12) che

$$f_L^n \cdot t_L = \frac{\frac{2}{n-2} \cdot c_i^{\frac{2-n}{2}} \cdot \left[1 - \left(\frac{c_i}{c_{cL}} \right)^{\frac{n-2}{2}} \right]}{v_0 \cdot \left(\frac{Y \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^n} \cong \frac{\frac{2}{n-2} \cdot c_i^{\frac{2-n}{2}}}{v_0 \cdot \left(\frac{Y \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^n}, \quad (5.7)$$

nella quale si è trascurato il termine in (c_i/c_{cL}) in quanto n è elevato (si può considerare $n = 16$) e, come possibile verificare a posteriori per periodi caratteristici t_L di interesse, la cricca critica finale c_{cL} è molto maggiore della cricca finale c_i .

Per quanto riguarda le dimensioni c_i della cricca iniziale, si può utilizzare l'espressione (2.6) che può essere approssimata nella forma

$$c_i = \left[\frac{n-2}{2} \cdot \frac{v_0}{n+1} \cdot \left(\frac{Y \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^n \cdot \frac{f_g^{n+1}}{\dot{\sigma}} + \left(\frac{Y \cdot f_g \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^{n-2} \right]^{\frac{2}{2-n}} \cong \left[\frac{n-2}{2} \cdot \frac{v_0}{n+1} \cdot \left(\frac{Y \cdot \sqrt{\pi}}{K_{IC}} \right)^n \cdot \frac{f_g^{n+1}}{\dot{\sigma}} \right]^{\frac{2}{2-n}}, \quad (5.8)$$

perché, come ancora verificabile *a posteriori*, il secondo addendo è trascurabile rispetto al primo per i dati corrispondenti.

L'espressione di c_i va sostituita nelle (5.7), ma occorre notare che, mentre la (5.8) è derivata dai dati della prova normata, in condizioni termomeccaniche ben precise, la (5.7) interpreta i risultati ottenibili in condizioni reali, che possono essere più aggressive rispetto alle condizioni di laboratorio (in particolare, condizioni di umidità più alta). In tutti i casi si $K_{IC} = 0.75 \text{ MPa m}^{1/2}$, $\dot{\sigma} = 2 \text{ MPa/s}$, $Y = 2.24/\pi$, ma per quanto riguarda i parametri che regolano la fatica statica, si considereranno nella (5.8) i valori relativi alla prova di laboratorio, ovvero $n = 16$, $v_0 = 0.0013 \text{ m/s}$, mentre nella (5.7) parametri relativi ad un ambiente diverso. Valori ragionevolmente cautelativi per la (5.7) sono $n = 16$ e $v_0 = v_0^* = 0.0025 \text{ m/s}$. Sostituendo la (5.8) nella (5.7) si ottiene

$$f_L^n \cdot t_L \cong \frac{1}{n+1} \frac{v_0}{v_0^*} \frac{f_g^{n+1}}{\dot{\sigma}}, \quad (5.9)$$

la quale permette il riscaldamento dei dati.

Ora, dato l'equivalenza appena discussa fra le prova in condizione normata e la situazione a carico costante, la probabilità di collasso nelle due condizioni deve essere la medesima tenendo conto del riscaldamento (5.9). Ricordando la (2.23) si ha quindi,

$$\left(\frac{f_g}{\sigma_0} \right)^m = \left(\frac{f_L}{\sigma_{0L}} \right)^{m_L}, \quad (5.10)$$

dove m e σ_0 sono i parametri di Weibull per la prova di laboratorio normata, mentre m_L e σ_{0L} sono i parametri di Weibull per la rottura sotto carico costante. Sostituendo la (5.9) nella (5.10) si ha

$$\left(\frac{f_g}{\sigma_0} \right)^m = f_g^{\frac{m_L(n+1)}{n}} \frac{1}{\sigma_{0L}^{m_L}} \left(\frac{1}{(n+1)\dot{\sigma} t_L} \frac{v_0}{v_0^*} \right)^{\frac{m_L}{n}}, \quad (5.11)$$

da cui segue che

$$\frac{m_L(n+1)}{n} = m, \quad \frac{1}{\sigma_0^m} = \frac{1}{\sigma_{0L}^{m_L}} \left(\frac{1}{(n+1)\dot{\sigma} t_L} \frac{v_0}{v_0^*} \right)^{\frac{m_L}{n}}. \quad (5.12)$$

Da qui si ricava

$$m_L = \frac{n}{n+1} m, \quad \sigma_{0L} = \sigma_0^{\frac{m}{m_L}} \left(\frac{1}{(n+1)\dot{\sigma} t_L} \frac{v_0}{v_0^*} \right)^{\frac{1}{n}} = \sigma_0^{\frac{n+1}{n}} \left(\frac{1}{(n+1)\dot{\sigma} t_L} \frac{v_0}{v_0^*} \right)^{\frac{1}{n}}, \quad (5.13)$$

la quale permette facilmente il passaggio fra le distribuzioni statistiche della prova normata e le distribuzioni statistiche per carico costantemente applicato per un periodo di tempo fissato.

5.2.5.2 Effetto scala

Secondo l'espressione (2.38) gli effetti della tensione massima $\sigma_{\max, A_{\text{eff}}}$ applicata su un elemento di area efficace A_{eff} sono equivalenti, in termini di resistenza probabilistica, agli effetti della tensione equibiassiale $\sigma_{\max, \text{eqbiass}, UA}$ agente su un elemento di area unitaria UA . Considerando due elementi in similarità geometrica, di vincolo e di carico, ma con aree efficaci $A_{1\text{eff}} = k_1 A_1$ e $A_{2\text{eff}} = k_2 A_2$, dalla (2.38) si ottiene

$$\sigma_{\max, \text{eqbiass}, UA} = \sigma_{\max, A_{1\text{eff}}} \left(\frac{k_1 A_1}{UA} \right)^{1/m}, \quad \sigma_{\max, \text{eqbiass}, UA} = \sigma_{\max, A_{2\text{eff}}} \left(\frac{k_2 A_2}{UA} \right)^{1/m}, \quad (5.14)$$

la quale fornisce l'effetto scala

$$\sigma_{\max, A_{2\text{eff}}} = \sigma_{\max, A_{1\text{eff}}} \left(\frac{k_1 A_1}{k_2 A_2} \right)^{1/m}. \quad (5.15)$$

Il significato della (5.15) è che le tensioni $\sigma_{\max, A_{1eff}}$ e $\sigma_{\max, A_{2eff}}$ producono gli stessi effetti, ai fini probabilistici, quando agiscono sulle aree efficaci A_{1eff} e A_{2eff} . Si conferma quindi che le superfici di area maggiori sono più vulnerabili. I coefficienti $k = k_1$ e $k = k_2$ sono calcolabili valutando in ogni punto il valore di C definito dalla (2.27), calcolando la probabilità di collasso fornita dalla (2.28) e confrontando tale espressione con la (2.36).

Utilizzando i risultati della sperimentazione riportati nella Sezione 2.1.3.1, si ottengono per m i valori riassunti nella Tabella 2.7, distinti a seconda che ad essere soggetto a trazione sia il lato stagno o il lato aria del vetro. Nel passaggio di scala sono importanti gli effetti dovuti alla non-linearità geometrica del problema, in conseguenza della quale il coefficiente k dipende dall'entità del carico applicato.

5.3 Calibrazione dei coefficienti parziali per il vetro ricotto

5.3.1 Generalità

Di regola, i valori numerici per i fattori parziali per le verifiche del materiale possono essere determinati mediante uno dei due seguenti modi:

- effettuando una calibrazione basata sull'esperienza e sulle tradizioni costruttive (come accaduto per la maggior parte dei fattori parziali attualmente proposti negli Eurocodici);
- sulla base della valutazione statistica dei dati sperimentali e osservazioni sul campo. Tale approccio deve essere effettuato nell'ambito di una teoria probabilistica per la valutazione dell'affidabilità strutturale.

Nel caso si utilizzi il metodo b), anche in combinazione con il metodo a), i coefficienti parziali dei diversi materiali e delle azioni devono essere calibrati in modo tale che i livelli di affidabilità di strutture rappresentative siano il più vicino possibile all'indice di affidabilità prefissato.

In Figura 5.4 è riportato uno schema dei vari metodi per la calibrazione dei coefficienti parziali.

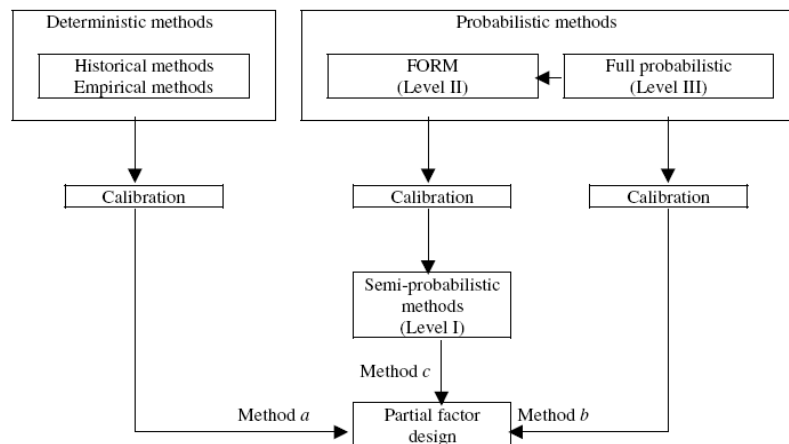


Figura 5.4. Diagramma schematico dei metodi per la calibrazione dei coefficienti parziali.

Le procedure probabilistiche di calibrazione per i fattori parziali possono essere suddivise in due categorie principali: *i*) metodi probabilistici completi o metodi di Livello III (par. 5.2.2.1); *ii*) metodi di affidabilità del primo ordine (FORM - *First Order Reliability Methods*) o metodi di Livello II, (par. 5.2.2.2). Per precisione, occorre ricordare che fra i metodi di livello II esistono anche i *Second Order Reliability Methods* (SORM), ma non sono in genere usati a livello normativo.

I metodi probabilistici completi (Livello III) forniscono risposte in linea di principio corrette al problema dell'affidabilità, ma sono di difficile applicazione; i metodi di II livello fanno uso di approssimazioni ben definite e conducono a risultati che per la maggior parte delle applicazioni strutturali

con materiali tradizionali (acciaio, calcestruzzo, legno) possono essere considerati sufficientemente accurati.

In entrambi i metodi (Livello II e III) la misura dell'affidabilità deve essere identificata con la probabilità di sopravvivenza $P_s = (1 - P_f)$, dove P_f è la probabilità di collasso per il modalità di collasso o stato limite considerato, calcolata per un certo periodo di riferimento. Se la probabilità di collasso calcolata è più grande di un prefissato valore obiettivo, allora la struttura deve essere considerata non sicura.

Per la calibrazione dei coefficienti parziali del vetro, si sceglie di utilizzare il metodo probabilistico completo (Livello III) in quanto, per i motivi sopra indicati, il materiale è da considerarsi innovativo dal punto di vista strutturale (in particolare, è interpretabile da una distribuzione di Weibull). Visto che i metodi di livello II sono tarati sulle distribuzioni statistiche dei materiali tradizionali, una loro applicazione diretta al caso del vetro appare non affidabile.

La calibrazione dei coefficienti verrà quindi effettuata considerando alcuni esempi paradigmatici (casi di studio), che verranno progettati con metodi di livello III: i coefficienti parziali del materiale saranno calibrati in modo da condurre allo stesso dimensionamento.

5.3.2 Procedura di calibrazione

Data la distribuzione statistica delle azioni, è possibile trovare, tramite il calcolo, la probabilità cumulata della massima tensione nella lastra. Si indicherà quindi con

$$F_{\sigma,pr,\tau}(x), \tag{5.16}$$

la probabilità che la tensione massima della lastra per effetto dell'azione, di durata caratteristica τ , sia inferiore al valore x nel tempo di riferimento, qui preso uguale ad un anno.

La funzione densità di probabilità delle sollecitazioni $f_{\sigma,pr,\tau}$ si ottiene ovviamente derivando la (5.16) rispetto ad x , ovvero

$$f_{\sigma,pr,\tau}(x) = \frac{d}{dx} F_{\sigma,pr,\tau}(x). \tag{5.17}$$

Passando alla resistenza del vetro, per determinare il parametro k nella (2.36) che riscalda l'area A della lastra oggetto di studio per definire l'area efficace $A_{eff} = k A$, il dominio rappresentativo della superficie del vetro soggetta a trazioni viene idealmente diviso in N areole elementari e per l' i -esimo elemento viene considerato il valore medio delle componenti principali di tensione $\sigma_{1,i}$ e $\sigma_{2,i}$ e il rapporto $r_i = \sigma_{2,i}/\sigma_{1,i}$. Viene quindi calcolato il coefficiente $C = C_i$ definito dall'integrale (2.27) ponendo $r = r_i$. Detta ΔA_i l'area dell' i -esimo elemento di divisione, per la (2.28) la probabilità di ottenere la crisi della lastra per la condizione di carico data è approssimabile con l'espressione

$$P = 1 - \exp \left[- \sum_{i=1}^N \left(\frac{C_i \sigma_{1,i}}{\sigma_{0L}} \right)^{m_L} \Delta A_i \right]. \tag{5.18}$$

Dal confronto con la (2.36) si ottiene che

$$k = \frac{\sum_{i=1}^N (C_i \sigma_{1,i})^{m_L} \Delta A_i}{A (\sigma_{max})^{m_L}}. \tag{5.19}$$

Il valore di k dipende quindi in generale dal coefficiente m_L ma non da σ_{0L} .

Dato che la disposizione del vetro è totalmente causale, essendo la differenziazione tra lato stagno e lato aria difficile, se non impossibile, in cantiere, vi è uguale probabilità che la faccia soggetta alle massime tensioni di trazione sia quella lato stagno o quella lato aria. Per tenere conto dell'eguale probabilità di questi due eventi *incompatibili*, la funzione probabilità che viene considerata è la media aritmetica delle funzioni di probabilità (2.36) calcolate per le due superfici. A queste funzioni probabilistiche corrispondono i parametri σ_{0L} e m che, a partire dai dati riportati nella Tabella 2.7, vengono calcolati ponendo nella (5.13) $t_L = \tau$, ovvero il tempo caratteristico dell'azione. Si indicherà quindi con

$$F_{\sigma,A,\tau}^{(aria+stagno)/2}(x) = 1 - \frac{1}{2} \left\{ \exp \left[-k_{aria} A \left(\frac{x}{\sigma_{0L,aria}} \right)^{m_{L,aria}} \right] + \exp \left[-k_{stagno} A \left(\frac{x}{\sigma_{0L,stagno}} \right)^{m_{L,stagno}} \right] \right\}, \quad (5.20)$$

la probabilità cumulata di ottenere crisi per tensioni massime nella lastra minori del valore x nel tempo di riferimento, qui preso pari ad un anno.

La probabilità di collasso della lastra in un anno di vita si ottiene tramite l'integrale di convoluzione

$$P_{f,1y} = \int_{-\infty}^{+\infty} F_{\sigma,A,\tau}^{(aria+stagno)/2}(x) \cdot f_{\sigma,pr,\tau}(x) \cdot dx. \quad (5.21)$$

Per ottenere in questa espressione il valore di targa definito nella Sezione 5.2.3 per elementi ricadenti in classe prima o seconda, i parametri caratteristici che definiscono l'azione (ad esempio il valore caratteristico della pressione del vento) vengono fatti variare fino ad ottenere il valore voluto.

A questo punto si passa alla progettazione della lastra con metodi di livello I. I valori caratteristici dell'azione che producono la probabilità di collasso di targa, moltiplicati per gli opportuni coefficienti parziali γ_Q , vengono usati come valori deterministici per calcolare la massima sollecitazione $\sigma_{\max,d,\tau}$ nel vetro.

Per quanto riguarda la resistenza caratteristica del vetro, il valore di confronto è dato da $f_{g,k}$, la resistenza caratteristica riferita alla prova equibiassiale su doppio anello con sovrappressione secondo UNI EN 1288-2 (vedasi la Sezione 2.1.2.3) per la quale $A_{\text{test}} = 0.24 \text{ m}^2$, $k_{\text{test}} = 1$ e $A_{\text{eff, test}} = 0.24 \text{ m}^2$.

Così come indicato nella Sezione 5.2.3, per elementi ricadenti nella seconda classe si pone $R_M = 1$ ed il coefficiente γ_M del materiale viene calcolato in modo tale che sia verificata l'eguaglianza nella disequazione

$$\sigma_{\max,d,\tau} \leq \frac{k_{\text{mod},\tau} \lambda_{gA_{\text{test}} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} f_{g,k}}{R_M \gamma_M}, \quad (5.22)$$

dove $k_{\text{mod},\tau}$ riferito al tempo τ è definito nella Tabella 2.2 (colonna "LEFM", valori ricavati tramite il modello di Meccanica della Frattura Elastica Lineare), mentre il valore caratteristico della resistenza del vetro, $f_{g,k}$, viene convenzionalmente preso pari al valore nominale 45 MPa, così come indicato nella Tabella 2.4.

Il coefficiente $\lambda_{gA_{\text{test}} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2}$ consente di riscalarlo il valore caratteristico della resistenza, ottenuto secondo le modalità di prova su un'area $A_{\text{eff, test}} = k_{\text{test}} A_{\text{test}} = A_{\text{test}} = 0.24 \text{ m}^2$, rispetto all'area efficace A_{eff} del caso di studio. Riferendosi all'area efficace per lo sforzo massimo (area che se fosse soggetta a uno sforzo equi-biassiale pari al massimo risulterebbe avere la stessa probabilità di frattura determinata dall'effettivo campo tensionale agente sull'area fisica), si potranno comparare campi tensionali differenti riportandosi ad un'area convenzionale – per comodità, l'area efficace delle prove impiegate per determinare la resistenza meccanica del vetro A_{test} – e ricavando il valore dello sforzo equi-

biassiale che determinerebbe la stessa probabilità di frattura. Se i due campi tensionali agiscono su aree differenti, ma hanno la stessa probabilità di frattura si ottiene l'effetto scala per lo sforzo espresso dalle equazioni (5.14) e (5.15).

Assumendo la (5.20), l'uguale probabilità di frattura su campi tensionali differenti che agiscono, rispettivamente, sull'area del caso studio e sull'aria del test (in condizioni equibiassiali), fornisce l'espressione

$$\begin{aligned} & \exp \left[-k_{aria} A \left(\frac{\sigma_{\max.A}}{\sigma_{0L.aria}} \right)^{m_{L.aria}} \right] + \exp \left[-k_{stagno} A \left(\frac{\sigma_{\max.A}}{\sigma_{0L.stagno}} \right)^{m_{L.stagno}} \right] \\ & = \exp \left[-1 A_{test} \left(\frac{\sigma_{\max.test}}{\sigma_{0L.aria}} \right)^{m_{L.aria}} \right] + \exp \left[-1 A_{test} \left(\frac{\sigma_{\max.test}}{\sigma_{0L.stagno}} \right)^{m_{L.stagno}} \right]. \end{aligned} \quad (5.23)$$

Il coefficiente $\lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2}$ si ottiene dall'espressione precedente, ponendo $\sigma_{\max.test} = f_{g,k}$ e ponendo $\lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} f_{g,k} = \sigma_{\max.A}$. Ma essendo piccolo l'argomento degli esponenziali, passando alla sviluppo in serie $e^x = 1 + x + o(x)$, e trascurando i termini di ordine superiore al primo, tale espressione si riduce a

$$k_{aria} A \left(\frac{\lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} f_{g,k}}{\sigma_{0L.aria}} \right)^{m_{L.aria}} + k_{stagno} A \left(\frac{\lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} f_{g,k}}{\sigma_{0L.stagno}} \right)^{m_{L.stagno}} = A_{test} \left[\left(\frac{f_{g,k}}{\sigma_{0L.aria}} \right)^{m_{L.aria}} + \left(\frac{f_{g,k}}{\sigma_{0L.stagno}} \right)^{m_{L.stagno}} \right] \quad (5.24)$$

Questa espressione, purché rigorosa, è però di scarsa utilità in quanto non invertibile analiticamente. Un'espressione approssimata si può ottenere valutando separatamente le probabilità di frattura delle superfici aria e stagno, e valutando l'effetto scala sulla media aritmetica degli sforzi riscaldati. Se la superficie esposta sottoposta a trazione fosse quella lato aria, o quella lato stagno, dalla (5.15) si avrebbe rispettivamente

$$\begin{aligned} \sigma_{\max.A}^{aria} &= \sigma_{\max.test} \left(\frac{A_{test}}{k_{aria} A} \right)^{1/m_{L.aria}} \Rightarrow \lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{aria} f_{g,k} = f_{g,k} \left(\frac{A_{test}}{k_{aria} A} \right)^{1/m_{L.aria}}, \\ \sigma_{\max.A}^{stagno} &= \sigma_{\max.test} \left(\frac{A_{test}}{k_{stagno} A} \right)^{1/m_{L.stagno}} \Rightarrow \lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{stagno} f_{g,k} = f_{g,k} \left(\frac{A_{test}}{k_{stagno} A} \right)^{1/m_{L.stagno}}. \end{aligned} \quad (5.25)$$

Ponendo quindi

$$\sigma_{\max.A}^{(aria+stagno)/2} := \frac{1}{2} (\sigma_{\max.A}^{aria} + \sigma_{\max.A}^{stagno}) =: \lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} f_{g,k}, \quad (5.26)$$

si ottiene in definitiva

$$\lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{A_{test}}{k_{aria} A} \right)^{1/m_{L.aria}} + \left(\frac{A_{test}}{k_{stagno} A} \right)^{1/m_{L.stagno}} \right]. \quad (5.27)$$

In generale, dato l'alto valore degli esponenti $m_{L,aria}$ e $m_{L,stagno}$, la (5.24) e la (5.27) portano in generale ad espressioni di pochissimo diverse fra loro. Si potrà verificare direttamente, nei casi studio analizzati nel seguito, che la differenza fra i valori ottenuti mediante le due espressioni è inferiore ad un punto percentuale.

Occorre infine osservare che, in termini strettamente probabilistici, il valore di $f_{g,k}$ da considerare nella (5.22) per la taratura del coefficiente parziale γ_M dovrebbe essere il valore caratteristico delle resistenze associate alla distribuzione (5.20). Dato però che nella progettazione viene sempre utilizzato il valore nominale della Tabella 2.4, si è preferito utilizzare questo dato.

Una volta determinato il coefficiente γ_M , si può passare ad analizzare il caso di elementi di classe prima. Ora, nell'espressione (5.22) il coefficiente R_M è quello che, in accordo con quanto stabilito nella Sezione 5.2.3, rimodula opportunamente il valore delle resistenze in modo tale da corrispondere a probabilità di collasso diverse. Utilizzando il valore di γ_M precedentemente trovato, si valuta il coefficiente R_M che consente di ottenere l'uguaglianza nella (5.22) corrispondente alla probabilità di collasso di targa per elementi in classe prima.

5.3.3 Casi di studio

5.3.3.1 Lastra soggetta all'azione del vento

Si considera una lastra monolitica di vetro di dimensioni $1000 \times 1000 \times 6 \text{ mm}^3$, semplicemente appoggiata ai bordi, soggetta alla pressione del vento p_w . Nei confronti di questa azione vengono condotte due verifiche per venti di picco con tempi caratteristici diversi, ovvero 3 secondi e 10 minuti.

Le tensioni che si sviluppano in tutti i punti della lastra sono state valutate con un codice numerico sia in regime elastico lineare, sia mantenendo la linearità costitutiva ma considerando la non-linearità geometrica. I risultati che si ottengono sono riportati nella Figura 5.5 per quanto riguarda le tensioni massime al centro della lastra: risulta evidente che trascurare l'aspetto non-lineare può portare ad errori per i più alti valori di p_w . Per il caso in esame, interpolando i risultati con un polinomio del secondo ordine si ottiene che la tensione σ_{\max} [MPa] può essere approssimata in funzione di p_w [daN/m²] nella forma

$$\sigma_{\max} = -6 \cdot 10^{-5} p_w^2 + 0.0836 p_w =: S(p_w). \quad (5.28)$$

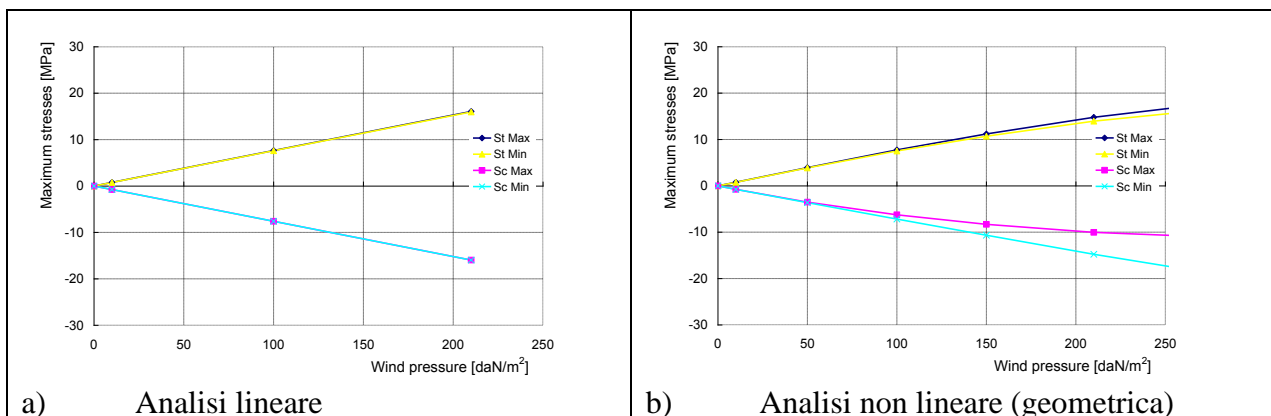


Figura 5.5. Tensione massima al centro di della lastra in funzione della pressione del vento. a) analisi elastica lineare; b) analisi elastica con non-linearità geometriche.

Per valori significativi di p_w la (5.28) può essere facilmente invertita ottenendo la pressione del vento che provoca una data tensione massima, relazione che verrà indicata come $p_w = S^{-1}(\sigma_{\max})$. Andando a sostituire nell'espressione (4.30), si ottiene la funzione di probabilità cumulata della mas-

sima tensione nella lastra conseguente alla massima pressione annuale del vento calcolata come media sull'intervallo di tempo caratteristico τ . Questa risulta essere della forma

$$F_{\sigma,pr,\tau}(x) = \begin{cases} 0, & \text{per } \frac{S^{-1}(x)}{\frac{1}{2}\rho_a c_{e,\tau} c_p c_d} \leq (0.75v_{b50})^2, \\ 1 - \exp\left[\frac{1}{0.0652v_{b50}}\left(0.75v_{b50} - \sqrt{\frac{2S^{-1}(x)}{\rho_a c_{e,\tau} c_p c_d}}\right)\right], & \text{per } (0.75v_{b50})^2 < \frac{S^{-1}(x)}{\frac{1}{2}\rho_a c_{e,\tau} c_p c_d} \leq (0.85v_{b50})^2, \\ \exp\left[-\exp\left(\frac{1}{0.2} - \frac{2S^{-1}(x)}{0.2 \cdot 0.75^2 \rho_a v_{b50}^2 c_{e,\tau} c_p c_d}\right)\right], & \text{per } (0.85v_{b50})^2 < \frac{S^{-1}(x)}{\frac{1}{2}\rho_a c_{e,\tau} c_p c_d} \leq v_{b50}^2, \\ \exp\left\{-\exp\left[\frac{1}{0.138}\left(1 - \frac{1}{0.65} \sqrt{\frac{2S^{-1}(x)}{\rho_a v_{b50}^2 c_{e,\tau} c_p c_d}}\right)\right]\right\}, & \text{per } \frac{S^{-1}(x)}{\frac{1}{2}\rho_a c_{e,\tau} c_p c_d} > v_{b50}^2, \end{cases} \quad (5.29)$$

dove x (in MPa) rappresenta il valore attuale della tensione massima, mentre $S^{-1}(x)$ è la funzione sopra introdotta, che fornisce la pressione del vento (in daN/m²) che genera la tensione massima x in MPa. La funzione di probabilità delle sollecitazioni $f_{\sigma,pr,\tau}$ si ottiene ovviamente derivando la (5.29) rispetto ad x , cioè

$$f_{\sigma,pr,\tau}(x) = \frac{d}{dx} F_{\sigma,pr,\tau}(x), \quad (5.30)$$

che presenta delle discontinuità in quanto la funzione (5.29) non è liscia. Il grafico di $f_{\sigma,pr,\tau}$, con evidenza dei 4 rami che compongono(5.29), la risulta essere del tipo rappresentato in Figura 5.6.

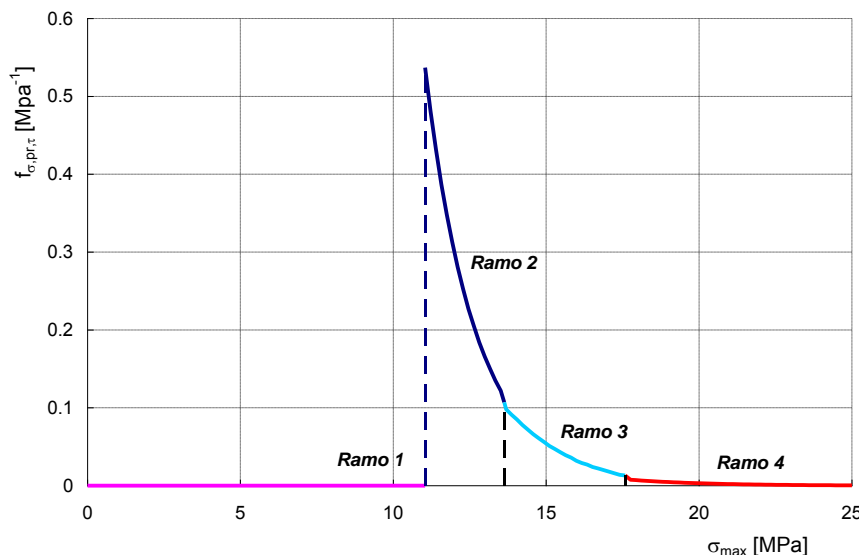


Figura 5.6. Tipico grafico di $f_{\sigma,pr,\tau}$. Caso $\tau = 3$ sec, $v_{b50} = 30$ m/s, $c_e = 3.822$, $c_p = 1.2$, $c_d = 1$.

Per quanto riguarda la distribuzione di Weibull delle resistenze, si fa riferimento alla (2.36). In questa espressione i parametri di Weibull da considerare sono i valori m_L e σ_{0L} che definiscono la probabilità per rotture che avvengono in un tempo caratteristico t_L . Tali parametri sono derivabili dalla

(5.13) in funzione dei parametri di Weibull m e σ_0 ricavati direttamente dai risultati ottenuti mediante la procedura di prova. Considerando i dati relativi alla prova con doppio anello a velocità di carico costante riferiti all'area unitaria, riportati nella Tabella 2.7, tramite le (5.13) si ottengono i valori riportati nella Tabella 5.3.

Tabella 5.3. Parametri di Weibull per le condizioni di prova e per rotture nei tempi caratteristici t_L , riferiti all'area unitaria.

Parametri di Weibull		m_L	σ_{0L} [MPa mm ^{2/m_L}]
Prova CDR-UA	Stagno	7.3	406
	Aria	5.4	1096
$t_L = 3$ sec CDR-UA	Stagno	6.9	425
	Aria	5.1	1220
$t_L = 10$ min CDR-UA	Stagno	6.9	305
	Aria	5.1	876

Per determinare il parametro k nella (2.36) che riscalda l'area A della lastra per definire l'area efficace, il dominio quadrato rappresentativo del vetro è idealmente diviso in $N = 400$ quadrati di dimensioni 50×50 mm, e per l' i -esimo quadrato viene considerato il valore medio delle componenti principali di tensione $\sigma_{1,i}$ e $\sigma_{2,i}$ e il rapporto $r_i = \sigma_{2,i} / \sigma_{1,i}$. Viene quindi calcolato il coefficiente $C = C_i$ definito dall'integrale (2.27) ponendo $r = r_i$. Detta ΔA_i l'area dell' i -esimo quadrato di divisione, il coefficiente k viene ricavato utilizzando la (5.19). Per il caso in esame si ottiene $k_{\text{aria}} = 0.1764$ e $k_{\text{stagno}} = 0.138$. Per tenere conto dell'eguale probabilità che la superficie più sollecitata sia quella lato aria o lato stagno, la funzione probabilità che viene considerata risulta essere la media aritmetica delle funzioni di probabilità così come descritto dalla (5.20). La probabilità di collasso della lastra in un anno di vita è fornita dalla (5.21).

Va osservato che, nel caso in esame, l'integrale di convoluzione (5.21) trova i contributi più significativi in corrispondenza della coda della funzione cumulata delle resistenze $F_{\sigma,A,\tau}$, dove è significativamente non nulla la funzione di densità di probabilità degli effetti delle azioni $f_{\sigma,pr,\tau}$ (Figura 5.7a). Tale porzione è ingrandita nella Figura 5.7b, dove la funzione cumulata delle resistenze corrispondente alla media è distinta nelle componenti corrispondenti al lato aria (*air*) e al lato stagno (*tin*). Si noti che nell'intervallo significativo, la funzione lato stagno (*tin*) è in genere maggiore della funzione lato aria (*air*): questo significa che maggiore è la probabilità di ottenere valori molto piccoli delle resistenze sul lato aria che sul lato stagno. Ciò conferma che, nonostante il lato aria sia in media più resistente del lato stagno, in corrispondenza delle code della distribuzione, per valori piccoli delle resistenza, accade il contrario. Di conseguenza, dal punto di vista della valutazione probabilistica delle resistenze per basse probabilità di collasso, il lato stagno risulta essere migliore del lato aria, in quanto sul primo è meno probabile trovare resistenze molto basse rispetto al secondo.

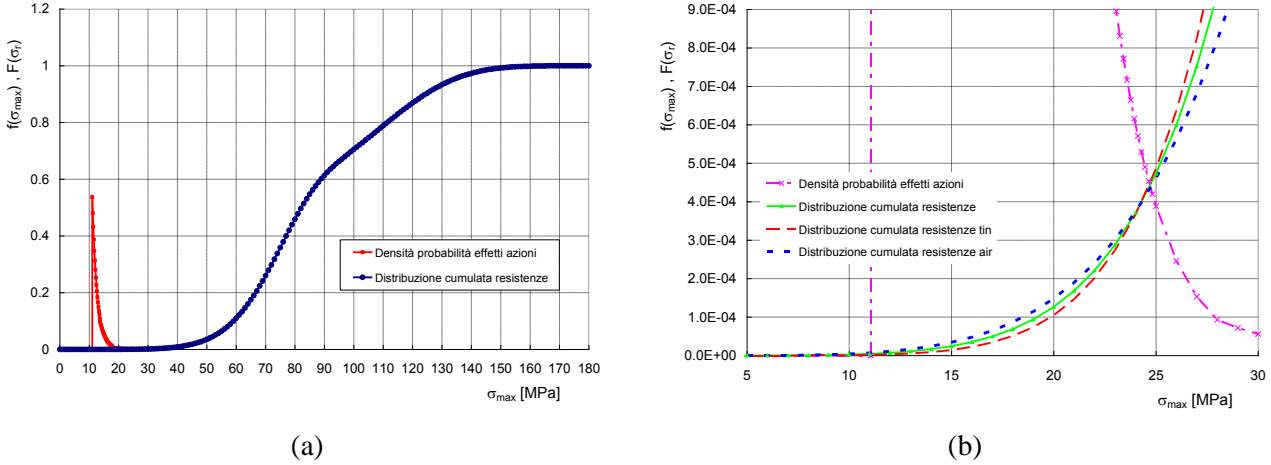


Figura 5.7. a) Fusione densità di probabilità degli effetti delle azioni e funzione cumulata delle resistenze. b) Ingrandimento della porzione significativa, con indicazione delle funzione cumulata delle resistenze distinta nelle componenti lato aria (*air*) e lato stagno (*tin*).

Ponendo nelle (5.29) e (5.30), senza perdere di generalità, $v_{b50} = 30$ m/s, $c_d = 1$ e $c_p = 1.2$, viene scelta l'altezza z della costruzione in modo tale da ottenere, tramite le (4.19) e (4.25), valori dei coefficienti c_{e1} e c_e per i quali l'integrale (5.21) fornisca probabilità $P_{f,1y}$ pari ai valori obiettivo stabiliti nella Sezione 5.2.3, ovvero $P_{f,1y} = 1,335 \cdot 10^{-5}$ per elementi di classe 1 e $P_{f,1y} = 1,301 \cdot 10^{-6}$ per elementi di classe 2. Utilizzando tali valori dei coefficienti, il progetto della lastra in esame risulta essere ottimale.

A questo punto si passa alla progettazione della lastra con metodi di livello I. La pressione di progetto del vento $p_{w,d,\tau}$ viene ottenuta dalla (4.28) per $\tau = 10$ min, o dalla (4.29) per $\tau = 3$ sec. Per quanto appena esposto, i coefficienti c_{e1} , c_e , c_p e c_d sono noti, così come pure gli altri parametri (altezza della costruzione etc.) che intervengono nella definizione delle azioni.

Il valore della tensione massima nella lastra si ottiene inserendo la pressione di calcolo del vento nella (5.28). Per elementi di classe II, la pressione di calcolo si ottiene moltiplicando $p_{w,d,\tau}$ per il coefficiente moltiplicativo delle azioni γ_Q e risulta quindi $\sigma_{max,d,\tau} = S(\gamma_Q p_{w,d,\tau})$. Posto $R_M = 1$ per verifiche in seconda classe, il coefficiente γ_M del materiale viene calcolato in modo tale che sia verificata l'eguaglianza nella disequazione

$$\sigma_{max,d,\tau} = S(\gamma_Q p_{w,d,\tau}) \leq \frac{k_{mod,\tau} \lambda_{gA_{test} \rightarrow A}^{(aria+stagno)/2} f_{g,k}}{R_M \gamma_M}, \quad (5.31)$$

dove $\gamma_Q = 1.5$, il coefficiente $k_{mod,\tau}$ è definito nella Tabella 2.2 (colonna LEFM) il funzione del tempo τ nominale di applicazione del carico, stabilito nella Tabella 4.18. Il valore caratteristico della resistenza del vetro, $f_{g,k}$, viene preso pari a 45 MPa, in accordo con le indicazioni delle norme di prodotto stabilite nella Tabella 2.4. Per quanto riguarda il coefficiente $\lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2}$, utilizzando i valori della Tabella 5.3, dalla (5.27) si ottiene per il caso in esame il valore

$$\lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{0.24 \text{ m}^2}{0.176 \cdot 1 \text{ m}^2} \right)^{1/m_{L,aria}} + \left(\frac{0.24 \text{ m}^2}{0.138 \cdot 1 \text{ m}^2} \right)^{1/m_{L,stagno}} \right] = 1.07, \quad (5.32)$$

sia per $t_L = 3$ sec, sia per $t_L = 10$ min.

Per elementi di classe 1, si utilizza la stessa espressione ma ora, in accordo con quanto stabilito nella Sezione 5.2.3, R_M è il coefficiente che, tenendo conto della distribuzione statistica di azioni e resistenze, rimodula opportunamente il valore delle resistenze in modo tale da corrispondere a proba-

bilità di collasso diverse. Il valore del coefficiente R_M viene tarato in modo tale da ottenere nella (5.31) un valore γ_M prossimo a quello ottenuto per le verifiche in classe seconda. I valori ottenuti per il caso in esame sono riassunti nella Tabella 5.4.

Tabella 5.4. Verifiche e coefficienti parziali per una lastra soggetta all'azione del vento.

n°	Classe	Vento di progetto	Formula di verifica	Funzione di prestazione probabilistica	$P_{f,1y}$	T_R	R_M	γ_M
1	2	$Q_{w,max}(c_e)$	$\sigma_{max,d,3sec} \leq \frac{f_{g,k} \lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} (k_{mod} = 0.90)}{R_M \gamma_M}$	$f_g^{(aria+stagno)/2}(CDA;A_{eff};3sec)$	1.3×10^{-6}	50	1	2.52
2	2	$Q_{w,medio}(c_{e1})$	$\sigma_{max,d,10min} \leq \frac{f_{g,k} \lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} (k_{mod} = 0.65)}{R_M \gamma_M}$	$f_g^{(aria+stagno)/2}(CDA;A_{eff};10min)$	1.3×10^{-6}	50	1	2.46
3	1	$Q_{w,max}(c_e)$	$\sigma_{max,d,3sec} \leq \frac{f_{g,k} \lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} (k_{mod} = 0.90)}{R_M \gamma_M}$	$f_g^{(aria+stagno)/2}(CDA;A_{eff};3sec)$	1.3×10^{-5}	50	0.696	2.52
4	1	$Q_{w,medio}(c_{e1})$	$\sigma_{max,d,10min} \leq \frac{f_{g,k} \lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} (k_{mod} = 0.65)}{R_M \gamma_M}$	$f_g^{(aria+stagno)/2}(CDA;A_{eff};10min)$	1.3×10^{-5}	50	0.675	2.46

Va osservato innanzi tutto che il valore di R_M che così si ottiene è dell'ordine di 0.7. Come già ampiamente illustrato in precedenza, è forse utile qui ricordare che per modificare la probabilità di collasso, l'UNI EN 1990 al punto B3.3 stabilisce di utilizzare un coefficiente K_{FI} riduttivo delle azioni pari a 0.9. Tale differenza di valori è dovuta al fatto che il valore suggerito dall'UNI EN 1990 è stato tarato essenzialmente su distribuzioni di resistenze di tipo Gaussiano, mentre invece la distribuzione di resistenze del vetro è di tipo Weibull, con dati molto dispersi. Di conseguenza, anche un piccolo aumento della probabilità di collasso tollerata, può associarsi ad una notevole diminuzione delle azioni di progetto.

Si fa inoltre notare che nella vecchia edizione 2009 della PrEN 13474/3¹¹, per strutture lì impropriamente definite come secondarie e qui ritenute assimilabili alla prima classe, veniva consigliato il valore $\gamma_M = 1.8$ ed il valore $\gamma_Q = 1.5$. Tali dati sono solo in apparenza diversi dai quelli ricavabili in Tabella 5.4. Infatti, se si trascurano le non linearità geometriche, si ha che $S(\gamma_Q p_{w,d,\tau}) \cong \gamma_Q S(p_{w,d,\tau})$; quindi risulta chiaro dalla (5.31) che, a parità di $f_{g,k}$ e di $k_{mod,\tau}$, quello che condiziona la progettazione è il prodotto $a = \gamma_Q R_M \gamma_M$. Nel caso della PrEN 13474/3 si ha che $a = 1.5 \times 1.8 = 2.70$, mentre per i dati della Tabella 5.4 si ottiene invece $a = 0.696 \times 1.5 \times 2.52 = 2,63$ per il caso 3 (picco di pressione), mentre $a = 0.675 \times 1.5 \times 2.46 = 2,49$ per il caso 4 (vento medio). Nel caso di comportamento lineare elastico, una progettazione effettuata con la vecchia PrEN 13474/3 oppure con i coefficienti della Tabella 5.4 non porterebbe quindi a sostanziali differenze per gli elementi di prima classe.

È importante sottolineare che la trattazione qui svolta si basa su distribuzioni probabilistiche ottenute sperimentalmente e su un modello di danneggiamento. Il risultato per gli elementi di prima classe è in perfetto accordo con le raccomandazioni della prEN 13474/3 (2009), che era principalmente basata sull'esperienza e sulle tradizioni costruttive. Differenze più sostanziali si ottengono invece la progettazione degli elementi di seconda classe, in quanto, per queste strutture si dovrebbero considerare coefficienti $\gamma_M \cong 2.50$, contro un valore $\gamma_M = 1.8$ proposto dalla alla prEN13474/3 (2009).

¹¹ Fino al 2009 il progetto di norma prEN 13474 era diviso in tre parti (prEN 13474/1, prEN 13474/2 e prEN 13474/3). Dal 2010 questa distinzione è stata tralasciata.

Occorre infine ricordare che la prEn13474/3 (2009) non tiene conto dell'effetto scala, mentre invece nella verifica (5.31) è presente il coefficiente $\lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2}$, che per questo caso è maggiore dell'unità.

5.3.3.2 Pannello di copertura soggetto all'azione della neve

Il procedimento è analogo a quello illustrato nel par. 5.3.3.1. Dal legame ricavato dal modello agli elementi finiti tra il carico uniformemente distribuito dovuto alla neve e la tensione massima di trazione [$\sigma_{max,q} = f(q) \Rightarrow q = g(\sigma_{max,q})$], è possibile ricavare la distribuzione della tensione massima della lastra soggetta al carico neve sulle coperture. Dall'integrale di convoluzione tra la funzione di densità di probabilità della tensione massima di trazione della lastra soggetta al carico neve sulle coperture e la funzione cumulata di probabilità della resistenza a rottura del vetro, è possibile ricavare la probabilità di collasso della lastra soggetta al carico neve sulle coperture. Nel caso presente, si assume convenzionalmente una durata equivalente del carico pari ad 1 mese.

Si considera una lastra monolitica 1000×1000×6 mm, ricadente nella classe seconda di affidabilità CC2, a cui corrisponde una probabilità di targa pari a 1.301×10^{-6} . Il modello probabilistico per il carico neve è quello descritto nella Sezione 4.6.2. In una prima analisi, si fissa il coefficiente di variazione del carico neve, definito nella (4.33), pari a $V = 0.2$. Si varia quindi l'altezza s.l.m. sino a che il valore della P_f ottenuta con l'integrale di convoluzione non risulta pari alla P_f di targa. Mantenendo inalterata l'altezza si esegue quindi il progetto deterministico facendo variare il coefficiente di sicurezza del materiale fino al valore massimo ammesso dalla verifica di resistenza, che è della forma

$$\sigma_{max,d,\tau} (\gamma_Q q_{s,d,\tau}) \leq \frac{k_{mod,\tau} \cdot \lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} f_{g,k}}{R_M \gamma_M}, \quad (5.33)$$

dove

$q_{s,d,\tau}$ carico di progetto della neve,
 $R_M = 1$ per verifiche in seconda classe
 $k_{mod,\tau} = 0.388$ relativamente ad un tempo di applicazione del carico $\tau = 1$ mese.

Anche in questo caso, analogamente alla (5.32), si ottiene un valore del coefficiente $\lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2}$ dell'ordine di 1.07.

La procedura è stata ripetuta per la classe di affidabilità CC1, fissando quindi una probabilità di targa pari a 1.335×10^{-5} . Viene ancora fatta variare l'altezza s.l.m. sino a che il valore della P_f ottenuta risulta pari alla P_f di targa. Mantenendo inalterata l'altezza è stato eseguito il progetto deterministico mantenendo fisso il coefficiente di sicurezza pari al valore ricavato per CC2, e ricavando quindi il valore R_M massimo ammesso dalla verifica di resistenza (5.33).

I calcoli sono stati ripetuti analogamente anche per un valore del coefficiente di variazione pari a $V=0.6$. I risultati che si ottengono sono riportati nella Tabella 5.5.

Tabella 5.5. Verifiche e coefficienti parziali per una lastra soggetta all'azione della neve. Risultati per una lastra 1000 × 1000 × 6 mm.

n°	Classe	V	Formula di verifica	Funzione di prestazione probabilistica	$P_{f,1y}$	T_R	R_M	γ_M
1	2	0.2	$\sigma_{\max, d, 1mese} < \frac{f_{g,k} \cdot \lambda_{gAtest \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} (k_{mod} = 0.388)}{R_M \gamma_M}$	$f_g^{(aria+stagno)/2}(CDA; A_{eff}; 1mese)$	1.3×10^{-6}	50	1	2.50
2	2	0.6	$\sigma_{\max, d, 1mese} < \frac{f_{g,k} \cdot \lambda_{gAtest \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} (k_{mod} = 0.388)}{R_M \gamma_M}$	$f_g^{(aria+stagno)/2}(CDA; A_{eff}; 1mese)$	1.3×10^{-6}	50	1	2.30
3	1	0.2	$\sigma_{\max, d, 1mese} < \frac{f_{g,k} \cdot \lambda_{gAtest \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} (k_{mod} = 0.388)}{R_M \gamma_M}$	$f_g^{(aria+stagno)/2}(CDA; A_{eff}; 1mese)$	1.3×10^{-5}	30	0.668	2.50
4	1	0.6	$\sigma_{\max, d, 1mese} < \frac{f_{g,k} \cdot \lambda_{gAtest \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} (k_{mod} = 0.388)}{R_M \gamma_M}$	$f_g^{(aria+stagno)/2}(CDA; A_{eff}; 1mese)$	1.3×10^{-5}	30	0.674	2.30

Si nota quindi che il caso $V = 0.2$ è in generale più cautelativo rispetto alla condizione $V = 0.6$. I valori dei coefficienti così ottenuti sono paragonabili a quelli relativi all'azione del vento, anche se leggermente meno restrittivi. Per gli elementi in prima classe si ha infatti $a = \gamma_Q R_M \gamma_M = 0.668 \times 1.5 \times 2.50 = 2,505$ per $V = 0.2$ (caso 3) e $a = 0.674 \times 1.5 \times 2.30 = 2,325$ per $V = 0.6$. I coefficienti relativi all'azione del vento appaiono quindi più cautelativi.

5.3.3.3 Solaio calpestabile

Il caso studio di un solaio calpestabile di vetro trova applicazione negli orizzontamenti di centri commerciali e di edifici aperti al pubblico in genere, dove la gente può adunarsi ma che difficilmente sono adibiti a sopportare la componente “permanente” del carico variabile, definita nella Sezione 4.3.3. È ben difficile infatti che un solaio di vetro sia destinato a sostenere mobili o suppellettili che ne svaluterebbero la trasparenza. È invece possibile che un gran numero di persone si riunisca sulla struttura.

Pertanto, per quanto riguarda il modello probabilistico (Sezione 4.3.3) è stata presa in considerazione soltanto la componente “discontinua” relativa al carico tipico di un centro commerciale, assumendo come carico distribuito per il progetto deterministico un valore pari a 5 kN/m^2 .

Dal legame ricavato dal modello agli elementi finiti della lastra tra il carico uniformemente distribuito e la tensione massima di trazione [$\sigma_{\max, q} = f(q) \Rightarrow q = g(\sigma_{\max, q})$], è possibile ricavare la distribuzione della tensione massima della lastra soggetta al carico variabile. Dall'integrale di convoluzione (5.21) tra la funzione di densità di probabilità della tensione massima di trazione della lastra soggetta al carico variabile e la funzione cumulata di probabilità della resistenza a rottura del vetro, si trova la probabilità di collasso della lastra soggetta al carico variabile.

Le modalità con cui si ottiene la funzione di distribuzione di resistenza a rottura del vetro sono analoghe a quelle relative alla lastra soggetta al carico vento del paragrafo 5.3.3.1. Nel caso presente si assume come durata del carico un valore pari ad 12 ore.

Nell'analisi di questo caso studio, essendo il carico fissato e non essendo disponibile un parametro da variare con cui poter variare il carico di progetto (come era ad es. l'altezza s.l.m. per la neve), si è proceduto a variare la geometria, fino ad ottenere un progetto che conducesse ad un valore della probabilità di collasso, ottenuta con l'integrale di convoluzione, vicino al valore di targa. Da qui,

eseguendo sulla medesima lastra il progetto deterministico, è stato possibile far variare il coefficiente parziale del materiale fino al valore limite ammesso dalla verifica di resistenza.

Nella Tabella 5.6 sono riportati i parametri assunti per il modello probabilistico del carico definito dalla (4.2) della Sezione 4.3.3, in accordo con [PMC Part 2, 2001]. Le dimensioni della lastra che raggiunge il progetto ottimale sotto i carichi di progetto sono $940 \times 940 \times 14$ mm. A questa, secondo la (5.27), corrisponde un valore del coefficiente $\lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2}$ ancora uguale a circa 1.07.

Tabella 5.6. Parametri che definiscono la componente “discontinua” dei carichi variabili, definiti da [PMC Part 2, 2001].

Destinazione d'uso	A_0 [m ²]	μ_q [kN/m ²]	$\sigma_{U,q}$ [kN/m ²]	λ_q [anni]	D_q [giorni]
Centri commerciali e mercati suscettibili di affollamento	100	0.4	1.1	1.0	5

La verifica viene fatta solo per elementi di seconda classe in quanto, così come indicato nella Tabella 3.9, si sconsiglia di classificare in prima classe quegli elementi il cui collasso può provocare la caduta di persone. Il valori che si ottengono dal caso studio sono riportati nella Tabella 5.7. Si noti come l'ordine di grandezza del coefficiente γ_M così ottenuto coincide con quelli relativi all'azione del vento, riportati nel prospetto della Tabella 5.4, e della neve, indicati in Tabella 5.5.

Tabella 5.7. Verifiche e coefficienti parziali per una lastra soggetta all'azione del carico variabile di natura antropica. Risultati per una lastra $940 \times 940 \times 14$ mm.

n°	classe	Formula di verifica	Funzione di prestazione probabilistica	$P_{f,Iy}$	T_R	R_M	γ_M
1	2	$\sigma_{\max, d, 12h} < \frac{f_{g,k} \cdot \lambda_{gA_{test} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} (k_{\text{mod}} = 0.501)}{R_M \gamma_M}$	$f_{g(CDA; A_{eff}; 12h)}^{(aria+stagno)/2}$	1.3×10^{-6}	50	1	2.52

Anche in questo caso i valori sono compatibili con quelli trovati in precedenza.

5.3.3.4 Pinna di una vetrata

Il presente caso si differenzia in modo sostanziale dagli altri in quanto trattasi di elemento di vetro nel quale le massime tensioni di trazione si producono in prossimità del bordo. Purtroppo, al momento non sono disponibili dati sperimentali riguardanti la specifica resistenza del bordo, né a maggior ragione è nota la corrispondente curva della distribuzione delle probabilità di frattura. Infatti, la resistenza meccanica del filo della lastra (trascurando eventuali scheggiature prodotte durante movimentazione e posa in opera) è conseguente alle operazioni di lavorazione del bordo (taglio, molatura etc.) e quindi è totalmente indipendente dalle difettosità delle superfici della lastra. In generale, lavorazioni meccaniche delle superfici del vetro producono un “danneggiamento” omogeneo che tende ad abbassare la resistenza meccanica media (σ_0 piccolo) e ridurne la dispersione (coefficiente di Weibull m elevato).

In mancanza di dati sperimentali, questa sezione si limita pertanto ad indicare il procedimento che dovrebbe essere seguito per la calibrazione dei coefficienti parziali, una volta che sia nota la distribuzione statistica delle resistenze del bordo.

Nel presente caso di studio, si considera una pinna di dimensioni $450 \text{ mm} \times 7000 \text{ mm} \times 30 \text{ mm}$ composta da 5 lastre di spessore 6 mm, semplicemente appoggiata alle estremità, facente parte di un pro-

spetto in cui le pinne, disposte ad interassi $i_p = 1500\text{mm}$, hanno lo scopo di assumersi l'azione orizzontale dovuta alla pressione del vento p_w . Nei confronti di questa azione devono essere condotte come per le lastre due verifiche per venti di picco con tempi caratteristici diversi, ovvero 3 secondi e 10 minuti.

Le tensioni massime che si sviluppano al centro del bordo della pinna si possono valutare attraverso il legame lineare tra momento sollecitante e tensione massima di una sezione rettangolare

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{p_w \cdot i_p \cdot l^2}{8 \cdot W_x}, \quad (5.34)$$

dove, con ovvio significato dei simboli, W_x rappresenta il modulo di resistenza della sezione.

La rappresentazione probabilistica dell'azione vento è espressa dalle medesime formule descritte precedentemente. La rappresentazione probabilistica dell'effetto dell'azione è data dalla funzione di distribuzione cumulata la cui espressione si ottiene dalla (5.29) ponendo

$$S^{-1}(x) = \frac{x \cdot W_x \cdot 8}{i_p \cdot l_p^2}, \quad (5.35)$$

la cui derivata rispetto ad x fornisce la funzione densità di probabilità delle sollecitazioni $f_{\sigma,pr,\tau}$.

Dati lo schema statico di semplice appoggio e la condizione di carico, in ciascuna lastra che compone la pinna le regioni soggette a tensioni di trazione sono il bordo teso e la metà contigua delle due facce laterali. Nell'analisi probabilistica della resistenza, si è considerata la probabilità che la crisi si verifichi in questa ragione. Occorre però notare che delle due facce della lastra, una sarà sicuramente "lato stagno", mentre l'altra sarà "lato aria", ciascuna quindi con distribuzione statistica delle resistenze diversa.

Per quanto riguarda la resistenza del bordo, seguendo [Sedlacek *et al.*, 1999], così come descritto anche in [Haldimann, 2006], questa dipende dalla lunghezza del bordo stesso, piuttosto che dall'area del bordo, in quanto il punto critico è lo spigolo fra faccia e bordo. Si ritiene quindi che la probabilità cumulata di rottura sia interpretabile, analogamente alla (2.34), da una distribuzione di Weibull della forma

$$P_{ed} = 1 - \exp \left[- \int_l \left(\frac{\sigma(s)}{\sigma_{0,ed}} \right)^{m_{ed}} ds \right], \quad (5.36)$$

dove m_{ed} e $\sigma_{0,ed}$ rappresentano i parametri di Weibull della distribuzione, mentre l'integrale si intende esteso a tutta la lunghezza del bordo teso. Dato che lo stato di tensione sul bordo è monoassiale, in tale espressione $\sigma(s)$ rappresenta la tensione nel punto del bordo di coordinata s , la cui forma è nota dalla condizione di vincolo e di carico. I parametri della distribuzione devono essere calibrati sulla base di un test standardizzato, sul quale però non c'è ancora unanime accordo. In [Sedlacek *et al.*, 1999] viene fatto riferimento ad una prova di flessione su tre punti su travi di lunghezza $l_{test} = 0.46$ m. Assumendo quindi l'andamento lineare della tensione lungo il bordo, la (5.36) può essere espressa nella forma, equivalente alle (2.36)

$$P_{ed} = 1 - \exp \left[- l_{eff, test} \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{0,ed}} \right)^{m_{ed}} \right], \quad l_{eff, test} = k_{l, test} l_{test}, \quad (5.37)$$

dove l_{test} è la lunghezza del bordo per il provino di riferimento del test ($l_{test} = 0.46$ m), mentre $l_{eff.test} = k_{l.test} l_{test}$ è la sua lunghezza efficace. In questa espressione $\sigma_{0.ed}$ è un parametro che ha le dimensioni di una tensione per una lunghezza elevata all'esponente $1/m_{ed}$.

Per quanto riguarda le superfici laterali, nella procedura di calcolo, si può stimare l'area efficace kA sia lato "stagno" e lato "aria" con l'ausilio di una modellazione agli elementi finiti (di tipo shell) della pinna; per ogni elemento finito di suddivisione si calcolano le tensioni principali superficiali e, applicando lo stesso procedimento descritto nella Sezione 5.3.2, si valuta il coefficiente k che definisce l'area efficace secondo la (5.19).

Per quanto riguarda il bordo, sostituendo nella (5.36) l'espressione delle tensioni per lo schema di trave in semplice appoggio caricata uniformemente si ottiene

$$P_{ed} = 1 - \exp \left[-l_{eff.bp} \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{0.ed}} \right)^{m_{ed}} \right], \quad k_b = \frac{n \cdot \int_0^{l_p} \left[\frac{P_w \cdot i_p}{W_x} \frac{s}{2} (l_p - s) \right]^{m_{ed}} ds}{(\sigma_{max})^{m_{ed}} l_p}, \quad l_{eff.bp} = k_b l_p, \quad (5.38)$$

nella quale:

- l_p luce della pinna,
- $l_{eff.bp} = k_b l_p$ lunghezza efficace del bordo della pinna
- s coordinata longitudinale della pinna
- n numero degli strati di vetro che compongono la pinna.

Dal calcolo sono stati ottenuti i valori seguenti.

Area efficace delle facce lato "stagno":

$$k_{stagno} = 0.004793;$$

$$A_{eff.stagno} = 5 l_p h_p k_{stagno} = 0.075 \text{ m}^2;$$

Area efficace delle facce lato "aria":

$$k_{aria} = 0.007523;$$

$$A_{eff.aria} = 5 l_p h_p k_{aria} = 0.118 \text{ m}^2.$$

Ovviamente non è qui possibile ricavare la lunghezza efficace del bordo della pinna in quanto non è noto il coefficiente m_{ed} .

Note le aree efficaci, è possibile ricavare la funzione di distribuzione cumulata delle resistenze delle facce e del bordo. Per i 2 casi di superficie laterale e del bordo, la probabilità cumulata delle resistenze risultano essere della forma

$$F_{A_{eff.stagno}}(x) = 1 - \exp \left[-A_{eff.stagno} \left(\frac{x}{\sigma_{0L.stagno}} \right)^{m_{L.stagno}} \right]; \quad (5.39)$$

$$F_{A_{eff.aria}}(x) = 1 - \exp \left[-A_{eff.aria} \left(\frac{x}{\sigma_{0L.aria}} \right)^{m_{L.aria}} \right]; \quad (5.40)$$

$$F_{leff.bp}(x) = 1 - \exp \left[-l_{eff.bp} \left(\frac{x}{\sigma_{0L.ed}} \right)^{m_{L.ed}} \right]. \quad (5.41)$$

In tali espressioni, i valori di $\sigma_{0L.aria}$, $\sigma_{0L.stagno}$, $\sigma_{0L.ed}$ e di $m_{L.aria}$, $m_{L.stagno}$, $m_{L.ed}$, sono quelli che si ottengono riscaldando i valori della Tabella 5.3 per tenere conto della durata di applicazione del carico (nel caso in esame, vento relativo al picco di 3secondi o vento mediato su 10 minuti) tramite la (5.13).

Poiché la rottura può avvenire, in generale per l'accrescimento di una cricca presente sulle facce laterali lato "stagno" o sulle facce laterali lato "aria" o sulla superficie del bordo, per ottenere la resistenza globale della pinna occorre calcolare la funzione probabilità totale per l'unione delle 3 funzioni (superficie laterale aria; superficie laterale stagno; bordo), considerate ancora come indipendenti ma *compatibili*. Da noti teoremi nella teoria delle probabilità si ottiene quindi

$$\begin{aligned} F_{\sigma,tot,\tau}(x) &= F_{Aeff.stagno}(x) + F_{Aeff.aria}(x) + F_{leff.bp}(x) \\ &- F_{Aeff.stagno}(x) \cdot F_{Aeff.lat.aria}(x) - F_{Aeff.stagno}(x) \cdot F_{leff.bp}(x) - F_{Aeff.aria}(x) \cdot F_{leff.bp}(x) \\ &+ F_{Aeff.stagno}(x) \cdot F_{Aeff.aria}(x) \cdot F_{leff.bp}(x). \end{aligned} \quad (5.42)$$

Sostituendo le (5.39), (5.40) e (5.41) nella (5.42) si ottiene

$$F_{\sigma,tot,\tau}(x) = 1 - \exp \left[-A_{eff.stagno} \left(\frac{x}{\sigma_{0L.stagno}} \right)^{m_{L.stagno}} - A_{eff.aria} \left(\frac{x}{\sigma_{0L.aria}} \right)^{m_{L.aria}} - l_{eff.bp} \left(\frac{x}{\sigma_{0L.ed}} \right)^{m_{L.ed}} \right]. \quad (5.43)$$

Dato però che l'elemento critico di una trave inflessa di costa è sempre il bordo, il termine dominante in questa espressione è probabilmente l'ultimo termine dell'esponenziale relativo al bordo stesso. Questa affermazione dovrà essere confermata da un'attenta indagine sperimentale, ma come suggerito implicitamente anche in [Sedlacek *et al.*, 1999], si può pensare di approssimare la (5.43) con un'espressione del tipo

$$F_{\sigma,tot,\tau}(x) \cong 1 - \exp \left[-l_{eff.bp} \left(\frac{x}{\sigma_{0L.ed}} \right)^{m_{L.ed}} \right], \quad (5.44)$$

che facilita notevolmente la trattazione.

A questo punto, operando come nei casi precedenti, dall'integrale di convoluzione (5.21) fra la funzione densità di probabilità delle sollecitazioni $f_{\sigma,pr,\tau}$ e la distribuzione cumulata delle resistenze $F_{\sigma,tot,\tau}$ si ottiene la probabilità di rottura della lastra soggetta al vento. Analogamente al caso della Sezione 5.3.3.1, ponendo nella (5.29), con la posizione (5.35), $v_{b50} = 30$ m/s, $c_d = 1$ e $c_p = 1.2$, si sceglie scelta l'altezza z della costruzione in modo tale da ottenere, tramite le (4.19) e (4.25), valori dei coefficienti c_{e1} e c_e per i quali l'integrale (5.21) fornisca probabilità $P_{f,1y}$ pari al valore di targa $P_{f,1y} = 1,301 \cdot 10^{-6}$ per elementi di classe 2. Infatti, dato che una pinna di vetro è classificata in genere in seconda classe (Tabella 3.9), le verifiche si sono limitate a questo caso.

Passando alla verifica di livello I, la pressione di progetto $p_{w,d,\tau}$ associata a $P_{f,1y} = 1,301 \cdot 10^{-6}$ per $\tau = 10$ min o per $\tau = 3$ sec viene usata per ricavare la massima tensione $\sigma_{max,d,\tau} = S(\gamma_Q p_{w,d,\tau})$, con $\gamma = 1.5$ coefficiente parziale delle azioni.

Posto $R_M = 1$ (verifiche in seconda classe), il coefficiente γ_M del materiale viene calcolato in modo tale che sia verificata l'eguaglianza nella disequazione

$$\sigma_{\max,d,\tau} = S(\gamma_Q P_{w,d,\tau}) \leq \frac{k_{\text{mod},\tau} \lambda_{g\text{test} \rightarrow l} k_{ed} f_{g,k}}{R_M \gamma_M} . \quad (5.45)$$

In questa espressione, $k_{\text{mod},\tau}$ e $f_{g,k}$ sono definiti come in precedenza. Per quanto riguarda il coefficiente di scala $\lambda_{g\text{test} \rightarrow l}$, analogamente a quanto già esposto nella Sezione 5.2.5.2, la sua espressione si trova dal confronto della (5.37) con la (5.38), per cui si ottiene

$$\lambda_{g\text{test} \rightarrow l} = \left(\frac{l_{\text{eff},test}}{l_{\text{eff},bp}} \right)^{1/m_{ed}} \quad (5.46)$$

Il coefficiente k_{ed} è quello che consente di passare dal valore caratteristico $f_{g,k}$, ottenuto mediante prova di flessione normata su doppio anello, al valore caratteristico della resistenza del bordo $f_{g,k,ed}$ ottenuto con la prova sperimentale che genera la distribuzione (5.37), in modo tale che sia

$$f_{g,k,ed} = k_{ed} f_{g,k} . \quad (5.47)$$

Si dovranno quindi due verifiche: una relativa alla raffica di picco su $\tau = 3$ sec, la seconda al vento mediato su $\tau = 10$ min. Si è attualmente in attesa di dati sperimentali che permettano la taratura di questi coefficienti.

5.3.4 Problemi aperti nella calibrazione dei coefficienti parziali

La mancanza di dati sperimentali per la caratterizzazione della resistenza del bordo lastra è già stata evidenziata per il caso studio della sezione 5.3.3.4. Nel seguito ci si riferirà quindi a problematiche più generali, connesse alla calibrazione dei coefficienti parziali effettuata nelle Sezioni 5.3.3.1, 5.3.3.2, e 5.3.3.3.

Innanzitutto, occorre ricordare che la funzione statistica delle resistenze qui utilizzata è stata tarata sulla base di un numero relativamente ridotto di test. Una campagna sperimentale più ampia, che consideri produzioni provenienti da vari impianti anche situati in nazioni diverse, è necessaria per ottenere una maggiore precisione nella taratura dei coefficienti parziali del materiale. Da questi dati si dovrà trovare una funzione probabilistica “universale”, sia per il lato stagno che per il lato aria, da utilizzare negli sviluppi analitici. Una volta nota tale funzione, nella formula di verifica (5.22) va inserito il valore $f_{g,k}$ caratteristico della statistica che si considera, che potrebbe eventualmente essere diverso dal valore nominale attualmente stabilito da norme di prodotto (vedasi Tabella 2.4).

In mancanza di questi dati, i valori dei coefficienti parziali ottenuti dai casi studio della Sezione 5.3.3 non possono essere considerati definitivi, restando comunque indicativi della procedura da seguire. Va in ogni caso ricordato che per strutture di prima classe i coefficienti ottenuti sono in perfetto accordo con quanto proposto, sulla base dell’esperienza e di pratiche costruttive consolidate, nella versione 2009 del progetto di norma PrEN13474/3.

Esiste però un’altra incertezza, legata al fatto che le probabilità di crisi accettate, in accordo con la UNI EN 1990, sono molto basse (dell’ordine di $10^{-5} \div 10^{-6}$ in 50 anni). Ogni statistica di Weibull del materiale viene tarata sulla base di un numero di dati sperimentali necessariamente molto inferiore a quello che si renderebbe necessario per valutare ordini di grandezza così piccoli. Poiché negli integrali di convoluzione del tipo (5.21) i contributi più significativi si trovano in corrispondenza alla coda estrema della funzione cumulata delle resistenze (Figura 5.7), il modello statistico deve essere estrapolato su valori delle resistenze di solito molto inferiori rispetto ai valori misurati sperimentali-

mente. Per verificare l'attendibilità dell'estrapolazione della funzione cumulata delle resistenze occorrerebbe quindi una campagna sperimentale con decine di migliaia di prove.

La procedura per la taratura dei coefficienti parziali condotta nella Sezione 5.3.3 dovrebbe comunque essere cautelativa. Per illustrare questo aspetto, si possono citare le esperienze riportate in [Durchholtz *et al.*, 1995] su lastre vergini e lastre danneggiate artificialmente, provenienti da varie linee produttive. Tale campagna sperimentale ha mostrato che vetri danneggiati, con bassissime resistenze meccaniche, sembrerebbero interpretabili con statistiche di Weibull meno penalizzanti di quelle relative ai materiali vergini.

Ciascun campione è stato testato secondo UNI-EN1288 con sforzo considerato equibiassiale su un'area efficace $A_{\text{test}} = 0.24 \text{ m}^2$, oppure su un'area efficace $A_{\text{test}} = 2.54 \text{ cm}^2$. I dati sperimentali sono stati rappresentati con una statistica di Weibull della forma

$$P = 1 - \exp \left[- \left(\frac{x}{\Theta} \right)^m \right], \quad (5.48)$$

dove Θ è ricavato sperimentalmente (i valori sono riportati in Tabella 5.8) e per la quale il passaggio rispetto a parametri normalizzati riferiti alla superficie unitaria si effettua osservando che nella prova equibiassiale si ha che $A_{\text{eff}} = k A_{\text{test}} = A_{\text{test}}$ nella (2.36), poiché $k = 1$. Eguagliando le funzioni di probabilità

$$P = 1 - \exp \left[- \left(\frac{x}{\Theta} \right)^m \right] = P = 1 - \exp \left[- A_{\text{test}} \left(\frac{x}{\sigma_0} \right)^m \right], \quad (5.49)$$

si ottiene quindi la corrispondenza

$$\sigma_0 = (A_{\text{test}})^{1/m} \Theta. \quad (5.50)$$

Nella Tabella 5.8 si riportano i parametri di Weibull definiti come sopra, relativi ad diversi campioni, ciascuno composto da circa 30 provini, ottenuti da tre diverse linee di produzione, sia vergini (serie LN1, LN2 e LN3), sia con un danneggiamento superficiale uniforme artificialmente impresso (serie LN1d, LN2d e LN3d).

Nella stessa tabella si riportano quindi i coefficienti parziali del materiale γ_M ed i coefficienti riduttivi R_M , calcolati con la stessa procedura indicata nella Sezione 5.3.3.1, relativamente al vento di picco della durata di 3 secondi. Tali coefficienti sono calcolati in accordo con la (5.31) e la (5.32).

Tabella 5.8. Parametri di Weibull per gli esperimenti di [Durchholtz *et al.*, 1995]. Coefficienti R_M e γ_M calcolati per lo stesso caso della Sezione 5.3.3.1 sotto un vento di picco di 3 secondi.

Campione	m	Θ	A_{test}	σ_0	R_M	γ_M
LN1	4	149 MPa	2.54 cm ²	594.8 Mpa mm ^{2/4}	0.68	22.01
LN1d	23	47 MPa	2.54 cm ²	59.8 Mpa mm ^{2/23}	0.90	1.685
LN2	4	133 MPa	2.54 cm ²	530.9 Mpa mm ^{2/4}	0.70	23.18
LN2d	19	47 MPa	2.54 cm ²	62.9 Mpa mm ^{2/19}	0.88	1.93
LN3	3	154 MPa	2.54 cm ²	975.2 Mpa mm ^{2/3}	0.81	35.76
LN3d	22	47 MPa	2.54 cm ²	60.5 Mpa mm ^{2/22}	0.89	1.73

Per interpretare questi dati, occorre ricordare che nella distribuzione di Weibull il parametro m dipende dalla dispersione dei risultati: tanto più alto è m , tanto meno dispersi sono i risultati e viceversa. D'altra parte, il coefficiente σ_0 è correlato con i valori medi delle resistenze: tanto più alto è σ_0 , tanto maggiore è "in media" la resistenza del materiale. Si vede quindi dalla Tabella 5.8 che i vetri danneggiati presentano sempre resistenze "medie" molto minori rispetto a quelle dei vetri vergini, ma la corrispondente dispersione è di gran lunga minore.

I dati relativi ai materiali vergini appaiono però *eccezionalmente* dispersi: per il vetro float ordinario sono infatti comunemente accettati nella pratica valori di m dell'ordine di $5 \div 7$, valori confermati dai risultati sperimentali della Sezione 2.1.3. Tale valore anomalo della dispersione è probabilmente dovuta al fatto che questi dati sono il risultato di test eseguiti su provini di piccole dimensioni (ritagliati da una lastra) con numerosità campionarie modeste (circa 30 provini per campione): in questo caso è possibile che la dispersione dei risultati risulti dall'aver "sondato" difettosità differenti che, appartenendo a una singola lastra, avrebbero dato un solo risultato se questa fosse stata testata nella sua interezza. L'ipotesi di applicabilità della statistica di Weibull (compreso l'effetto scala) richiede che la difettosità sia omogenea, ma su aree di prova troppo modeste questa ipotesi non è verificata. Nella norma UNI EN 1288 viene indicato che le prove con doppio anello piccolo (EN1288-5, come quello usato dagli autori dell'articolo citato) sono da utilizzare per prove comparative, ma non sono adatte a caratterizzare la resistenza del vetro. D'altra parte, nel caso del danneggiamento uniforme prodotto ad arte, l'ipotesi di omogeneità può considerarsi accettabile anche su piccole aree di prova. Per questo motivo, i dati della Tabella 5.8 devono essere considerati solo a livello qualitativo: indicano chiaramente che provini danneggiati possono avere dispersioni ben minori di provini vergini.

Sebbene quindi i risultati della Tabella 5.8 non possano essere considerati pienamente rappresentativi, tuttavia possono suggerire alcune osservazioni a livello qualitativo che dovranno essere approfondite da studi futuri.

Innanzitutto, si può osservare che utilizzando i dati relativi ai campioni danneggiati, si ottengono per questo caso dei coefficienti parziali del materiale che sono di gran lunga minori di quelli relativi ai campioni vergini. Questo risultato sembrerebbe in contrasto con l'intuizione, che attribuirebbe al danneggiamento un effetto peggiorativo. Tuttavia, occorre fare le considerazioni che seguono.

Innanzitutto, il procedimento di abrasione utilizzato in [Durchholtz *et al.*, 1995] potrebbe in teoria avere effetto benefico, in quanto potrebbe "levigare" la superficie, aumentando il numero di difetti di dimensioni contenute, ma riducendo le dimensioni caratteristiche dei difetti preponderanti.

In ogni caso, è chiaro da un punto di vista analitico che i coefficienti parziali calcolati dipendono, in maniera preponderante, dal parametro m . I valori relativi ad $m = 3$ o $m = 4$ risultano essere molto più grandi di quelli ottenuti per i casi di studio della Sezione 5.3.4, mentre quelli relativi a $m \cong 20$ sono inferiori. Questo risultato è dovuto all'integrale di convoluzione (5.21), che per basse probabilità di collasso come quelle cercate, rende significativa solo la coda estrema della distribuzione cumulata delle resistenze (Figura 5.7). In tale tratto quello che conta è l'andamento asintotico della distribuzione, ovvero il coefficiente m . Dato che questo parametro interpreta la dispersione dei risultati, si conclude che l'estrapolazione verso probabilità di collasso molto basse è determinata, in primo luogo, dalla dispersione dei risultati: tanto più i risultati sono dispersi, tanto più alta diventa la probabilità di collasso lasciando invariati gli altri parametri. Il coefficiente di Weibull σ_0 è correlato con i valori medi delle resistenze, ma tale valore è determinante nella (5.21) solo allorché si tenda verso probabilità di collasso relativamente alte; per valori bassi delle probabilità, quello che conta, in pratica, è il solo parametro m .

I coefficienti γ_M calcolati penalizzano quindi in maniera determinante le alte dispersioni. Va osservato che, aumentando la probabilità di collasso di targa, ovvero passando da verifiche in classe seconda a verifiche in classe prima, il coefficiente R_M è più basso nei materiali vergini che nei materiali danneggiati. Questo è dovuto al fatto che, aumentando la probabilità di collasso, diventa sem-

pre più importante il parametro σ_0 rispetto ad m , perché nell'integrale (5.21) tendono a pesare di più i contributi centrali nella distribuzione cumulata delle resistenze.

Resta dunque aperta la questione che segue. Fino a che punto è possibile estrapolare i dati relativi ad una distribuzione teorica di Weibull tarata su un numero contenuto di punti sperimentali? In particolare, danneggiando superficialmente un ridotto numero di elementi, sarebbe possibile stimare il comportamento degli elementi più deboli in una popolazione molto più ampia?

Al momento attuale non è possibile dare una risposta a questa domanda, né tanto meno stimare il numero di campioni danneggiati da ritenersi rappresentativi. Da un punto di vista puramente euristico, per tener conto di questo effetto, potrebbe essere considerata nell'integrale (5.21) una distribuzione cumulata delle resistenze della forma

$$F_{\sigma,A,\tau}(x) = \begin{cases} F_{\sigma,A,\tau}^{\text{danneggiato}}(x), & \text{per } 0 < x \leq x_0, \\ F_{\sigma,A,\tau}^{(\text{aria+stagno})/2}(x), & \text{per } x > x_0, \end{cases} \quad (5.51)$$

dove $F_{\sigma,A,\tau}^{\text{danneggiato}}(x)$ rappresenta la funzione cumulata delle resistenze relative a campioni danneggiati. Il valore di raccordo x_0 potrebbe essere identificato tramite la condizione $F_{\sigma,A,\tau}^{\text{danneggiato}}(x_0) = F_{\sigma,A,\tau}^{(\text{aria+stagno})/2}(x_0)$. Al momento attuale, però, non si dispongono di dati certi relativi a campioni danneggiati. In secondo luogo, il danneggiamento dovrebbe essere fatto secondo una procedura normalizzata che al momento non è definita. In terzo luogo, l'efficienza della (5.51) dovrebbe essere verificata elaborando i dati relativi ad una popolazione molto ampia, che sia ritenuta significativa per la stima di probabilità di crisi molto basse.

In ogni caso, l'introduzione della funzione probabilistica di rottura dei vetri danneggiati per tensioni inferiori a un valore x_0 potrebbe essere un modo per introdurre un valore di soglia nelle resistenze per brevi tempi di carico del vetro float, non tanto per seguire una diversa distribuzione delle resistenze. La bassa dispersione dei dati sperimentali su vetri danneggiati ad arte non è esemplificativa del danneggiamento in opera, dove la variabilità della difettosità è molto grande (vetri nominalmente soggetti alla stessa "vita" in opera generalmente manifestano danneggiamenti abbastanza diversi); è invece indicativa del fatto che la resistenza meccanica non sembra abbassarsi sotto un livello limite che risulta sensibilmente superiore a quello previsto estrapolando i dati sperimentali su vetri "nuovi". Questa possibilità deve essere verificata da ulteriori studi. Comunque, i risultati ottenuti estrapolando i dati dei provini vergini, così come è stato fatto nella Sezione 5.3.3 sembrerebbero essere cautelativi, in quanto i dati di letteratura su provini danneggiati appaiono confermare, seppur a livello qualitativo, che l'aumento dei difetti superficiali riduce la dispersione dei risultati.

Occorre infine ricordare che i vetri, soprattutto se direttamente esposti agli agenti atmosferici, sviluppano nel tempo un danneggiamento superficiale. Per le ragioni sopra esposte, tale danneggiamento non sembra influenzare la probabilità di crisi purché questa sia mantenuta a livelli estremamente bassi come quelli indicati dalla UNI EN 1990. Aumentando le probabilità di collasso di targa a livelli dell'ordine di 10^{-3} si dovrà invece tener conto "dell'invecchiamento" superficiale del vetro, in quanto a tale livello risultano significativi nella popolazione i valori medi rispetto a quelli estremi. Questa considerazione può essere utile nella calibrazione dei coefficienti parziali per gli elementi di classe zero, così come definiti nella Sezione 3.2.1, per i quali si richiede una probabilità di collasso inferiore rispetto ai limiti stabiliti dalla UNI EN 1990 come indicato nella Sezione 3.2.3.

5.4 Fattori correttivi

5.4.1 Influenza dell'area di carico.

Facendo riferimento alla Sezione 5.3.2, dalla formula di verifica (5.22), nel caso in cui si consideri il caso di una lastra di area generica A , si ottiene

$$\sigma_{\max,d,\tau} \leq \frac{k_{\text{mod},\tau} \lambda_{gA_{\text{test}} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} f_{g,k}}{R_M \gamma_M}, \quad (5.52)$$

dove

$$\lambda_{gA_{\text{test}} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{A_{\text{test}}}{k_{\text{aria}} A} \right)^{1/m_{L,\text{aria}}} + \left(\frac{A_{\text{test}}}{k_{\text{stagno}} A} \right)^{1/m_{L,\text{stagno}}} \right]. \quad (5.53)$$

Quest'ultima espressione può essere utilizzata per tenere conto dell'effetto scala nel caso in cui se ne voglia dare una valutazione accurata, previa valutazione delle aree efficaci $k_{\text{aria}} A$ e $k_{\text{stagno}} A$ per il caso in esame. I coefficienti k_{aria} e k_{stagno} sono calcolabili tramite la (5.19).

Occorre però precisare che, nei casi pratici, sebbene il lato aria abbia una dispersione maggiore del lato stagno ($m_{L,\text{aria}} < m_{L,\text{stagno}}$), in genere questo effetto è compensato dal fatto che la tensione caratteristica di rottura per il lato aria è maggiore che per il lato stagno (cfr. Tabella 2.8). Inoltre, per i valori delle aree efficaci che si riscontrano nei casi pratici di maggiore interesse, i coefficienti $m_{L,\text{aria}}$ e $m_{L,\text{stagno}}$ sono poco diversi fra loro e in genere talmente alti da rendere la distinzione effettuata nella (5.53) di relativa importanza. In via semplificativa, anche in accordo con le indicazioni di altre normative tecniche (ad es. ASTM E1300-09a), in prima approssimazione si consiglia di assumere nella (5.53) il valore $m_{L,\text{aria}} \cong m_{L,\text{stagno}} \cong 7$. Si ha quindi

$$\lambda_{gA_{\text{test}} \rightarrow kA}^{(aria+stagno)/2} \cong \left(\frac{A_{\text{test}}}{k A} \right)^{1/7} = \left(\frac{0.24 \text{ m}^2}{k A} \right)^{1/7}, \quad (5.54)$$

dove il coefficiente k si valuta considerando $m_L = 7$ nella (5.19). Ora, data la non-linearità geometrica del problema, k dipende oltre che dalle condizioni di vincolo anche dalle dimensioni della lastra e dall'entità dei carichi. Nel caso paradigmatico di una lastra appoggiata sui 4 lati, trattata nella Sezione 5.3.3, un'analisi parametrica mostra che il coefficiente k diminuisce al crescere della snellezza della lastra per effetti del secondo ordine. Nella maggior parte dei casi, i limiti superiori del valore di k si ottengono trascurando la non linearità geometrica, ovvero conducendo un'analisi elastica lineare della lastra. Per i casi più comuni nella pratica relativi a lastre inflesse, il coefficiente k è quello riportato nella successiva Tabella 7.5.

5.4.2 Influenza della durata dei carichi.

Per tenere conto del fenomeno della fatica statica, si introduce il coefficiente k_{mod} così come definito al punto 2.1.1.2, la cui espressione è data dalla (2.16). I valori di k_{mod} per i più rappresentativi tempi di carico sono indicati nella terza colonna della Tabella 2.2.

5.4.3 Influenza della finitura dei bordi (filo lastra e fori).

Gli effetti sulla resistenza meccanica del livello di finitura dei bordi della lastra sono già stati discussi nella Sezione 2.1.4. Ovviamente, questo aspetto è ancor più importante quando le fratture partono dal bordo.

Si può tenere conto di questo effetto definendo il coefficiente riduttivo k_{ed} della tensione caratteristica quando la sollecitazione massima si manifesta sul bordo, in accordo con la (5.47).

Al momento non esiste una campagna sistematica di prove sperimentali rivolta alla valutazione del coefficiente k_{ed} . I valori consigliati dalla normativa ASTM sono riportati nella Tabella 2.9, mentre altre normative consigliano una riduzione forfettaria della resistenza del 20% (Tabella 2.10), come indicato al paragrafo 2.1.4.

Per quanto riguarda l'effetto scala, la sua influenza è definita dal coefficiente $\lambda_{g|test \rightarrow l}$ che, in accordo con la (5.45), è definito più in generale da un'espressione del tipo

$$\lambda_{g|test \rightarrow l} = \left(\frac{l_{eff, test}}{l_{eff, b}} \right)^{1/m_{ed}} = \left(\frac{k_{l, test} l_{test}}{k_b l_b} \right)^{1/m_{ed}}, \quad (5.55)$$

dove $l_{eff, b} = k_b l_b$ rappresenta la lunghezza efficace del bordo dell'elemento considerato.

In riferimento a quanto suggerito in [Sedlacek *et al.*, 1999], si raccomanda il valore $m_{ed} = 5$ per bordi lucidati e $m_{ed} = 12.5$ per bordi molati. Utilizzando l'espressione (5.38)₂, per $m_{ed} = 12.5$ si ottengono valori di k_b pari a 1 per distribuzione uniforme delle tensioni, $k_b = 0.2434$ per distribuzione parabolica (simmetrica rispetto alla mezzeria e nulla agli estremi) e $k_b = 0.0741$ per distribuzione triangolare (simmetrica rispetto alla mezzeria e nulla agli estremi). Per $m_{ed} = 5$ si ottiene k_b sempre pari a 1 per distribuzione uniforme delle tensioni, $k_b = 0.3694$ per distribuzione parabolica e $k_b = 0.1667$ per distribuzione triangolare. Pertanto, riferendosi agli esperimenti di [Sedlacek *et al.*, 1999] nei quali la distribuzione delle tensioni nel test è triangolare e $l_{test} = 0.46$ m si ha

$$\text{bordi lucidati:} \quad \lambda_{g|test \rightarrow l} = \left(\frac{0.1667 \cdot 0.45 \text{ m}}{k_b l_b} \right)^{1/5}, \quad (5.56)$$

$$\text{bordi molati:} \quad \lambda_{g|test \rightarrow l} = \left(\frac{0.0741 \cdot 0.45 \text{ m}}{k_b l_b} \right)^{1/12.5}. \quad (5.57)$$

I valori di k_b da considerarsi sono, rispettivamente, quelli relativi a $m_{ed} = 5$ e $m_{ed} = 12.5$ mentre l_b rappresenta la lunghezza totale del bordo dell'elemento soggetto a trazione. Per elementi come travi o pinne, sono sconsigliabili bordi semplicemente tagliati o bisellati.

Come discusso al paragrafo 2.1.4, al momento non sono disponibili dati sperimentali sistematici e non si trova omogeneità d'indicazioni in letteratura. Si consiglia comunque, prudenzialmente, di tenere conto di una riduzione di resistenza al bordo, secondo quanto descritto nella presente sezione, per elementi con tutto il bordo soggetto a condizioni di trazione massima, come può avvenire in travi o pinne di vetro, mentre si ritiene che il coefficiente riduttivo k_{ed} e l'effetto scala, definito mediante il coefficiente $\lambda_{g|test \rightarrow l}$, possano essere ignorati per lastre inflesse.

5.4.4 Influenza dei trattamenti superficiali

Così come descritto nella Sezione 2.1.5, i trattamenti della superficie del vetro, quali ad esempio

sabbiatura o acidatura, possono diminuirne la resistenza meccanica. Ai fini statistici, si può tenere conto di questo effetto introducendo il fattore riduttivo della resistenza meccanica k_{sf} , secondo la definizione che segue: in termini di resistenza probabilistica, sono equivalenti gli effetti della tensione σ_{\max} in una lastra vergine e gli effetti della tensione

$$\sigma_{\max, sf} = k_{sf} \sigma_{\max}, \quad (5.58)$$

nella stessa lastra trattata in superficie.

Ovviamente k_{sf} dipende dal tipo di trattamento superficiale, dal livello di finitura dei bordi e da eventuali processi di presollecitazione (tempera termica o chimica), ma su questo aspetto l'attività sperimentale è ad oggi carente. Per i trattamenti di sabbiatura e acidatura, valori indicativi del coefficiente k_{sf} così come dedotti dalle prove eseguite dal CEN-TC129/WG19 su dischi di vetro float $\phi 100$ mm (Sezione 2.1.5) sono indicati nella Tabella 2.11. Valori desunti dalla consuetudine progettuale relativi al vetro smaltato o stampato sono riportati nella Tabella 7.4 del Capitolo 7.

5.5 Vetri presollecitati

5.5.1 Generalità

Come discusso nella sezione 2.1.1.3, nel caso di vetri presollecitati il fattore di intensificazione degli sforzi all'apice delle fessure non è direttamente proporzionale alla tensione σ_g sollecitante, ma dipende anche dalla somma algebrica tra σ_g e le autotensioni di compressione indotte dal processo di tempera. Le Sezioni 2.1.1.3.1 e 2.1.1.3.2 descrivono rispettivamente il profilo dello stato di precompressione indotto nel vetro per trattamenti termici o chimici: la verifica potrebbe quindi essere condotta a livello micromeccanico, utilizzando il modello di accrescimento delle fessure descritto nella Sezione 2.1.1.1.

Nelle verifiche strutturali si preferisce però riferirsi sempre ai valori macroscopici delle tensioni applicate, calcolabili tramite una modellazione elastica del corpo. Nei metodi di livello III, detta $Q_{d,\tau}$ il valore della generica azione applicata per il tempo caratteristico τ e $\sigma_{\max,d,\tau} = S(\gamma_Q Q_{d,\tau})$ il suo effetto in termini di tensione massima, la verifica si conclude in una disequaglianza del tipo

$$\sigma_{\max,d,\tau} = S(\gamma_Q Q_{d,\tau}) \leq R_{d,pre} + R_{d,post}, \quad (5.59)$$

dove $R_{d,pre}$ è resistenza dovuta alla precompressione indotta sulla superficie dal trattamento di tempera, mentre $R_{d,post}$ rappresenta la resistenza addizionale del vetro al di là della decompressione. Il significato della (5.59) è in accordo con le conclusioni della sezione 2.1.1.3: il meccanismo di rottura del vetro per propagazione della frattura dominante si attiva solo dopo che siano stati decompressi i lembi della fessura: la resistenza globale è data dalla somma dei due effetti.

Secondo questa visione inoltre, la resistenza post-decompressione, $R_{d,post}$, è la medesima misurata sul vetro ricotto in assenza di presollecitazione: pertanto la sua caratterizzazione in termini probabilistici è la medesima del Capitolo 5.3.

Il contributo di $R_{d,pre}$ è invece conseguente ad un trattamento di tempera (termica o chimica), indotto con procedimenti controllati e, in generale, associato ad una statistica diversa da quella del vetro ricotto. Al proposito occorre tenere presente che:

- lo stato di precompressione nel vetro è in genere uniforme;
- il valore della precompressione non è influenzato dal tipo di faccia, lato stagno o lato aria;
- non si rilevano perdite significative di precompressione nel tempo (questo è dovuto all'elevatissimo tempo di rilassamento a temperature inferiori a 300 °C);

- non si riscontrano effetti dipendenti dall'area effettiva di carico;
- lo stato di precompressione può essere diverso in prossimità di bordi o fori.

In conclusione, per $R_{d,pre}$ e $R_{d,post}$ si possono assumere espressioni del tipo

$$R_{d,post} = \frac{k_{mod,\tau} f_{g,k}}{R_M \gamma_M}, \quad R_{d,pre} = \frac{(f_{b,k} - f_{g,k})}{R_{M;v} \gamma_{M;v}}, \quad (5.60)$$

dove il significato dei simboli per quanto riguarda $R_{d,post}$ è lo stesso che nella (5.31), mentre in $R_{d,pre}$ si è indicato con $f_{b,k}$ il valore caratteristico di resistenza a rottura del vetro presollecitato, con $\gamma_{M;v}$ il valore del coefficiente parziale relativo alla precompressione, e con $R_{M;v}$ il fattore che fornisce la correzione nel passaggio da verifiche di seconda a prima classe.

Si noti che nell'espressione di $R_{d,pre}$ non compare il coefficiente k_{mod} , in quanto lo stato di presollecitazione è in generale indipendente dal tempo di applicazione del carico. Le autotensioni sono comunque sensibilmente diverse in prossimità dei bordi (ma non necessariamente ciò corrisponde a una loro riduzione): di questo effetto si dovrà tener conto con un coefficiente correttivo analogo al k_{ed} del paragrafo 5.4.3. I fattori k_{ed} e k'_{ed} sono quindi definibili solamente attraverso la una procedura di calibrazione su base probabilistica analoga a quella adottata per gli altri coefficienti.

5.5.2 Calibrazione dei coefficienti parziali per il vetro presollecitato

La calibrazione dei coefficienti γ_v e R_v che appaiono nell'espressione (5.60) di $R_{d,pre}$ si può effettuare valutando, come nella Sezione 5.3, la probabilità di rottura con metodi di livello I per alcuni casi paradigmatici. In particolare, la probabilità di collasso in un anno di vita si ricava con un'espressione analoga alla (5.21) del tipo

$$P_{f,1y} = \int_{-\infty}^{+\infty} F_{\sigma,A,\tau}(x) \cdot f_{\sigma,pr,\tau}(x) \cdot dx, \quad (5.61)$$

dove $f_{\sigma,pr,\tau}$ rappresenta la densità di probabilità degli effetti delle azioni mentre $F_{\sigma,A,\tau}$ è la funzione probabilità cumulata di ottenere crisi per tensioni massime nella lastra minori del valore x .

Considerato un progetto ottimale che raggiunge la probabilità di collasso di targa per verifiche di seconda classe, si calibra il coefficiente $\gamma_{M;v}$ in modo che sia verificata l'uguaglianza nella disequazione, analoga alla (5.31),

$$\sigma_{max,d,\tau} = S(\gamma_Q Q_{d,\tau}) \leq \frac{k_{mod,\tau} f_{g,k}}{R_M \gamma_M} + \frac{f_{b,k} - f_{g,k}}{R_{M;v} \gamma_{M;v}}, \quad (5.62)$$

dove i valori di $k_{mod,\tau}$, $f_{g,k}$, R_M e γ_M sono quelli relativi al vetro float, $\gamma_Q = 1.5$ e $R_{M;v} = 1$ per verifiche in seconda classe. Per quanto riguarda il valore caratteristico di resistenza a rottura del vetro presollecitato $f_{b,k}$, i valori nominali sono indicati nella Tabella 2.4 per vari trattamenti (vetro indurito, temperato termicamente o chimicamente).

Successivamente, si considera un progetto ottimale in prima classe che raggiunga la probabilità di collasso di targa, e si determina il valore di $R_{M;v}$ che permette di raggiungere l'uguaglianza nella (5.31) considerando il valore di $\gamma_{M;v}$ precedentemente trovato.

Purtroppo, non esistono al momento prove sistematiche analoghe a quelle effettuate per il vetro ricotto che permettano una valutazione statistica accurata della probabilità di rottura del vetro presollecitato. In attesa di ulteriori studi specifici, la calibrazione viene effettuata sulla base

dell'esperienza e delle tradizioni costruttive, facendo riferimento alle normative vigenti e in particolare alle proposte del CEN-TC129/WG8.

La prEN 16612 (2013) propone nella Tabella 2, per strutture assimilabili alla prima classe il valore $R_{M;v} \cdot \gamma_{M;v} = 1.2$. Come già notato alla fine del paragrafo 5.3.3.1, se si trascurano le non linearità geometriche, il ruolo assunto dal coefficiente R_M nelle verifiche strutturali è analogo a quello del coefficiente K_{FI} riduttivo delle azioni, introdotto dalla EN1990 (punto B3.3). In conformità con il valore $K_{FI} = 0.9$ indicato nella EN1990, si suggerisce quindi il valore $R_{M;v} = 0.9$ per verifiche in prima classe; segue il valore $\gamma_{M;v} = 1.2/0.9 = 1.33$.

Arrotondando i valori sopra indicati, si propone di utilizzare il coefficiente $\gamma_{M;v} = 1.35$ ed i fattori $R_{M;v} = 0.9$, per verifiche in prima classe, e $R_{M;v} = 1$, per verifiche in seconda classe.

6 MODELLI DI CALCOLO

6.1 Generalità

Nell'affrontare l'analisi di un problema strutturale mediante un modello di calcolo, in generale è necessario definire lo schema geometrico, i modelli costitutivi e il modello di analisi strutturale. Ciascuno di questi modelli può essere scelto con un diverso grado di accuratezza.

Il livello di accuratezza della modellazione è da commisurarsi all'importanza dell'opera, decisa da vari fattori quali l'onere economico della costruzione e l'impegno strutturale dell'elemento connesso alla sua pericolosità in caso di collasso.

L'onere economico dell'opera si differenzia in base al fatto che la sostituzione dell'elemento non presenti particolari problemi (per la semplicità dell'opera o perché sono stati previsti idonei dispositivi per la sostituzione in fase di progettazione) o sia particolarmente onerosa per la geometria dell'opera (vetrate poste a grande altezza) o per la complessità della giunzione.

L'impegno strutturale cresce con la tipologia costruttiva dell'elemento; un elenco esemplificativo, in ordine crescente, può essere il seguente:

1. pannelli vincolati su più lati con ritegno meccanico verticali e orizzontali;
2. pannelli vincolati su più lati con giunto siliconico verticali e orizzontali;
3. vetrate per punti verticali e orizzontali;
4. pinne verticali;
5. travi orizzontali;
6. strutture particolari (telai in solo vetro, strutture di grande luce, con giunzioni complesse, pilastri).

L'importanza dell'opera è classificata in base alla sua classe d'uso, così come paragrafo 4.4.2.1, ovvero: Classe *I* – Costruzioni con presenza occasionale; Classe *II* – Edifici con normale affollamento; Classe *III* – Edifici con affollamento significativo; Classe *IV* – Edifici strategici.

La pericolosità in caso di collasso dipende dal livello prestazionale e di sicurezza che la struttura può garantire in seguito al collasso stesso; si riconoscono vari livelli di pericolosità, a seconda che:

- in caso di collasso non si abbiano sensibili conseguenze in termini sia di operatività sia di salvaguardia della vita;
- in caso di collasso venga compromessa l'operatività;
- ci sia rischio di perdita di vite umane.

Nel caso in cui il collasso eventuale comporti seri rischi per la vita umana si richiede la considerazione del comportamento a rottura secondo quanto previsto al paragrafo 3.1.4, soprattutto in riferimento all'azione sismica.

Le modellazioni minime richieste sono definite a seconda dell'impegno strutturale dell'opera:

- Per pannelli vincolati su più lati con ritegno meccanico verticali e orizzontali si richiede:
 - a) analisi elastica lineare;
 - b) analisi mono o bidimensionale a seconda del tipo di vincoli, con il metodo dello spessore equivalente se stratificato e se le condizioni di vincolo lo consentono (vedi par. 6.3);
 - c) analisi con non linearità geometrica se la freccia è maggiore di metà dello spessore totale della lastra.

- Nel caso di solai la cui rottura può compromettere l'incolumità fisica degli occupanti, se non sono state previste prove sperimentali, si deve analizzare il comportamento post-rottura del vetro.
- Per pannelli vincolati su più lati con giunto siliconico verticali e orizzontali si richiede:
 - a) analisi elastica lineare;
 - b) analisi mono o bidimensionale a seconda del tipo di vincoli, con il metodo dello spessore equivalente se stratificato e se le condizioni di vincolo lo consentono (vedi par. 6.3);
 - c) analisi con non linearità geometrica se la freccia è maggiore di metà dello spessore totale della lastra.
 - d) Per la schematizzazione del vincolo, legata alla particolarità del silicone stesso, si veda il par. 6.2.4.
- Per vetrate verticali appese per punti, si richiede:
 - a) per il calcolo delle sollecitazioni in punti lontani dai vincoli, analisi con modelli elastici lineari o con possibile non linearità geometrica e con il metodo dello spessore equivalente se stratificato (vedi par. 6.3) e vincoli puntuali, con modellazione a piastra-guscio;
 - b) per valutare la concentrazione di tensioni in prossimità dei vincoli, in assenza di specifica certificazione da parte del produttore del sistema di aggancio, si dovrà procedere con una modellazione 3-dimensionale, con modellazione elastico-lineare dei componenti, con parametri elastici tarati in base alla temperatura di esercizio e ed alla durata dei carichi. In alternativa alla modellazione 3D, si potrà procedere ad una modellazione 2D utilizzando un elemento dedicato di tipo multilayer (paragrafo 6.3.3.2).
- Per vetrate orizzontali appese per punti si richiede, oltre a quanto previsto per le vetrate verticali, nel caso di pericolosità per le persone e quando non siano state condotte prove sperimentali post-rottura, una modellazione del comportamento della lastra in seguito alla rottura parziale o totale del vetro.
- Per le pinne verticali si richiede:
 - a) modellazione elastica geometricamente non lineare, a lastra, con particolare attenzione ai problemi di instabilità del guscio;
 - b) per valutare la concentrazione di tensioni in prossimità dei vincoli o giunti intermedi, in assenza di specifica certificazione da parte del produttore del sistema di aggancio, si dovrà procedere con una modellazione 3-dimensionale, con modellazione elastico-lineare dei componenti, con parametri elastici tarati in base alla temperatura di esercizio e ed alla durata dei carichi. In alternativa alla modellazione 3D, si potrà procedere ad una modellazione 2D utilizzando un elemento dedicato del tipo multilayer (paragrafo 6.3.3.2).
- Per travi orizzontali si richiede:
 - a) modellazione elastica geometricamente non lineare mono o bi-dimensionale, con particolare attenzione ai problemi di instabilità.
 - b) per valutare la concentrazione di tensioni in prossimità dei vincoli o giunti intermedi, in assenza di specifica certificazione da parte del produttore del sistema di aggancio, si dovrà procedere con una modellazione 3-dimensionale, con modellazione elastico-lineare dei componenti, con parametri elastici tarati in base alla temperatura di esercizio e ed alla durata dei carichi. In alternativa alla modellazione 3D, si potrà procedere ad una modellazione 2D

utilizzando un elemento dedicato del tipo multilayer (paragrafo 6.3.3.2). In mancanza di specifiche prove post-rottura, dovrà essere modellato il comportamento in seguito a rottura parziale o totale del vetro.

- Per strutture particolari (telai in solo vetro, strutture di grande luce, con giunzioni complesse, pilastri) vanno considerati caso per caso modelli di adeguata affidabilità.

6.2 Modellazione dei materiali

6.2.1 Vetro

Il vetro float, per temperature inferiori a 300÷400°C, può essere modellato come un materiale elastico lineare. I valori delle caratteristiche meccaniche che definiscono il comportamento prodotto per prodotto, e la loro variabilità dovuta a fattori legati alla produzione, possono essere ottenuti dalle seguenti norme di prodotto (si veda Capitolo 2): UNI EN 572-1, UNI EN 1748-1-1, UNI EN 1748-2-1, UNI EN 1863-1, UNI EN 12150-1, UNI EN 12337-1, UNI EN ISO 12543-1, UNI EN 13024-1, UNI EN 14178-1, UNI EN 14179-1, UNI EN 14321-1.

Le caratteristiche meccaniche del materiale possono essere variabili così come descritto in Tabella 2.1, ma qualora nella modellazione non sia indispensabile una precisione assoluta, queste potranno essere assunte pari a:

- | | |
|---|---|
| • modulo di elasticità normale (Young) | $E = 70000 \text{ MPa,}$ |
| • coefficiente di Poisson | $\nu = 0.22,$ |
| • densità | $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3,$ |
| • coefficiente di espansione termica 20÷300°C | $\alpha = 9 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}.$ |

L'ipotesi costitutiva di elasticità lineare per il vetro può essere assunta per qualsiasi "livello di accuratezza" scelto per l'analisi della struttura in esame.

6.2.2 Polimeri per intercalare

Nel caso di elementi di vetro stratificato le lastre sono collegate da un intercalare di materiale polimerico. Per le applicazioni architettoniche i materiali più utilizzati sono:

- polivinil butirrale (PVB);
- ionoplastico (ad esempio SG®);
- acetato di vinile (EVA);
- poliuretano (PU).

A differenza del vetro 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 le condizioni (durata) di carico (paragrafo 2.2.1), come ben evidente nei grafici di Figura 6.1.

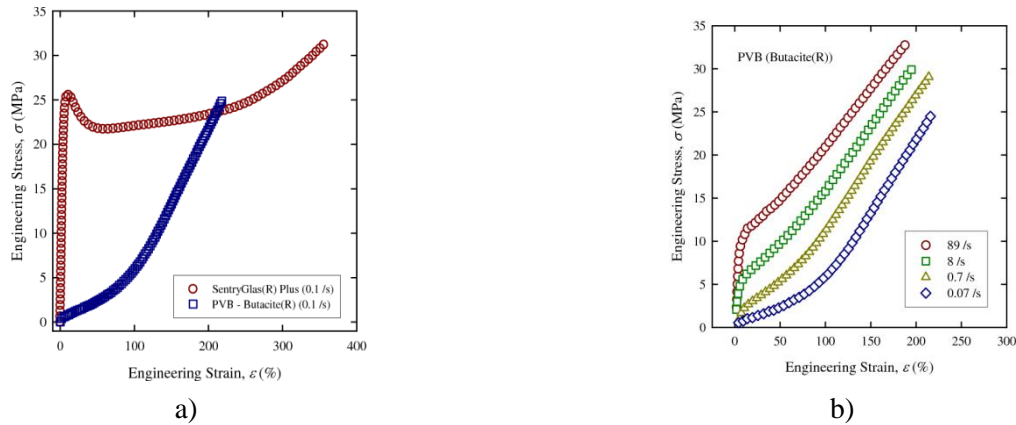


Figura 6.1. Diagrammi tensione-deformazione a) confronto SG[®]-PVB a $T=20^{\circ}\text{C}$; b) confronto tra prove effettuate su PVB alla stessa temperatura e a velocità di carico differenti

Per questo motivo la modellazione delle proprietà meccaniche dell'intercalare potrà essere eseguita secondo diversi livelli:

- livello *a*: modello con spessore efficace;
- livello *b*: modello elastico lineare, con parametri elastici costanti;
- livello *c*: modello viscoelastico lineare;
- livello *d*: modelli non lineari.

Le prove utili per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei polimeri di interstrato e l'interpretazione dei dati sperimentali devono essere effettuate secondo le norme UNI EN ISO 6721-1, ISO 6721-4 ed ISO CD 6721-11, come già definito nel paragrafo 2.2.1.3.

6.2.2.1 Livello *a*: modello con spessore efficace (coefficiente del trasferimento del taglio)

I modelli di livello *a* possono essere adoperati per schematizzare il comportamento del polimero solo nel caso di lastre piane inflesse, con carico applicato ortogonalmente al piano medio, in condizioni di vincolo continuo (lastra non forata, non vincolo puntiforme).

Tali metodi prevedono, in genere, la definizione di *spessori efficaci per il calcolo delle tensioni e delle deformazioni*, cioè dello spessore della trave monolitica che presenta lo stesso comportamento, tensionale e deformativo rispettivamente, della trave stratificata in esame, incorporando quindi in esso l'effetto dell'intercalare.

Lo spessore efficace può essere determinato grazie all'utilizzo di un *coefficiente di trasferimento del taglio*, che garantisca un'adeguata schematizzazione del reale trasferimento delle azioni taglianti tra le lastre da parte dell'intercalare. Nella sua definizione devono quindi essere tenuti in considerazione sia gli aspetti strettamente legati alle caratteristiche meccaniche del polimero di interstrato, sia la geometria (spessori, dimensioni, vincoli) del problema in esame, che il tipo di carico applicato (distribuito o concentrato, di breve o lunga durata). Al variare del polimero, dei carichi, della geometria, della composizione del vetro stratificato, il coefficiente di trasferimento del taglio potrà assumere un valore compreso tra 1, perfetto trasferimento del taglio e comportamento complessivo dello stratificato assimilabile a quello di un vetro monolitico avente spessore equivalente (*monolithic limit*), e 0, incapacità del polimero di trasferire azioni di taglio (*layered limit*).

Una volta definiti tali spessori equivalenti, si procede al calcolo e alla verifica di lastre di vetro stratificato tramite l'utilizzo di analisi bidimensionali che considerano una lastra di vetro equivalente a quella stratificata oggetto di studio.

In questo modello semplificato, il comportamento viscoelastico dell'intercalare polimerico viene modellato come materiale lineare elastico. In particolare, il modulo di taglio G , che generalmente varia in funzione della temperatura di esercizio, della durata di applicazione dei carichi e dell'invecchiamento, viene considerato costante.

6.2.2.2 Livello *b*: modelli elastici lineari

In questo modello i parametri elastici del materiale vengono considerati costanti durante l'analisi. La scelta del modulo di elasticità normale e del coefficiente di Poisson (e di conseguenza del suo modulo a taglio) dell'intercalare deve comunque dipendere dalla temperatura di esercizio e dalla durata di applicazione dei carichi di progetto.

Per le caratteristiche meccaniche dei polimeri si deve fare riferimento ai dati sperimentali forniti dai produttori o a quelli presenti nella letteratura tecnica consolidata. Le prove sperimentali e l'interpretazione dei risultati dovranno comunque seguire le indicazioni fornite nel Capitolo 2.2.1.

La scelta dei parametri che caratterizzano il comportamento meccanico del materiale deve tenere in considerazione, oltre alle condizioni di esercizio più sfavorevoli (temperatura e durata dei carichi), anche il fenomeno dell'invecchiamento che può essere causato dall'assorbimento di acqua (umidità, solventi, prodotti per la pulizia) e quello derivante dall'esposizione dei raggi UV.

L'eventuale concomitanza di carichi di durata differente agenti sulla stessa lastra deve essere tenuta in debita considerazione.

6.2.2.3 Livello *c*: modelli viscoelastici lineari

La temperatura di esercizio e la durata dei carichi di progetto giocano un ruolo fondamentale sia sul comportamento globale a flessione delle lastre, che locale per il sistema di aggancio. Nel caso di deformazioni modeste ($\varepsilon < 1\%$) il comportamento dei materiali polimerici può essere schematizzato con quello tipico dei materiali viscoelastici lineari. Questa ipotesi può ritenersi valida nella quasi totalità delle applicazioni architettoniche standard. Particolare attenzione comunque dovrà essere posta nella modellazione del materiale e nella verifica che l'ipotesi di piccole deformazioni sia rispettata anche in corrispondenza di forti concentrazioni di tensione che possono essere causate da brusche variazioni di geometria, da eventuali carichi concentrati e dalla presenza di vincoli "puntiformi". Questo tipo di modellazione è utile nel caso venga effettuata un'analisi di tipo termo-viscoelastico, cioè che tenga conto della variabilità delle caratteristiche meccaniche dei materiali con la temperatura e la durata del carico.

Nel caso di viscoelasticità lineare i diversi legami costitutivi dei materiali possono essere ottenuti utilizzando dei modelli semplificati costituiti da molle e smorzatori ideali combinati in serie (modello di Maxwell) o in parallelo (modello di Kelvin-Voigt). In funzione del numero e delle modalità con cui vengono messi in correlazione tali elementi, si possono riuscire a rappresentare in maniera adeguata i diversi aspetti della risposta meccanica del materiale (viscosità, rilassamento).

Un modello particolarmente idoneo per descrivere il comportamento di un determinato polimero è il modello di Wiechert che è costituito da n elementi di Maxwell (molla e smorzatore in serie) collegati in parallelo con una molla elastica. Il modello, mostrato in Figura 6.2, è composto da un elemento elastico (caratterizzato dal modulo a taglio k_∞ , stato gommoso) posto in parallelo con una serie di elementi di Maxwell, composti ciascuno da un elemento elastico (di modulo k_i) e da uno smorzatore (con viscosità η_i).

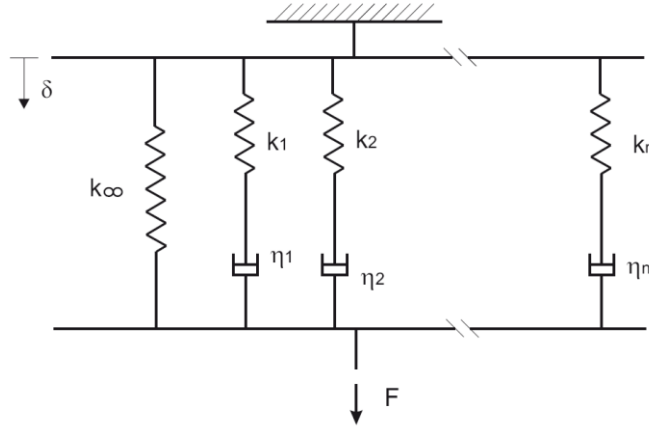


Figura 6.2. Schematizzazione del modello di Wiechert.

Le equazioni costitutive che ne risultano sono equazioni differenziali del tipo:

$$\eta_i \dot{\varepsilon}_{vi} = k_i (\varepsilon - \varepsilon_{vi}) \Rightarrow \dot{\varepsilon}_{vi} + \frac{1}{\tau_i} \varepsilon_{vi} = \frac{1}{\tau_i} \varepsilon, \quad \tau_i = \frac{\eta_i}{k_i}, \quad i = 1, 2, \dots, n, \quad (6.1)$$

dove ε è la deformazione totale, n è in numero di elementi di Maxwell collegati in parallelo, ε_{vi} la deformazione dovuta allo smorzatore nell' i -esimo elemento di Maxwell, $\tau_i = \eta_i/k_i$. Il significato del tempo caratteristico di rilassamento τ_i diventa evidente quando il comportamento del materiale è schematizzato utilizzando un solo elemento di Maxwell, formato da una molla (di rigidezza k) e da un dissipatore (di viscosità η) in serie; in questo caso $\tau = \eta/k$ e può essere definito come il tempo necessario alla tensione per diminuire, durante uno *stress relaxation test*, fino ad un valore $1/e$ volte il suo valore iniziale, dove e è la costante di Nepero.

Il modulo viscoelastico del materiale $k(t)$, definito come il rapporto fra forza totale applicata e spostamento dell'intero elemento, si può quindi esprimere, in funzione del tempo, come

$$k(t) = k_\infty + \sum_{i=1}^n k_i e^{-t/\tau_i} \quad (6.2)$$

In genere si suppone che la risposta viscosa del polimero sia lineare, ovvero sia valido il principio di sovrapposizione di Boltzmann, secondo il quale la risposta al tempo t del materiale può essere ottenuta tramite l'espressione integrale

$$\sigma_{ij}(t) = \int_0^t 2G(t-\xi) \frac{d(\varepsilon_{ij}(\xi) - \frac{1}{3} \delta_{ij} \theta(\xi))}{d\xi} d\xi + \int_0^t K(t-\xi) \delta_{ij} \frac{d\theta(\xi)}{d\xi} d\xi \quad (6.3)$$

dove σ_{ij} sono le componenti del tensore degli sforzi di Cauchy, ε_{ij} le componenti del tensore di deformazione infinitesima, $\theta = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}$ l'invariante primo del tensore di deformazione, δ_{ij} il delta di Kronecker. Le funzioni $G(\tau)$ e $K(\tau)$ rappresentano il modulo di rilassamento a taglio ed il modulo di rilassamento volumetrico del materiale. Generalmente il modulo volumetrico è più elevato e mostra una dipendenza dal tempo molto inferiore di quello a taglio. Operativamente spesso si può trascurare il contributo dovuto alle componenti di deformazione, legate al variazione di volume (incompressibilità del materiale), o almeno considerare $K(\tau)$ costante, semplificando così notevolmente l'analisi. In questo caso, la componente di tensione variabile nel tempo per effetto della viscosità, ed esprimibile in serie di Prony così come risulta dalla (6.2), è solo quella deviatorica.

Il modulo di rilassamento a taglio può quindi essere rappresentato in funzione del tempo adimensionalizzato τ in forma di serie di Prony:

$$G(\tau) = G_{\infty} + \sum_{i=1}^n G_i e^{-\tau/\tau_i} \quad (6.4)$$

dove $\tau_i = \eta_i/G_i$ rappresenta il tempo caratteristico del i -esimo elemento di Maxwell.

La Tabella 6.1 riporta i valori di G_i e τ_i a $T=20^{\circ}$ per PVB standard forniti da due delle principali aziende produttrici presenti sul mercato. Da questa risulta evidente come i dati proposti possono anche essere forniti con diversi ordini di approssimazione, e che materiali della stessa categoria possono avere comportamenti viscoelastici notevolmente diversi. Oltretutto, il comportamento viscoelastico può dipendere anche dai parametri di laminazione, quali temperatura e pressione dell'autoclave.

Tabella 6.1. Termini della serie di Prony a $T = 20^{\circ}C$, per due diversi tipi commerciali di PVB.

Termine n.	PVB tipo A		PVB tipo B	
	G_i/G_{∞} ($G_{\infty} = 471$ MPa)	τ_i	G_i/G_{∞} ($G_{\infty} = 146.12$ MPa)	τ_i
1	0.160600	$3.2557 \cdot 10^{-11}$	0.01550	$1.0 \cdot 10^{-5}$
2	0.0787770	$4.9491 \cdot 10^{-9}$	0.1727	$1.0 \cdot 10^{-4}$
3	0.2912000	$7.2427 \cdot 10^{-8}$	0.2111	$1.0 \cdot 10^{-3}$
4	0.0711550	$9.8635 \cdot 10^{-6}$	0.2684	$1.0 \cdot 10^{-2}$
5	0.2688000	$2.8059 \cdot 10^{-3}$	0.1988	$1.0 \cdot 10^{-1}$
6	0.0895860	$1.6441 \cdot 10^{-1}$	0.0974	$1.0 \cdot 10^0$
7	0.0301830	$2.2648 \cdot 10^0$	0.0254	$1.0 \cdot 10^1$
8	0.0076056	$3.5364 \cdot 10^1$	0.00508	$1.0 \cdot 10^2$
9	0.0009634	$9.3675 \cdot 10^3$	0.00114	$1.0 \cdot 10^3$
10	0.0004059	$6.4141 \cdot 10^5$	0.000485	$1.0 \cdot 10^4$
11	0.0006143	$4.1347 \cdot 10^7$	0.000554	$1.0 \cdot 10^5$
12			0.000752	$1.0 \cdot 10^6$
13			0.00070	$1.0 \cdot 10^7$
14			0.000985	$1.0 \cdot 10^8$

In generale la funzione $G(\tau)$ è fortemente dipendente dalla temperatura. Pertanto, per ciascun materiale alla temperatura di riferimento T_{ref} , dovrà essere nota la funzione di rilassamento $G(T_{ref}, \tau)$. Il grafico che rappresenta $G(T_{ref}, \tau)$ in funzione di $\log(\tau)$ viene di solito denominato *master curve* (Sezione 2.2.1.4). Questa potrà essere definita dal produttore del polimero, fornendo in particolare i valori dei coefficienti $G_i(T_{ref})$ e $\tau_i(T_{ref})$, che rappresentano il modulo tagliante ed il tempo caratteristico del i -esimo elemento di Maxwell nel modello di Wiechert alla temperatura di riferimento. In alternativa, la *master curve* dovrà essere determinata sperimentalmente.

Il comportamento del materiale a temperature T diverse da quelle di riferimento può essere ricavato traslando opportunamente la *master curve* relativa alla temperatura di riferimento (T_{ref}) attraverso un'opportuna funzione di *shift* a_T , mediante una relazione del tipo

$$G(T, e^{\log(\tau)}) = G(T_{ref}, e^{\log(\tau) - \log(a_T)}) \Rightarrow G(T, \tau) = G(T_{ref}, \tau / a_T) \quad (6.5)$$

che permette di ricavare il modulo di rilassamento $G(T, \tau)$ alla temperatura T partendo dalla *master curve* $G(T_{ref}, \tau)$ nota. Il risultato desumibile dalla (6.5) è che il modulo di rilassamento alla tempera-

tura generica T può essere desunto dalla *master curve* per la temperatura di riferimento T_{ref} a patto di considerare al posto del tempo attuale τ il tempo ridotto $\tau^* = \tau/a_T$. Nel caso in cui la temperatura sia variabile, ovvero $a_T = a_T(T(\tau))$, si ha che il tempo ridotto τ^* e quello attuale τ sono legati tra loro dallo *shift factor* tramite l'equazione

$$\tau^* = \int_0^\tau \frac{dt}{a_T(T(t))}. \quad (6.6)$$

Per materiali polimerici “termo-reologicamente semplici”, ipotesi che può essere generalmente assunta per gli intercalari attualmente in commercio, è consuetudine utilizzare l'equazione di Williams-Landel-Ferry (W.L.F.) per definire a_T . Questa infatti fornisce una buona corrispondenza della funzione di *shift* a_T in un intervallo di temperatura compreso tra la temperatura di riferimento T_{ref} e $T_{ref} + 200$ K, tramite l'espressione

$$\log(a_T) = -\frac{C_1 \cdot (T - T_{ref})}{C_2 + T - T_{ref}}, \quad (6.7)$$

dove $T \neq T_{ref}$ [°C] è la temperatura selezionata, C_1 e C_2 sono delle costanti proprie del materiale (definite dal produttore o ottenute per via sperimentale). Se la temperatura di riferimento viene scelta pari alla temperatura di transizione vetrosa T_g dell'intercalare, le due costanti assumono valori assoluti, indipendenti dal materiale, applicabili per una vasta gamma di polimeri, cioè

$$\log a_T = \frac{-17.44(T - T_g)}{51.6 + (T - T_g)}, \quad (6.8)$$

dove la temperatura T deve essere espressa in gradi centigradi. Nell'applicazione di questa equazione c'è da tenere in considerazione l'esistenza di una singolarità per valori di $T = T_g - 51.6^\circ\text{C}$.

Si noti dalla (6.7) e (6.8) che a_T diminuisce all'aumentare di T . Dalla (6.5) si nota quindi che, all'aumentare di T , sono necessari tempi più brevi per ottenere lo stesso degrado del modulo elastico, ovvero l'effetto viscoso aumenta.

Definita quindi la *master curve* relativa ad un polimero attraverso serie di Prony, l'equazione integrale di Boltzmann che definisce la parte deviatorica S_{ij} delle tensioni in funzione delle componenti deviatoriche e_{ij} di deformazione (analogamente si può operare su quella volumetrica), dalla (6.3), può essere scritta nella forma

$$S_{ij}(t) = \int_0^t 2 \left(G_\infty + \sum_{k=1}^n G_k e^{-\frac{t-\xi}{a_T \tau_k}} \right) \frac{de_{ij}(\xi)}{d\xi} d\xi \quad (6.9)$$

Introducendo il tempo ridotto $t^* = t/a_T$, $\xi^* = \xi/a_T$, si ottiene l'espressione generale

$$S_{ij}(t^*) = \int_0^{t^*} 2 \left(G_\infty + \sum_{k=1}^n G_k e^{-\frac{t^*-\xi^*}{\tau_k}} \right) \frac{de_{ij}(\xi^*)}{d\xi^*} d\xi^* = 2G_0 \left(e_{ij}(t^*) - \sum_{k=1}^n \alpha_k \varepsilon_{ij}^k(t^*) \right) \quad (6.10)$$

dove

$G_0 = G_\infty + \sum_{k=1}^n G_k$ è il modulo di taglio istantaneo,

$$\alpha_k = G_k / G_0,$$

$$\varepsilon_{ij}^k(t^*) = \int_0^{t^*} \left(1 - e^{-\frac{(t^*-\xi)}{\tau_k}} \right) \frac{d e_{ij}(\xi)}{d \xi} d \xi$$

rappresenta la componente viscosa delle deformazioni presente in ciascun termine della serie.

A livello numerico, per integrare questa equazione lungo un intervallo di tempo finito, si assume che la deformazione vari linearmente con t^* permettendo la sostituzione di $d e_{ij} / d \xi^*$ con $\Delta e_{ij} / \Delta \xi^*$. Si riesce così ad ottenere un'equazione alle differenze finite che fornisce la variazione della deformazione viscosa nell' i -esimo elemento di Maxwell $\Delta \varepsilon_i$ durante l' i -esimo e quindi l'incremento delle tensioni in una forma del tipo

$$\Delta S_{ij} = 2G_0 \left(\Delta e_{ij} - \sum_{k=1}^n \alpha_k \Delta \varepsilon_{ij}^k \right). \quad (6.11)$$

Si può quindi esplicitare il valore del tempo ridotto in funzione del tempo reale utilizzando lo *shift factor* $a_T(T)$ calcolato grazie alla equazione di *W.L.F.*. Nel caso generale in cui anche la temperatura vari nel tempo, ad ogni passo di integrazione si può approssimare la funzione $\log a_T(T)$ ad una funzione lineare della temperatura lungo l'intervallo di tempo ottenendo:

$$\log a_T^{(h+1)} - \log a_T^{(h)} = \frac{1}{a_T^{(h)}} (T^{(h+1)} - T^{(h)}). \quad (6.12)$$

In questo caso si ha che a_T è una funzione del tempo e quindi l'integrazione deve essere effettuata direttamente sulla (6.9).

6.2.2.4 Livello d: modelli non lineari

Questi modelli possono essere utilizzati nel caso di deformazioni finite. Generalmente queste condizioni si verificano nel caso di analisi post rottura quando i carichi sono sostenuti dal solo interstrato, irrigidito dai frammenti di vetro rotto.

Qualsiasi formulazione non lineare (Mooney-Rivlin [Mooney, 1940; Rivlin, 1948], Neo-Hookeana [Ciarlet, 1988], di Arruda Boyce [Arruda & Boyce, 1993]) adottata nel calcolo per la modellazione degli interstrati polimerici, dovrà essere coerentemente giustificata e validata da opportune prove sperimentali, vista l'assenza di un'adeguata letteratura consolidata. Per questi modelli si rimanda al paragrafo 6.2.4.4.

6.2.3 Altri materiali plastici utilizzati in combinazione col vetro

In alcune applicazioni particolari, gli elementi di vetro stratificato sono composti sia da lastre di vetro, sia da lastre in materiale plastico connesse da resine o intercalari polimerici. I materiali più utilizzati per le lastre in materiale plastico sono il policarbonato, l'acrilico e, ultimamente, silicani trasparenti.

La modellazione del vetro laminato con intercalari ottenuti da questi si effettua in modo analogo a quanto riportato nella Sezione 6.2.2 per gli intercalari polimerici. Il produttore dovrà fornire i coefficienti necessari per la modellazione costitutiva dell'intercalare o, se questi non sono disponibili, li si dovrà ottenere sperimentalmente.

6.2.4 Silicone

Il silicone può avere funzione:

- di sigillatura, come nell'esempio di Figura 6.3
- strutturale (Figura 6.4).

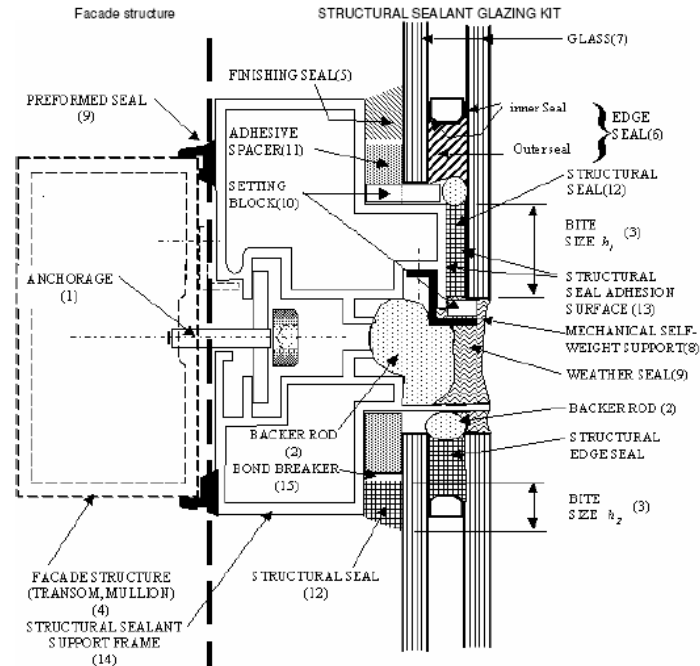


Figura 6.3. Esempio di giunti silicnici. [ETAG 002- Part 1]

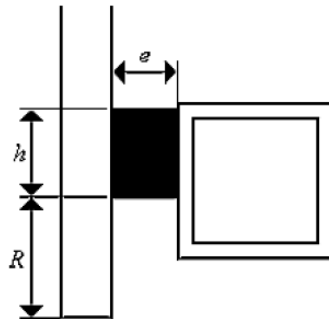


Figura 6.4. Dimensioni di riferimento di un giunto strutturale silicnico [UNI EN 13022-2:2006, Parte 2].

La funzione *strutturale* è volta a fornire un collegamento tra il vetro e l'elemento di supporto. Per la lastra vetrata, la condizione di vincolo conseguente dovrà essere definita in modo opportuno a seconda dei casi.

Ai fini della simulazione del vincolo offerto alla lastra, sono ammessi diversi livelli di modellazione:

- livello 0: sostituzione con un vincolo equivalente;
- livello 1: modello elastico lineare, con parametri elastici costanti e separati;
- livello 2: modello elastico lineare, con parametri elastici costanti e continui;
- livello 3: modelli non lineari.

6.2.4.1 Livello 0: sostituzione con un vincolo equivalente

Si trascura la presenza del silicone stesso, inteso come materiale con le sue caratteristiche meccaniche, e se ne rappresenta solo la funzione di vincolo per il vetro; tale vincolo viene ipotizzato fisso ideale a cerniera.

6.2.4.2 Livello 1 : modello elastico lineare, con parametri elastici costanti e separati

In tal caso, si richiede il controllo a posteriori delle deformazioni, al fine di rispettare la validità del modello lineare stesso. Il limite ammesso per la deformazione deve essere conforme alle caratteristiche dichiarate dal produttore. In mancanza di dati precisi, si può assumere, per la maggior parte dei siliconi strutturali, un limite convenzionale di deformazione elastica pari a circa $\varepsilon_{el} = 12.5\%$. Schematizzando il vincolo con molle equivalenti, si dovrà discretizzare l'elemento elastico continuo del giunto in un adeguato numero di molle elementari, a ciascuna delle quali afferirà una quota parte A_k dell'area d'incollaggio:

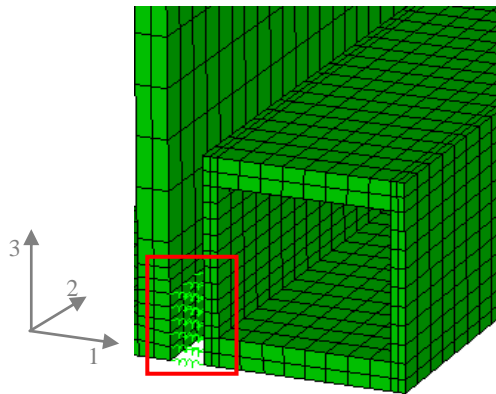


Figura 6.5. Esempio di modellazione di un giunto siliconico mediante molle equivalenti.

Ciascuna molla dovrà essere schematizzata con tre parametri di rigidezza k :

- k_1 a trazione;
- k_2 a taglio longitudinale al giunto;
- k_3 a taglio trasversale al giunto.

I parametri di rigidezza delle molle potranno, in prima approssimazione, essere calcolati come

$$k_j = c_j \frac{A_k}{s} \quad (6.13)$$

dove:

- c_j rigidezza del silicone del giunto nella direzione j considerata, conformemente alle caratteristiche dichiarate dal produttore [N/mm^2];
- A_k area d'incollaggio d'influenza per una molla [mm^2];
- s spessore del giunto [mm].

6.2.4.3 Livello 2 : modello elastico lineare, con parametri elastici costanti e continui

Anche in questo caso, si richiede il controllo a posteriori delle deformazioni, come già indicato nel “livello 1”. Si potranno applicare, a questo livello, elementi finiti di tipo solido, attribuendo semplicemente ai parametri del materiale i valori elastici propri del tipo di silicone utilizzato.

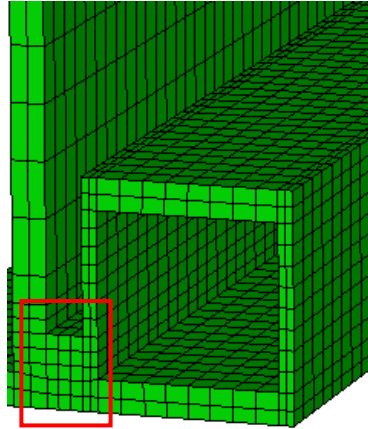


Figura 6.6. Esempio di modellazione di un giunto siliconico mediante elementi solidi.

Si dovrà avere l’avvertenza di inserire sempre più di uno strato di elementi, in quanto un solo strato in genere porterebbe ad una sovrastima della rigidità del giunto.

Per quanto riguarda la modellazione lineare, si potranno semplicemente applicare i valori di modulo di Young e di coefficiente di Poisson forniti dai produttori. In mancanza di dati precisi si potranno assumere, come ordine di grandezza, i valori di $E = 1.5 \text{ MPa}$ e $\nu = 0.499$, ferma poi restando la verifica a posteriori di soddisfare il limite elastico come sopra descritto.

In entrambi i casi, sia di discretizzazione con elementi molla che con elementi solidi, data la comune larghezza di un giunto siliconico rispetto alle dimensioni del vetro da questo incollato, la modellazione risulta piuttosto gravosa dal punto di vista computazionale, comportando una *mesh* molto fitta del vetro stesso, in particolare lungo tutti i bordi incollati della lastra vetrata. Il numero totale di elementi necessari aumenta ulteriormente nel caso d’utilizzo di elementi solidi, in quanto interviene anche lo spessore del giunto per i motivi sopra esposti.

La corretta proporzione degli elementi da utilizzarsi ed il loro numero, devono essere oggetto d’attenta valutazione.

6.2.4.4 Livello 3 : modelli non lineari

In generale, tale approccio sarà necessario per analisi sofisticate, ad esempio per affrontare casi con grandi deformazioni, di regola al di fuori della pratica costruttiva ordinaria.

Per quanto attiene l’implementazione di leggi costitutive di tipo non lineare, si può osservare che semplici formulazioni “Neo-Hookean” [Treloar, 1948], oppure secondo “Arruda-Boyce” [Arruda & Boyce, 1993], hanno dimostrato buona corrispondenza con i valori sperimentali in un intervallo di deformazioni molto ampio. Altre formulazioni, ad esempio secondo Ogden, Marlow, Mooney-Rivlin, sono comunque possibili e valide nel campo di deformazioni in cui si trova più comunemente ad operare il silicone, ma hanno dimostrato minore corrispondenza delle precedenti quando le deformazioni raggiungono valori molto elevati [Jousset, 2007].

In condizioni statiche il silicone si può ragionevolmente considerare un materiale *incompressibile* e quindi le funzioni di densità dell'energia di deformazione, indicando con I_1 e I_3 il primo ed il terzo invariante del tensore delle deformazioni sinistro di Cauchy-Green¹², prendono la forma¹³:

- formulazione Neo-Hookean:

$$U = C_{10}(I_1 - 3), \quad I_3 = 1, \quad (6.14)$$

dove C_{10} è un parametro caratteristico del materiale;

- formulazione di Arruda-Boyce [Arruda & Boyce, 1993]:

$$U = \mu \sum_{i=1}^5 \frac{C_i}{\lambda_m^{2i-2}} (I_1 - 3^i), \quad I_3 = 1, \quad i = 1, \dots, 5, \quad (6.15)$$

dove μ , λ_m e C_i (per $i = 1, \dots, 5$) sono parametri caratteristici del materiale.

Tali parametri devono essere comprovati dal produttore sulla base di prove sperimentali. Questi modelli hanno dimostrato di fornire soluzioni stabili nel campo d'applicazione d'interesse, si basano solo sul primo invariante e richiedono un numero limitato di parametri. In generale, l'uso di modelli con un maggior numero di parametri (ad es. modelli polinomiali di ordine più elevato) comporta difficoltà, per la corretta calibrazione dei parametri stessi.

In ogni caso, si dovrà tenere presente che le caratteristiche meccaniche del silicone sono fortemente influenzate dalla forma del giunto (larghezza e spessore), dalla temperatura e dalla durata del carico, come avviene per molti altri elastomeri, mentre i valori nominali disponibili sono ricavati da provini di forma standardizzata e soggetti a test in condizioni altrettanto standard, come regolato dalle relative norme di settore (si veda anche il paragrafo 2.2.2). Di conseguenza, per i casi più complessi, sono auspicabili test appositi per ciascun caso in studio.

6.2.5 Adesivi strutturali

6.2.5.1 Generalità

Un adesivo strutturale è un materiale in genere a base polimerica che, quando applicato a superfici, può unirle e resistere con adeguata sicurezza al distacco sotto carichi di progetto. Occorre sempre tenere presente che:

- una sostanza che venga definita adesivo non adempie alla sua funzione indipendentemente dall'uso specifico;
- non esiste un adesivo che faccia aderire qualsiasi materiale su qualsiasi altro materiale.

I termini più ricorrenti riguardanti gli adesivi sono i seguenti:

- aderente: una delle due o più parti che deve essere unita;
- primer: il materiale applicato sulla superficie dell'aderente per aumentarne le proprietà chimico-fisiche e per migliorare quindi la prestazione dell'adesivo;
- adesivo: la sostanza capace di tenere insieme le facce degli aderenti;

¹² Indicando con Ω la configurazione di riferimento del corpo e con $\mathbf{y}: \Omega \rightarrow \Omega'$ la deformazione, si indica con $\mathbf{F} = \nabla \mathbf{y}$ il gradiente di deformazione. Il tensore sinistro di Cauchy-Green è allora $\mathbf{B} = \mathbf{F}\mathbf{F}^T$, mentre $I_1 = \text{tr}(\mathbf{B})$ e $I_3 = \det(\mathbf{B})$. La condizione di materiale incompressibile è quindi $I_3 = 1$.

¹³ In genere, in condizioni dinamiche, non si potrà più ignorare la compressibilità del materiale, perché questo darebbe come risultato una velocità infinita di propagazione delle onde longitudinali di deformazione elastiche.

- adesione: è la proprietà di un insieme collegato tramite adesivo di mantenere unite le varie parti.

Gli adesivi strutturali si possono classificare in ibridi (resine epossidiche indurite mediante gomme, siliconi, polimeri resistenti alle alte temperature), polimeri termoindurenti (resine epossidiche, fenoliche, acriliche), gomme termoindurenti (uretani di poliestere e polietero) e elastomeri (neoprene, stirene).

6.2.5.2 Comportamento meccanico

Il legame costitutivo a trazione monoassiale (e quindi anche a peeling) dei materiali polimerici usati come adesivi strutturali è di regola elastico lineare con comportamento fragile, come mostrato nella Figura 6.7a. Per caratterizzare tale comportamento è sufficiente il modulo elastico E e la tensione di rottura σ_{\max} .

In assenza di dati specifici ottenuti da prove di laboratorio o forniti dal produttore, in maniera del tutto indicativa si può assumere $E_a=3.5$ GPa e $\sigma_{a,\max}=70$ MPa per carichi veloci e/o basse temperature ($T < 20^\circ\text{C}$), $E_a=2.0$ GPa e $\sigma_{a,\max}=50$ MPa per carichi lenti e/o alte temperature ($T > 35^\circ\text{C}$). Le proprietà meccaniche degli adesivi variano infatti sensibilmente al variare del tempo e della temperatura, come illustrato, a titolo esemplificativo, in Tabella 6.2.

Tabella 6.2. Variazione del modulo di elasticità E_a di alcuni adesivi in funzione della temperatura.

Tipologia	E_a (GPa) $T = -70^\circ\text{C}$	E_a (GPa) $T = 50^\circ\text{C}$
Epossidica	4.1	2.8
Epossidica+gomma	3.3	2.2
Epossidica+vetrosa	4.3	3.1
Ibrida (con silani)	4.3	2.5

Laddove sia necessario, per il coefficiente di Poisson si possono considerare valori compresi tra 0.41 e 0.49.

A taglio, si riscontrano tre diversi tipi di comportamento, tutte approssimabili con funzioni bilineari che si differenziano solo per il comportamento nel tratto post-elastico.

- a) Legame elastico lineare perfettamente plastico (Figura 6.7). Questo comportamento è univocamente determinato dal modulo elastico tangenziale G , dalla tensione al limite elastico τ_s e dalla deformazione ultima a rottura γ_f . Materiali che si comportano in modo riconducibile a questo tipo sono gli adesivi a bassa tensione di snervamento (ad esempio gli elastomeri tipo neoprene non termoindurenti).

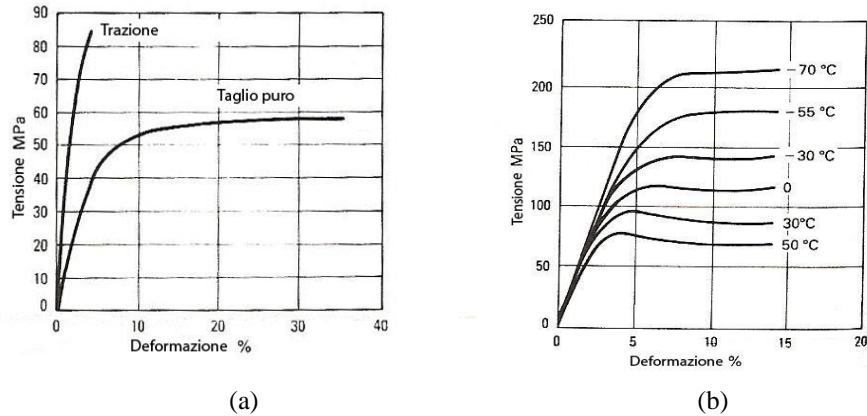


Figura 6.7. (a) Legame costitutivo a plateau plastico per taglio. (b) – Legame costitutivo a plateau plastico per taglio in funzione della temperatura [AA. VV., 1990]

b) Legame elastico lineare con tratto post-elastico decrescente (Figura 6.8). Oltre a G , τ_s e γ_f , per caratterizzare questo materiale è necessario conoscere anche la pendenza G_p (negativa) del tratto decrescente, ovvero la tensione ultima τ_f (minore di τ_s). Si comportano in questo modo la maggioranza degli adesivi, in particolare le resine epossidiche e le gomme termoidurenti.

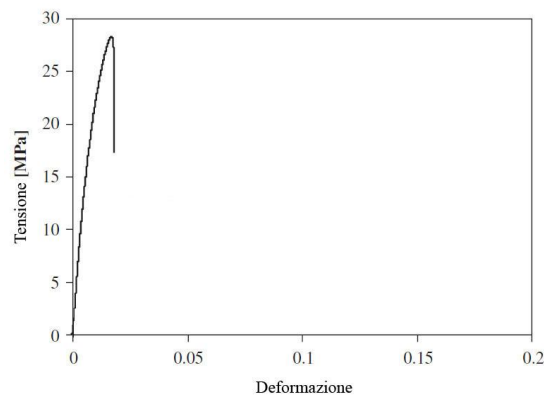


Figura 6.8. Legame costitutivo bilineare con ramo discendente [Borsellino *et al.*, 2007].

c) Legame elastico lineare con tratto post-elastico crescente (Figura 6.9). Anche in questo caso la conoscenza di G , τ_s , γ_f e G_p (ora positivo) – ovvero τ_f (ora maggiore di τ_s) – caratterizzano in maniera univoca il materiale. A questa terza tipologia appartengono le resine indurite con gomme.

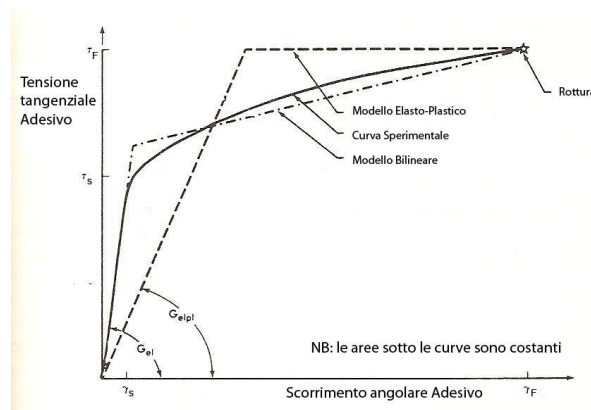


Figura 6.9. Legame costitutivo con ramo crescente [Adams & Wake, 1984]

Anche le proprietà meccaniche a taglio degli adesivi dipendono fortemente dal tempo e dalla temperatura, come indicativamente illustrato in Figura 6.7(b).

I valori di resistenza al limite elastico τ_s e a rottura di τ_f di un adesivo sono determinati dalle proprietà meccaniche dei materiali che compongono il giunto, dalle caratteristiche della superficie di contatto, dalla presenza o meno di tensioni interne, dalla geometria del nodo e dai dettagli progettuali del meccanismo di carico del nodo stesso. Risulta quindi particolarmente importante avere prove certificate sul materiale da porre in opera per avere valori numerici statisticamente validi da confrontare con i valori di progetto. In assenza di tali prove certificate, sono comunque obbligatorie le certificazioni fornite dai produttori.

Per tutti i modelli mostrati, in prima approssimazione ed in assenza di dati sperimentali certificati, di cui si ribadisce l'importanza, per valutazioni preliminari si possono utilizzare per G valori compresi fra 0.60 e 1.10 N/mm², per γ_f valori compresi fra il 20% e il 40%, per τ_s valori compresi tra 12.0 e 16.0 MPa e per τ_f valori compresi tra 18.0 e 24.0 MPa. Tali valori sono validi per carichi di media durata e in condizioni di temperatura ordinaria (attorno ai 25°C). Per quanto riguarda adesivi tipo resine epossidiche, è possibile utilizzare gli estremi superiori degli intervalli forniti, per adesivi tipo elastomeri non termoindurenti gli estremi inferiori, mentre per adesivi a base principalmente gommosa si possono utilizzare valori intermedi.

Per identificare i parametri del modello scelto dalle prove sperimentali, è opportuno scegliere le curve teoriche in modo tale che l'area sotto la curva reale sia uguale all'area sotto la curva teorica, in modo da avere un modello che colga in maniera corretta l'energia necessaria per rompere l'adesivo. Ad esempio, entrambe le curve bilineari illustrate in Figura 6.9 soddisfano questo requisito.

Come mostrato nella Figura 6.8, alcuni adesivi mostrano un comportamento del tutto simile ai modelli utilizzabili per valutare la delaminazione. La possibilità di delaminazione tra vetro ed adesivo va evitata applicando un adeguato coefficiente di sicurezza rispetto allo spostamento relativo tangenziale ultimo tra le due facce. Tuttavia, per valutare la delaminazione, fatto comunque utile a conoscere i reali margini di resistenza del giunto, si possono utilizzare modelli bilineari come quello mostrato in Figura 6.10, utilizzando anche l'ultimo tratto orizzontale che corrisponde al distacco tra gli aderenti.

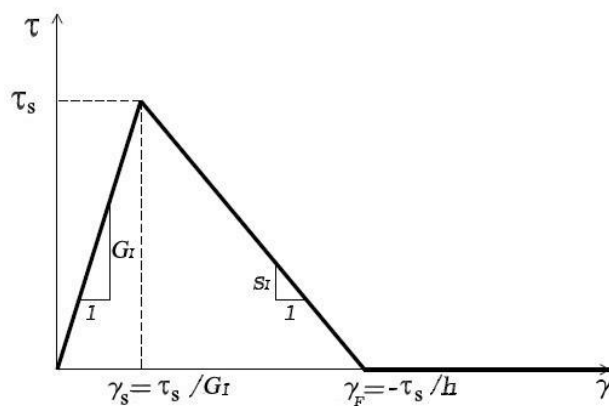


Figura 6.10. Legame bilineare [Cottone *et al.*, 2010]

6.2.5.3 Tipi di giunzioni

La Figura 6.11 mostra una serie di giunti realizzati mediante adesivo. Ognuno di questi è pensato per una specifica applicazione tecnologico-costruttiva. Tutte queste configurazioni inducono un meccanismo di taglio, sia nel giunto a sovrapposizione singola che in quello a sovrapposizione doppia, e pertanto migliorano il trasferimento del carico tra le superfici, anche se possono essere presenti tensioni normali spurie particolarmente pericolose (cosiddetto fenomeno di "peeling").

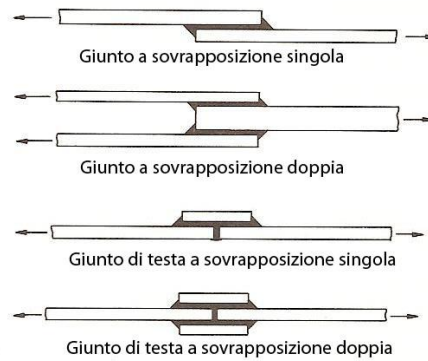


Figura 6.11. Tipiche giunzioni realizzate con adesivi [Adams & Wake, 1984].

Per quanto riguarda l'analisi della tensione, considerando il comune giunto a sovrapposizione singola (Figura 6.11a) si può utilizzare in prima approssimazione la tensione tangenziale media (Figura 6.12a)

$$\tau = \frac{P}{bl}, \tag{6.16}$$

dove b è larghezza del giunto di lunghezza l e P è il carico. Ciò è corretto anche se nell'adesivo si sviluppa un comportamento non lineare, ma limitatamente al caso in cui gli aderenti si possono considerare rigidi.

Se invece gli aderenti non possono essere considerati rigidi, la tensione tangenziale subisce una ridistribuzione, come illustrato schematicamente in Figura 6.12b), con punti di massimo in corrispondenza degli estremi. Se poi il giunto è sufficientemente lungo, lo sforzo decresce fino ad annullarsi in qualche punto lungo la superficie di adesione.

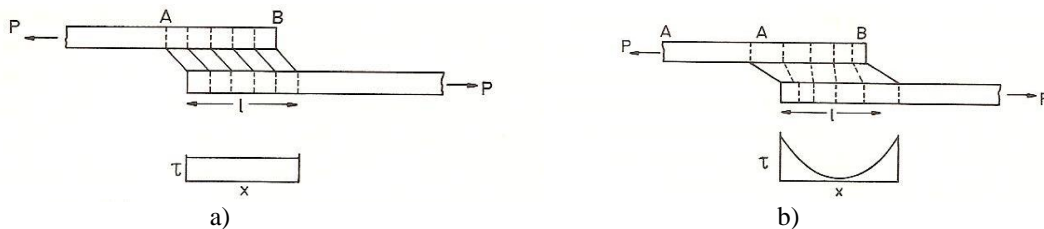


Figura 6.12. Andamenti dello sforzo di taglio all'interno dell'adesivo [Adams & Wake, 1984].

Le formule seguenti, basate sulla meccanica della frattura, forniscono il massimo sforzo di taglio per unità di larghezza del giunto incollato τ_{max} e la distanza L oltre la quale tale sforzo si annulla (Figura 6.13)

$$\tau_{max} = \frac{kP}{\sqrt{\frac{t \cdot t_a E}{G_a}}}, \quad L = k \sqrt{\frac{t \cdot t_a E}{G_a}}, \tag{6.17}$$

dove t è lo spessore dell'aderente, t_a lo spessore dell'adesivo, E il modulo elastico dell'aderente, G_a il modulo elastico a taglio dell'adesivo, P il carico applicato, k il valore limite del coefficiente di intensificazione degli sforzi (*stress intensity factor*). Questo dipende dal rapporto tra gli spessori di adesivo ed aderenti (ad esempio se $t = t_{ad}$ $k = 0.5$, se $t = 4t_{ad}$ $k = 0.25$, se $t \gg t_{ad}$ $k = 1$).

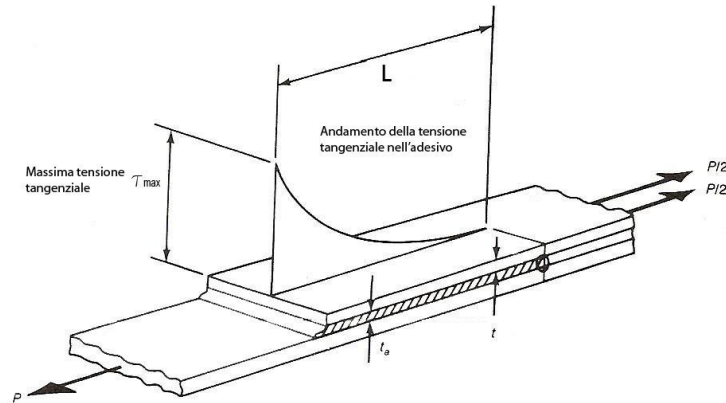


Figura 6.13. Andamento e massimo valore dello sforzo in un giunto con adesivo [AA. VV., 1990].

Se il modulo di taglio G si riduce, anche il picco di sforzo si riduce, mentre la lunghezza effettiva di adesione aumenta, anche senza variazione di carico sulla struttura. Ruolo fondamentale nella modellazione assume quindi il valore di G e, pertanto, particolare attenzione dovrà essere posta nella sua scelta e nel considerare il suo variare con la temperatura, l'umidità e la velocità di carico, riferendosi a prove certificate e/o certificati del produttore. In assenza comunque di valori specifici, ed in particolare in fase di predimensionamento di massima, si possono utilizzare valori di G compresi fra 0.60 e 1.10 N/mm².

Se si utilizzano modelli agli elementi finiti, è preferibile, vista la semplicità di implementazione, considerare taglio e sforzo normale contemporaneamente, arrivando ad un livello di analisi più approfondito.

Le possibilità di sviluppo di tensioni normali nel giunto (peeling) va evitato nelle strutture di vetro, vista la considerevole differenza di rigidità dei materiali.

6.2.5.4 Applicazioni e verifiche

Qualora sia necessario determinare sia le tensioni tangenziali che normali trasmesse dal giunto, e al tempo stesso per considerare un giunto sottoposto non solo ad azioni assiali ma anche taglienti e flettenti, si può utilmente ricorrere ad un modello elastico o semplificato. Utilizzando il modello riportato in [Bigwood & Crocombe, 1989] e richiamato in Figura 6.14, è possibile ricavare separatamente i casi di peeling puro e di taglio puro, ottenendo le seguenti formule applicative:

- tensione di peeling dovuto a taglio:

$$\sigma_y(V) = \frac{-\sqrt{2} b_1 V}{(b_1 + b_2)^{0.75}}, \quad (6.18)$$

- tensione di peeling dovuto a momento flettente:

$$\sigma_y(M) = \frac{-b_1 M}{\sqrt{b_1 + b_2}}; \quad (6.19)$$

- tensioni tangenziali dovute a sforzo normale:

$$\tau_{xy}(N) = \frac{-a_1 N}{2\sqrt{a_1 + a_2}}; \quad (6.20)$$

- tensioni tangenziali dovute a taglio:

$$\tau_{xy}(V) = \frac{3V}{4h_1}; \tag{6.21}$$

- tensioni tangenziali dovute a momento flettente:

$$\tau_{xy}(M) = \frac{3a_1 M}{h_1 \sqrt{a_1 + a_2}}. \tag{6.22}$$

I coefficienti a_i e b_i si possono ricavare dalle espressioni

$$b_i = \frac{12E_a(1-\nu_i^2)}{E_i h_i^3 t_a}, \quad a_i = \frac{G_a(1-\nu_i^2)}{E_i h_i t_a}, \quad i=1,2. \tag{6.23}$$

dove E_a, G_a sono i moduli elastici dell'adesivo, t_a è lo spessore dell'adesivo, h_i sono gli spessori degli aderenti, E_i sono i moduli elastici degli aderenti, ν_i sono i coefficienti di Poisson degli aderenti.

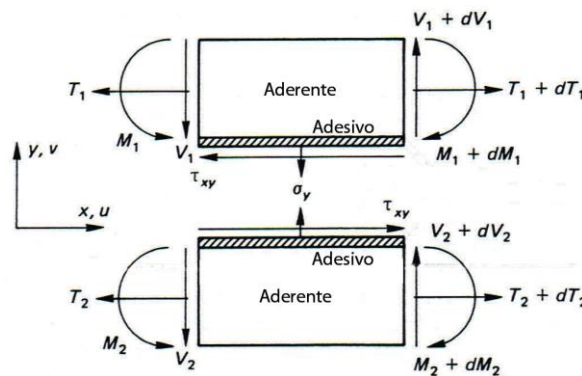


Figura 6.14. Modello di riferimento per sollecitazioni composte [Bigwood & Crocombe, 1989]

Determinate le massime tensioni agenti sull'adesivo, occorre confrontarle con le massime tensioni ammissibili sopportabili dall'adesivo. I classici criteri di crisi utilizzati nella Scienza delle Costruzioni, quali Tresca o Von Mises, non si possono applicare, in quanto essi ignorano la componente sferica del tensore della tensione, che risulta avere un ruolo non trascurabile.

Un criterio più generale utilizzabile è il criterio di Mohr o della curva intrinseca, in quanto è ricostruibile a partire dai risultati delle tre prove sperimentali base (trazione monoassiale, compressione monoassiale e taglio puro), che in genere sono forniti dai produttori nelle specifiche tecniche dell'adesivo.

Appendice

Le equazioni differenziali che descrivono il comportamento nel modello considerato (Figura 6.14) sono:

$$\frac{d^3\tau_{xy}}{dx^3} - K_1 \frac{d\tau_{xy}}{dx} = -K_2\sigma_y, \quad \frac{d^4\sigma_y}{dx^4} + K_3\sigma_y = K_4 \frac{d\tau_{xy}}{dx}, \quad (6.24)$$

dove i coefficienti K_1, K_2, K_3 e K_4 , che contengono i moduli elastici e spessori di adesivi ed aderenti nella forma

$$K_1 = \frac{4G_a}{t_a} \left(\frac{(1-\nu_1^2)}{E_1 h_1} + \frac{(1-\nu_2^2)}{E_2 h_2} \right), \quad K_2 = \frac{6G_a}{t_a} \left(\frac{(1-\nu_1^2)}{E_1 h_1} - \frac{(1-\nu_2^2)}{E_2 h_2} \right),$$

$$K_3 = \frac{E_a}{t_a} \left(\frac{1}{C_1} + \frac{1}{C_2} \right), \quad K_4 = \frac{E_a}{2t} \left(\frac{h_1}{R_1} - \frac{h_2}{R_2} \right). \quad (6.25)$$

In queste espressioni E_a, G_a sono i moduli elastici dell'adesivo, t_a è lo spessore dell'adesivo, $h_{1,2}$ sono gli spessori degli aderenti, $E_{1,2}$ sono i moduli elastici degli aderenti, $\nu_{1,2}$ sono i coefficienti di Poisson. Le costanti $C_{1,2}$ valgono invece

$$C_i = \frac{E_i h_i^3}{12(1-\nu_i^2)}, \quad i=1,2. \quad (6.26)$$

Il precedente sistema accoppiato può alternativamente scriversi come un'unica equazione in τ_{xy} , ovvero in σ_y , della forma

$$\frac{d^7\tau_{xy}}{dx^7} - K_1 \frac{d^5\tau_{xy}}{dx^5} + K_3 \frac{d^3\tau_{xy}}{dx^3} - K_5 \frac{d\tau_{xy}}{dx} = 0, \quad (6.27)$$

$$\frac{d^6\sigma_y}{dx^6} - K_1 \frac{d^4\sigma_y}{dx^4} + K_3 \frac{d^2\sigma_y}{dx^2} - K_5\sigma_y = 0, \quad (6.28)$$

con $K_5 = (K_1 K_3 - K_2 K_4)$.

La soluzione delle precedenti equazioni è:

$$\tau_{xy} = C_1 \cosh(k_3 x) + C_2 \sinh(k_3 x) + C_3 \cosh(k_1 x) \cos(k_2 x) +$$

$$+ C_4 \cosh(k_1 x) \sin(k_2 x) + C_5 \sinh(k_1 x) \cos(k_2 x) + C_6 \sinh(k_1 x) \sin(k_2 x) + C_7 \quad (6.29)$$

$$\sigma_y = D_1 \cosh(k_3 x) + D_2 \sinh(k_3 x) + D_3 \cosh(k_1 x) \cos(k_2 x) +$$

$$+ D_4 \cosh(k_1 x) \sin(k_2 x) + D_5 \sinh(k_1 x) \cos(k_2 x) + D_6 \sinh(k_1 x) \sin(k_2 x) + D_7 \quad (6.30)$$

dove i coefficienti k_1, k_2 e k_3 sono espressi tramite

$$k_1 = (x^2 + y^2)^{0.25} \cos \left[2 \cos \left(\frac{x}{x^2 + y^2} \right) \right]^{-1}, \quad k_2 = (x^2 + y^2)^{0.25} \sin \left[2 \cos \left(\frac{x}{x^2 + y^2} \right) \right]^{-1}, \quad k_3 = \sqrt{G_1}, \quad (6.31)$$

essendo x e y i coefficienti rispettivamente della parte reale e della parte immaginaria delle radici delle equazioni caratteristiche associate alle equazioni differenziali (6.27) e (6.28).

6.3 Modellazione di elementi di vetro

6.3.1 Generalità e definizioni

Gli elementi di vetro hanno, generalmente, uno spessore molto piccolo rispetto alle altre due dimensioni. Questo aspetto permette di descriverne il comportamento mediante modelli semplificati, di cui è possibile determinare una soluzione che, sebbene approssimata, può essere considerata adeguata ai fini progettuali.

Gli elementi di vetro possono essere caratterizzati da un comportamento prevalentemente:

- flessionale;
- membranale;
- membranale e flessionale.

L'analisi strutturale deve essere basata su modelli di calcolo appropriati. Le ipotesi scelte ed il modello di calcolo adottato, in particolare, devono essere in grado di riprodurre il comportamento globale della struttura e quello locale delle sezioni, degli elementi strutturali, dei collegamenti e dei vincoli. Essendo il vetro un materiale elastico-fragile, nella modellazione di un pannello di vetro è bene prestare attenzione a tutti i punti della struttura in cui possono verificarsi concentrazioni di sforzo. Il carico ultimo di collasso di un pannello di vetro, risulta ad esempio, fortemente influenzato dalla distanza di eventuali fori dall'estremità della lastra.

Di fondamentale importanza è la modellazione del vincolo, che può essere continua o puntuale. In entrambe le circostanze, il vincolo può essere considerato fisso o cedevole. In ogni caso è necessario che il modello di vincolo utilizzato riproduca con accuratezza le condizioni cinematiche reali.

Qualora vi siano vincoli sovrabbondanti staticamente, è bene porre attenzione a possibili stati di coazione. In alcuni casi, i vincoli sovrabbondanti possono essere disposti ad arte per indurre stati di coazione del vetro, per alterare leggermente la forma dell'elemento vetrato (*cold forming*). In genere, la modellazione deve essere la più semplice possibile, compatibilmente con il caso in questione.

Nel seguito si esaminano separatamente i livelli di modellazione strutturale e geometrica per il caso del vetro monolitico, del vetro stratificato e del vetro camera.

6.3.2 Elementi di vetro monolitico

6.3.2.1 Considerazioni preliminari

Il vetro usato nelle strutture civili può essere ricotto (annealed), indurito (heat strengthened) o temperato (thermally toughened or tempered), ma dal punto di vista della modellazione questa rimane identica, ferma restando la differente resistenza di progetto per i tre tipi (vedasi il paragrafo 7.4).

Data la loro snellezza, la risposta statica o dinamica dei pannelli di vetro monolitico può essere significativamente influenzata da fenomeni di non linearità di natura geometrica. Inoltre la disposizione usuale dei vincoli richiede, in genere, almeno un modello strutturale di tipo bidimensionale (a piastra). Modellazioni più semplici (di natura lineare e/o di tipo monodimensionale) possono essere utilizzati solo qualora le caratteristiche geometriche e meccaniche dell'elemento lo consentano, ed in ogni caso deve essere verificato che i risultati ottenuti siano compatibili con le ipotesi semplificate adottate.

Modelli agli elementi finiti bi- o tri-dimensionali possono essere efficacemente impiegati per geometrie particolari (con relazione alle modalità effettive di vincolo) o come soluzioni di confronto e di verifica. In questo caso è necessario validare attentamente il tipo di discretizzazione adottata,

controllando che non si verifichino fenomeni di *locking*, che sono particolarmente insidiosi nel caso elementi snelli e prevalentemente soggetti a deformazioni flessionali.

A prescindere dalla complessità del modello adottato, particolare cura deve essere dedicata alla modellazione dei vincoli del pannello e alla descrizione di:

- dettagli costruttivi (sistema di fissaggio del pannello alla struttura portante, modalità di trasferimento dei carichi dal vetro alla struttura, etc.);
- fori, realizzati per l'alloggiamento degli elementi di ancoraggio (dimensioni, distanza dai bordi, etc.);
- giunzioni (tipo di connessione, rigidità della giunzione, eventuali capacità dissipative, etc.).

6.3.2.2 Modellazione geometrica e dei vincoli

Di preferenza si adotterà un modello strutturale bidimensionale a piastra o guscio isotropo. Si possono usare sia nel caso di appoggi continui sia nel caso di vincoli concentrati. Nel caso di appoggi puntiformi, i modelli bidimensionali forniscono risultati attendibili lontano dagli appoggi. In prossimità degli stessi dovranno essere considerate eventuali imperfezioni e l'effettivo meccanismo di trasmissione delle forze da parte dei vincoli.

Modelli monodimensionali (secondo il modello di trave nell'ipotesi di mantenimento della sezione piana e deformazione a taglio trascurabile) sono consentiti solo quando la deformata dell'elemento di vetro monolitico è cilindrica (travi piane snelle e pannelli snelli vincolati su due lati opposti). In tal caso, ovviamente, i vincoli devono essere compatibili con la deformata cilindrica. Gli spostamenti ottenuti con questo modello devono tenere conto dell'effetto Poisson nel caso in cui la larghezza dell'elemento inflesso sia molto maggiore dell'altezza.

Modelli continui tridimensionali sono in generale necessari solo per geometrie complesse.

I vincoli possono essere modellati come continui (appoggi sui lati) o come puntiformi. La presenza di materiale deformabile fra il vincolo e la lastra può anche essere modellato mediante sistemi ad elasticità concentrata, altrimenti si dovrà ricorrere a modellazioni geometriche di dettaglio nell'ambito di analisi numeriche.

In ogni tipo di modellazione è comunque importante tenere conto di eventuali eccentricità dei vincoli rispetto al piano medio della lastra. Nel caso di analisi lineare, i vincoli possono anche essere applicati sul piano medio della lastra, a patto di introdurre opportunamente, come carico esterno, le azioni conseguenti all'eccentricità. Eventuali eccentricità di progetto dei vincoli, rispetto al piano medio della lastra, devono invece essere tenute esplicitamente in conto nel caso si effettui un'analisi non lineare.

6.3.2.3 Tipo di analisi strutturale

Si effettuerà in ogni caso un'analisi in campo elastico lineare, se non altro come confronto dei risultati ottenuti con analisi più sofisticate.

Gli elementi strutturali di vetro, data l'elevata flessibilità che li caratterizza, manifestano generalmente un comportamento non lineare, causato dal manifestarsi di spostamenti o rotazioni grandi. In tal caso, inoltre, si crea un accoppiamento fra la risposta membranale e quella flessionale.

Al fine di valutare correttamente gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità o su altri parametri di risposta strutturale, è consigliabile effettuare la valutazione delle tensioni e delle deformazioni mediante analisi del secondo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata dell'elemento. Eventuali imperfezioni geometriche e strutturali (mancanza di rettilinearità o di verticalità, eccentricità dei collegamenti etc.) devono essere considerate nella modellazione e verifica della singola lastra.

E' possibile effettuare analisi geometricamente lineari o non lineari. Nel primo caso il modello strutturale di riferimento è quello a guscio isotropo sottile alla Kirchhoff-Love (o a trave laddove

possibile). Nel secondo caso si può adottare un modello non lineare di guscio alla Von Karmàn, o altri modelli a guscio più complessi.

E' in genere sufficiente effettuare soltanto un'analisi *geometricamente lineare* quando:

$$f_{\max} < \frac{s}{2} \quad \text{per pannelli,}$$

$$f_{\max} < \frac{L}{300} \quad \text{per pinne e travi,}$$

dove

f_{\max} freccia massima dell'elemento [mm];

s spessore dell'elemento [mm];

L luce in semplice appoggio (o lunghezza libera di inflessione, L_0 ; $L_0 = 2L$ è la luce d'inflessione per le mensole) [mm].

È raccomandata l' *analisi non lineare* in caso contrario.

È espressamente richiesta l' *analisi non lineare* nei casi in cui vi sia la presenza di un significativo carico assiale che si accompagni alla flessione.

6.3.2.4 Metodo di calcolo

Il calcolo può essere effettuato o mediante l'utilizzo di soluzioni esatte (quando queste sono disponibili) o mediante l'impiego di codici di calcolo numerico, in particolar modo quando si richieda un'analisi non lineare. In Appendice al Capitolo 6, sono riportati alcuni abachi e tabelle che possono essere di ausilio al progettista.

I modelli tridimensionali continui non sono consigliati per l'analisi strutturale di lastre di vetro monolitico, data la loro estrema snellezza, che richiederebbe un livello di discretizzazione molto fitto. Risultano invece particolarmente adatti per lo studio degli effetti locali.

I modelli tridimensionali continui di tipo lineare, indicati per lo studio locale tensionale-deformativo, possono essere usati anche come sub-modello per la valutazione di eventuali concentrazioni di tensione. Eventuali concentrazioni di tensione devono essere sempre valutate. In prima approssimazione queste possono essere stimate come tensioni medie su un volume significativo di dimensione caratteristica non maggiore di metà spessore della lastra. In ogni caso, è sempre opportuno affinare la modellazione nella zona interessata.

È comunque sempre auspicabile un controllo dei risultati ottenuti con modelli più semplici bidimensionali o monodimensionali.

In generale, la mesh deve essere sufficientemente fitta e particolare attenzione deve essere dedicata alla modellazione delle zone di contatto. Per evitare fenomeni di *locking* si suggerisce l'impiego di una formulazione mista (del tipo *incompatible modes*), formulazione che garantisce una maggiore accuratezza nel calcolo del comportamento flessionale.

La mesh deve avere dimensioni tali da rispondere ai seguenti requisiti:

- dimensione massima nello spessore della lastra: $\frac{s}{2}$,
- rapporto tra dimensioni massima e minima dell'elemento: $\frac{\max}{\min} \leq 6$,

dove

s spessore dell'elemento di vetro monolitico [mm];

\max dimensione massima della mesh [mm];

\min dimensione minima della mesh [mm].

Nelle zone di concentrazione degli sforzi si consiglia di assumere un rapporto tra dimensioni massima e minima della mesh prossimo a 1.

6.3.3 Elementi di vetro stratificato

I vetri stratificati sono costituiti dall'unione per pressaggio e riscaldamento di due o più lastre di vetro con uno strato di materiale interposto, aderente su tutta la superficie della lastra. Le lastre che compongono uno stratificato possono essere di vetro ricotto (*annealed*), indurito (*heat strengthened*), temperato (*tempered or heat toughened*), o una combinazione di questi.

L'elemento interposto è costituito da un foglio di materiale elastomerico che deve presentare una buona aderenza al vetro e un allungamento elevato prima della lacerazione. Le caratteristiche meccaniche dell'elastomero sono fortemente dipendenti dal tempo e dalla temperatura; in ogni caso la rigidità del materiale polimerico è molto inferiore a quella del vetro, per cui anche in presenza di un'efficace aderenza, il polimero è soggetto ad elevati scorrimenti angolari.

Per quanto riguarda la modellazione geometrica e dei vincoli, si rimanda a quanto indicato al paragrafo 6.3.2.2 per gli elementi di vetro monolitico; ci si soffermerà ora sugli aspetti specifici della modellazione strutturale. In particolare, nei paragrafi successivi verranno presentati metodi di:

- *Livello 1*: l'elemento (trave o piastra) di vetro stratificato viene modellato come un elemento di vetro monolitico che presenta lo stesso comportamento a flessione;
- *Livello 2*: l'elemento di vetro stratificato viene modellato come un elemento composto da lastre di vetro connesse da molle equivalenti deformabili a taglio;
- *Livello 3*: la lastra stratificata viene modellata tridimensionalmente tramite un codice agli elementi finiti.

6.3.3.1 Livello 1: metodo degli spessori effettivi

Il comportamento di un elemento di vetro stratificato con n strati, a seconda del grado di accoppiamento a taglio offerto dall'intercalare, è intermedio fra quelle di un elemento a strati indipendenti, e quello di un elemento monolitico.

I casi limite sono:

- comportamento a strati indipendenti: vi è totale assenza di connessione fra le lastre, libere di scorrere fra di loro. In tal caso la curvatura χ assunta dal pacchetto composto da n strati a seguito dell'applicazione del momento flettente M è data da

$$\chi = \frac{M}{EJ_{abs}} \quad (6.32)$$

dove

$$J_{abs} = \sum_{i=1}^n J_i \quad (6.33)$$

con

J_i = momento d'inerzia della singola lamina [mm⁴].

Per il caso disaccoppiato all'interfaccia fra le lastre non si trasmette alcuna forza orizzontale.

- comportamento monolitico: vi è perfetta aderenza fra le lastre di vetro; trascurando la rigidità flessionale dell'intercalare si ha

$$\chi = \frac{M}{E J_{full}}, \quad (6.34)$$

dove

$$J_{full} = \sum_{i=1}^n (J_i + A_i d_i^2) = J_{abs} + \sum_{i=1}^n A_i d_i^2, \quad (6.35)$$

in cui

d_i = distanza del baricentro dell' i -esima lastra dal baricentro geometrico della sezione stratificata, mostrata in Figura 6.15 [mm];

A_i = area della sezione trasversale dell' i -esima lastra [mm²].

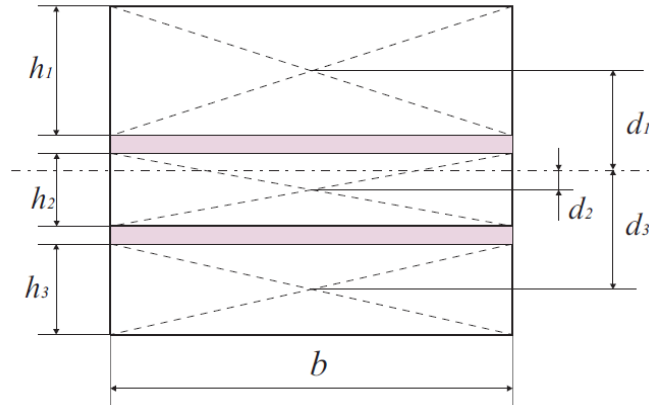


Figura 6.15. Geometria di un elemento di vetro stratificato.

Nel caso di due strati la rigidezza flessionale diventa

$$EJ_{full} = EJ_{abs} + EA^* d^2, \quad (6.36)$$

dove

$$A^* = \frac{A_1 A_2}{A_1 + A_2}, \quad d = d_1 + d_2 = \frac{h_1 + h_2}{2} + h_{int}. \quad (6.37)$$

Per il caso di due sole lastre di vetro si ha $d_1 = \frac{d h_2}{h_1 + h_2}$, $d_2 = \frac{d h_1}{h_1 + h_2}$

All'interfaccia fra le lastre viene trasmessa una forza orizzontale H_0 per unità di lunghezza data da

$$H_0 = \tau_i b, \quad (6.38)$$

in cui τ_i è il valore della tensione tangenziale al livello dell'interfaccia.

Nei casi intermedi la presenza dell'intercalare produce un limitato scorrimento fra le lastre per cui la forza orizzontale per unità di lunghezza trasmessa all'interfaccia fra le lastre è pari ad un'aliquota di H_0 . Nel livello di accuratezza 1 viene definito un coefficiente di trasferimento del taglio in fun-

zione delle proprietà dell'intercalare, del vetro e della geometria dello stratificato. Tale valore permette di stabilire il comportamento flessionale della struttura, che avrà curvatura data da

$$\chi = \frac{M}{EJ_{eq}}, \quad (6.39)$$

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_{abs} e J_{full} .

Una volta definito il momento di inerzia equivalente i possono definire gli *spessori effettivi*, cioè gli spessore di travi monolitiche che, soggette alle stesse condizioni di carico e vincolo della lastra di vetro stratificato in esame, abbiano lo stesso comportamento flessionale dal punto di vista della rigidità e della resistenza.

Possono quindi essere definiti i seguenti valori:

- *spessore efficace per il calcolo della deflessione*: spessore della trave monolitica che presenta la stessa deflessione massima della trave di vetro stratificato in esame.
- *spessore efficace per il calcolo delle tensioni*: spessore della trave monolitica che presenta la stessa tensione massima di uno degli strati della trave di vetro stratificato in esame. In genere è possibile definire uno spessore effettivo per il calcolo della tensione per ogni strato che compone il pacchetto; nel caso, usuale, in cui tutti gli strati abbiano lo stesso spessore, lo spessore efficace sarà il medesimo per ogni strato.

Esistono in letteratura e nei riferimenti normativi diversi modelli che permettono di calcolare il momento di inerzia equivalente in relazione alla deformabilità a taglio dell'intercalare, alla geometria e alle condizioni di vincolo della struttura. Di seguito vengono elencati i principali riferimenti e ne vengono indicati limiti e punti di forza.

6.3.3.1 Chaier 3488_V2 (francese)

L'istruzione francese [CSTB Cahier 3488-V2, 2011] propone un metodo semplificato per il calcolo degli spessori equivalenti, basato su due coefficienti α e β , che dipendono dal rapporto di forma della lastra di vetro stratificato e dalla tipologia di carico e sono forniti dalla normativa stessa per il solo caso di lastra rettangolare appoggiata in modo continuo sui 4 lati. Il modello risulta essere molto approssimato, in quanto gli spessori effettivi risultano essere indipendenti dalla rigidità a taglio dell'intercalare. Il modello permette di calcolare gli spessori effettivi soltanto per pacchetti stratificati composti da due sole lastre di vetro.

6.3.3.2 Normativa TRLV (tedesca)

Le regole tecniche tedesche denominate TRLV (*Technische Regeln für die Verwendung von Linienförmig gelagerten Verglasungen*) [TRLV] prendono in considerazione la collaborazione fra le varie lastre dello stratificato solo quando il vetro è ricotto. Non offrono direttamente uno spessore equivalente, in quanto non riconoscono ufficialmente un meccanismo di collaborazione dell'intercalare, ma specificano anzi che le lastre vanno trattate come se fossero disaccoppiate. D'altro canto, propongono un incremento di tensione ammissibile quando il vetro sia stratificato: tale incremento equivale ad assumere, in via indiretta, una collaborazione fra le lastre dovute all'accoppiamento offerto dall'intercalare. In particolare vengono date le indicazioni seguenti.

- Per carichi di lunga durata: a fronte di una tensione ammissibile di 12 MPa per un vetro ricotto semplice, viene indicato il limite di 15 MPa come tensione ammissibile per un vetro

ricotto stratificato; nel caso di vetri in copertura, questi limiti si applicano sempre e comunque, indipendentemente dalla durata del carico.

- Per carichi di breve durata: a fronte di una tensione ammissibile di 18 MPa per un vetro ricotto semplice, vengono indicati 22,5 MPa di tensione ammissibile per un vetro ricotto stratificato.

Nel caso d'applicazione di questi incrementi di tensione, le regole TRLV richiedono che venga verificata anche la condizione di totale accoppiamento delle lastre (limite monolitico), controllando che la tensione corrispondente non superi i valori ordinari (12 MPa per carichi di lunga durata e 18 MPa per carichi di breve durata).

Di recente la TRLV è stata sostituita dalla DIN 18008.

6.3.3.1.3 Progetto di Norma Europea prEN 16612 (2013)

Un metodo semplificato è stato proposto nel progetto di norma prEN 16612 (2013) per il calcolo degli spessori equivalenti da utilizzare per la valutazione delle tensioni e delle deformazioni delle lastre di vetro laminato, per pacchetti stratificati composti da due o più lastre di vetro. Tali spessori equivalenti dipendono da un parametro ϖ , i cui valori sono tabulati nel documento [prEN 16612] in funzione della “famiglia di rigidezze” (“interlayer stiffness family”) a cui appartiene il polimero utilizzato per l'intercalare e della tipologia di carico (durata e temperatura di applicazione). Le varie famiglie di rigidezze sono definite nel progetto di norma prEN 16613 (2013).

Il modello proposto, molto semplice e di facile applicazione, trascura però 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). In generale, l'approccio proposto dalla prEN 16612 è sconsigliabile, in quanto troppo grossolano [Galuppi, Royer-Carfagni 2013b].

6.3.3.1.4 Modello di Wölfel- Bennison

Questo metodo di analisi [Wölfel, 1987; Bennison, 2009] è stato ripreso dalla ASTM E1300-09a (Appendix XII). La formulazione, basata su un lavoro originario di Wölfel [Wölfel, 1987] inerente le travi sandwich in acciaio ed, in seguito, applicata da Bennison al caso del vetro laminato, utilizza per la rigidezza flessionale un valore intermedio fra la rigidezza dell'elemento monolitico e quella dell'elemento a strati indipendenti, definito da un'interpolazione lineare tramite un coefficiente di trasmissione del taglio Γ , variabile tra $\Gamma=0$ (per comportamento a strati indipendenti) e $\Gamma=1$ (per comportamento monolitico).

Il modello permette di calcolare gli spessori effettivi soltanto per pacchetti stratificati composti da due sole lastre di vetro. In questo caso, il momento di inerzia della trave monolitica equivalente è dato dalla media pesata tra i momenti di inerzia relativi al comportamento a strati indipendenti (J_{abs}) e al limite monolitico (J_{full}):

$$J_{eq} = \Gamma J_{full} + (1 - \Gamma) J_{abs} = J_1 + J_2 + \Gamma A^* d^2 \quad (6.40)$$

Dove A^* e d sono dati dalla (6.37).

Introducendo la quantità:

$$I_s = \frac{d^2 A^*}{b} = \frac{h_1 + h_2}{h_1 h_2} d^2 = h_1 d_1^2 + h_2 d_2^2, \quad (6.41)$$

secondo il modello originario di Wölfel, il coefficiente di trasferimento del taglio Γ è dato da:

$$\Gamma = \frac{1}{1 + 9.6 \frac{h_{int} EI_s}{G_{int} l^2 d^2}} = \frac{1}{1 + 9.6 \frac{h_{int} EA^*}{G_{int} l^2 b}},$$

(6.42)

dove:

h_{int} spessore dell'intercalare polimerico;
 b larghezza della trave;
 l lunghezza della trave;
 E modulo di Young del vetro;
 G_{int} modulo a taglio dell'intercalare;
 A^* è data dalla (6.37).

Lo spessore efficace per il calcolo della deflessione risulta essere:

$$h_{ef;w} = \sqrt[3]{h_1^3 + h_2^3 + 12\Gamma I_s},$$

(6.43)

mentre gli spessori efficaci per il calcolo delle tensioni, negli strati di vetro risultano essere:

$$h_{1;ef;\sigma} = \sqrt{\frac{h_{ef;w}^3}{h_1 + 2\Gamma d_1}}, \quad h_{2;ef;\sigma} = \sqrt{\frac{h_{ef;w}^3}{h_2 + 2\Gamma d_2}}.$$

(6.44)

Tale modello ha validità limitata perché concepito per travi staticamente determinate, in cui la rigidità degli strati esterni sia trascurabile rispetto a quella dell'intercalare; è applicabile, con buoni risultati, soltanto a casi in cui la geometria sia del tipo “trave” e nei casi in cui la deformata sia cilindrica, con deflessione massima in mezzera. Se ne sconsiglia pertanto l'applicazione se non nel caso di lastre rettangolari, semplicemente appoggiate su due lati opposti e soggette a carichi uniformemente distribuiti, ortogonali al piano.

6.3.3.1.5 Modello Enhanced Effective Thickness (EET)

Tale modello, proposto in [Galuppi, Royer-Carfagni, 2012a], [Galuppi, Royer-Carfagni, 2012b], [Galuppi *et al.*, 2013a], è un modello semplice, adatto al calcolo di spessori equivalenti sia per geometrie di tipo “trave” che di tipo “piastra”.

Per la trave di vetro stratificato (caso 1D), il metodo propone la definizione di un momento di inerzia equivalente, dato dalla media armonica tra il momento di inerzia della sezione monolitica di uguale spessore (*monolithic limit*) e quello delle sezioni di vetro non connesse da intercalare (*layered limit*), pesata tramite un coefficiente η che rende conto del “grado di accoppiamento” tra le lastre di vetro, dovuto dalla presenza dell'intercalare. Si ha quindi:

$$\frac{1}{J_{eq}} = \frac{\eta_{1D}}{J_{full}} + \frac{1 - \eta_{1D}}{J_{abs}},$$

(6.45)

dove η_{1D} è un coefficiente adimensionale che dipende dalla geometria della trave, dalle condizioni di carico e vincolo e dalle caratteristiche meccaniche di vetro e intercalare. Il valore di tale coefficiente varia tra 0 (corrispondente al *layered limit*) e 1 (corrispondente al *monolithic limit*).

Lo spessore effettivo per il calcolo delle deformazioni, essendo queste proporzionali al momento di inerzia e quindi al cubo dello spessore della trave monolitica equivalente, risulta essere pari a:

$$\hat{h}_w = \sqrt[3]{\frac{1}{\frac{\eta}{\sum_{i=1}^N h_i^3 + 12 \sum_{i=1}^N (h_i d_i^2)} + \frac{(1-\eta)}{\sum_{i=1}^N h_i^3}}} \quad (6.46)$$

Nella formula (6.46) viene indicato il coefficiente generico η , in quanto la formula è valida sia per il caso monodimensionale (trave) che per quello bidimensionale (piastra). Per quanto riguarda il calcolo delle tensioni massime, lo spessore efficace si ottiene ponendo

$$\sigma_{i,max} = \max_x \frac{6 |M(x)|}{b \hat{h}_{i,\sigma}^2} = \max_x \left| \frac{N_i(x)}{A_i} \pm \frac{M_i(x)}{I_i} \frac{h_i}{2} \right| \quad (6.47)$$

Si può dimostrare (si veda [Galuppi & Royer-Carfagni, 2012a; Galuppi & Royer-Carfagni, 2012b]) che lo spessore equivalente per il calcolo delle tensioni nella lastra i esima è dato da

$$\hat{h}_{i,\sigma} = \sqrt[3]{\frac{1}{\frac{2\eta |d_i|}{\sum_{i=1}^N h_i^3 + 12 \sum_{i=1}^N (h_i d_i^2)} + \frac{h_i}{\hat{h}_w^3}}} \quad (6.48)$$

Nella formula (6.48) viene indicato il coefficiente generico η , in quanto la formula è valida sia per il caso monodimensionale (trave) che per quello bidimensionale (piastra).

Per il caso di trave composta da due sole lastre di vetro, il coefficiente η_{1D} è dato da:

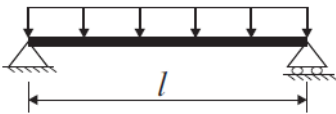
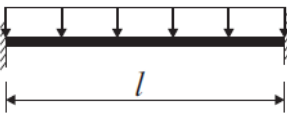
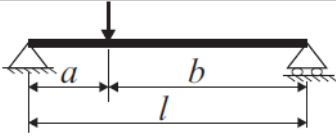
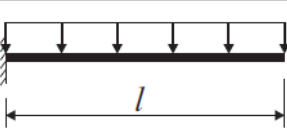
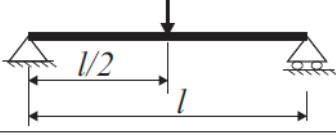
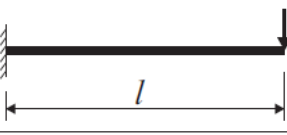
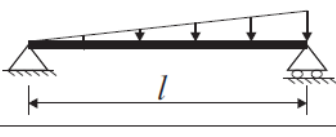
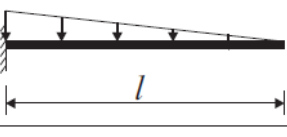
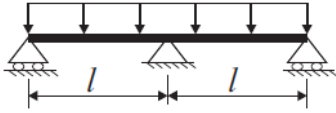
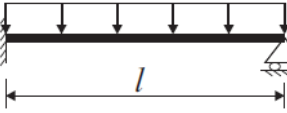
$$\eta_{1D;2} = \frac{1}{1 + \frac{E h_{int} J_{abs}}{G_{int} b J_{full}} A^* \Psi} \quad (6.49)$$

dove:

- h_{int} spessore dell'intercalare polimerico;
- b larghezza della trave;
- l lunghezza della trave;
- E modulo di Young del vetro;
- G_{int} modulo a taglio dell'intercalare;
- A^* area definita dalla (6.37);
- J_{abs} momento di inerzia relativo al *layered limit*, definito dalla (6.33);
- J_{full} momento di inerzia relativo al *monolithic limit*, definito dalla (6.35);
- Ψ coefficiente dimensionale che dipende dalle condizioni di carico e vincolo.

La Tabella 6.3 fornisce i valori del coefficiente Ψ per i casi più ricorrenti nella pratica progettuale.

Tabella 6.3 Travi di vetro laminato: valori del coefficiente Ψ per differenti condizioni di carico e vincolo.

Condizioni di carico e di vincolo	Ψ	Condizioni di carico e di vincolo	Ψ
	$\frac{168}{17 l^2}$		$\frac{42}{l^2}$
	$\frac{15}{l^2+2ab}$		$\frac{14}{5l^2}$
	$\frac{10}{l^2}$		$\frac{5}{2l^2}$
	$\frac{10}{l^2}$		$\frac{45}{14l^2}$
	$\frac{21}{l^2}$		$\frac{21}{l^2}$

Metodo EET per multilaminati

Il metodo può anche essere esteso al caso di multilaminati (si veda [Galuppi, Royer-Carfagni, 2013c]). Di seguito vengono riportate le formule che permettono di calcolare il coefficiente di trasferimento del taglio η_{1D} per i casi di:

- Trave di vetro laminato composto da tre lastre di vetro di spessori arbitrari, connesse tramite intercalari di spessori anch'essi arbitrari ($h_{int,1}$ e $h_{int,2}$)

$$\eta_{1D,3} = \frac{1}{1 + \frac{E\Psi}{G_{int} \left(\sum_{i=1}^3 h_i^3 + 12 \sum_{i=1}^3 h_i d_i^2 \right) \left(\frac{(d_1 + d_2)^2}{h_{int,1}} + \frac{(d_2 + d_3)^2}{h_{int,2}} \right) \sum_{i=1}^3 h_i^3 \sum_{i=1}^3 h_i d_i^2}} \quad (6.50)$$

- Trave di vetro laminato composto da un numero generico N di lastre di vetro tutte dello stesso spessore h , connesse tramite intercalari tutti di spessore h_{int} ; in questo caso si ha

$$J_{full} = \frac{Nb}{12} [h^3 + h(h + h_{int})^2 (N - 1)(N + 1)]$$

e

$$\eta_{1D,N} = \frac{1}{1 + \frac{Eh_{int}}{12G_{int}} \frac{Nh^3 (N + 1)}{h^2 + (h + h_{int})^2 (N^2 - 1)}} \Psi \quad (6.51)$$

Il coefficiente Ψ è indipendente dal numero di strati, ed è tabulato in Tabella 6.3. Una volta determinato il coefficiente η_{1D} , gli spessori effettivi devono essere calcolati tramite la (6.46) e la (6.48).

Metodo EET per piastre

Il metodo EET può anche essere esteso al caso bidimensionale (comportamento a piastra) [Galuppi, Royer-Carfagni, 2012b]. Nel caso più ricorrente nella pratica di lastre composte da due strati di vetri con interposto intercalare, la rigidezza flessionale nel caso di comportamento a strati indipendenti, vale

$$D_{abs} = \sum_{i=1}^2 D_i = \sum_{i=1}^2 \frac{E h_i^3}{12(1-\nu^2)}, \tag{6.52}$$

dove ν è il coefficiente di Poisson del vetro. Nel caso limite di comportamento monolitico, la rigidezza flessionale è invece data da

$$D_{full} = D_{abs} + \frac{E}{(1-\nu^2)} \frac{h_1 h_2}{h_1 + h_2} d^2. \tag{6.53}$$

In analogia con la (6.45), la rigidezza flessionale nel caso intermedio si assume della forma

$$\frac{1}{D_{eq}} = \frac{\eta_{2D}}{D_{full}} + \frac{1-\eta_{2D}}{D_{abs}}, \tag{6.54}$$

dove η_{2D} è ancora un coefficiente adimensionale che dipende dalla geometria della piastra, dalle condizioni di carico e vincolo e dalle caratteristiche meccaniche di vetro e intercalare. Nel caso di due lastre di vetro laminato, tale coefficiente risulta pari a

$$\eta_{2D} = \frac{1}{1 + \frac{h_{int} E}{G_{int} (1-\nu^2)} \frac{D_{abs}}{D_{full}} \frac{h_1 h_2}{h_1 + h_2} \Psi} \tag{6.55}$$

dove:

- h_{int} spessore dell'intercalare polimerico;
- h_i spessore dell' i -esimo strato di vetro, $i = 1, 2$;
- D_{abs} rigidezza flessionale relativa al *layered limit*, definita dalla (6.52);
- D_{full} rigidezza flessionale relativa al *monolithic limit*, definita dalla (6.53);
- E modulo di Young del vetro;
- G_{int} modulo a taglio dell'intercalare;
- ν coefficiente di Poisson del vetro;
- Ψ coefficiente dimensionale che dipende dalle condizioni di carico e vincolo.

I valori del coefficiente Ψ [mm^{-2}] $\cdot 10^{-6}$ sono riportati in Tabella 6.4 per lastre rettangolari di dimensioni $a \times b$, soggette a diverse condizioni di carico e vincolo, in funzione della lunghezza della piastra a e del rapporto $\lambda = b/a$. Altre condizioni di carico o di vincolo possono essere considerate utilizzando le espressioni riportate in [Galuppi et al., 2013a].

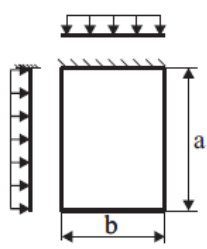




E' importante notare che:

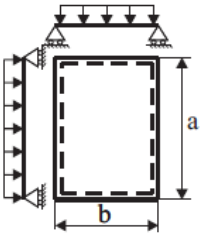
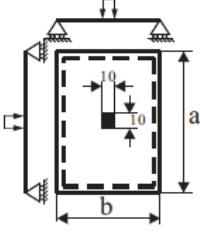
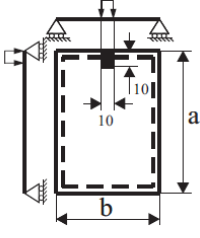
- per piastre soggette a condizioni di carico e di vincolo uguali nelle due direzioni (per esempio, piastre appoggiate sui quattro lati), a è la lunghezza del lato più lungo (si noti che la Tabella 6.4 fornisce, per questi casi, $\lambda = b/a < 1$);
- per piastre soggette a condizioni di carico e di vincolo diverse nelle due direzioni (per esempio piastra supportata su due lati opposti), gli schemi in Tabella 6.4 forniscono le indicazioni necessarie a determinare quale sia il lato di lunghezza a ; in questi casi si ha sia il caso $\lambda < 1$ che il caso $\lambda > 1$.

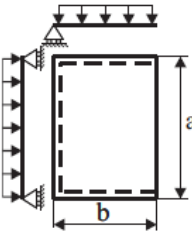
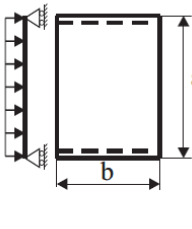
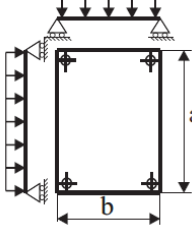
Per esempio, il valore del coefficiente Ψ per una piastra di dimensioni 3000 mm x 1800 mm, appoggiata in corrispondenza dei lati di lunghezza 1800 mm, corrisponde, in Tabella 6.4, ad $a = 3000$ mm, $\lambda = 0.6$.

Per piastre con dimensioni di valori intermedi tra quelli riportati in tabella, il valore del coefficiente Ψ si può ricavare tramite interpolazione lineare.

Tabella 6.4 Piastre di vetro laminato: valori del coefficiente Ψ [mm^{-2}]* 10^{-6} per differenti condizioni di carico e vincolo.

	$\lambda = b/a$	every value	Legend:
	a(mm)		
	500	11.2000	 Free edge  Clamped edge  Simply supported edge  Supported corner
	600	7.77778	
	800	4.37500	
	1000	2.80000	
	1500	1.24444	
	2000	0.70000	
	2500	0.44800	
	3000	0.31111	

	$\lambda=b/a$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
	a(mm)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
	500	4018.00	1042.79	486.328	290.422	199.746	150.612	121.070	101.947	88.8653	79.5280
	600	2790.28	724.160	337.728	201.682	138.713	104.592	84.0766	70.7962	61.7120	55.2278
	800	1569.53	407.340	189.972	113.446	78.0259	58.8328	47.2931	39.8229	34.7130	31.0656
	1000	1004.50	260.698	121.582	72.6055	49.9366	37.6530	30.2676	25.4866	22.2163	19.8820
	1500	446.445	115.866	54.0364	32.2691	22.1940	16.7347	13.4523	11.3274	9.87392	8.83644
	2000	251.125	65.1744	30.3955	18.1514	12.4841	9.41325	7.56690	6.37166	5.55408	4.97050
	2500	160.720	41.7116	19.4531	11.6169	7.98985	6.02448	4.84281	4.07786	3.55461	3.18112
	3000	111.611	28.9664	13.5091	8.06728	5.54851	4.18367	3.36307	2.83185	2.46848	2.20911
	3500	82.0001	21.2814	9.92506	5.92698	4.07645	3.07372	2.47082	2.08054	1.81358	1.62302
	4000	62.7813	16.2936	7.59887	4.53785	3.12104	2.35331	1.89172	1.59291	1.38852	1.24262
	4500	49.6050	12.8740	6.00405	3.58546	2.46600	1.85941	1.49470	1.25860	1.09710	0.98183
5000	40.1800	10.4279	4.86328	2.90422	1.99746	1.50612	1.21070	1.01947	0.88865	0.79528	
5500	33.2066	8.61810	4.01924	2.40018	1.65080	1.24473	1.00058	0.84253	0.73442	0.65726	
6000	27.9028	7.24160	3.37728	2.01682	1.38713	1.04592	0.84077	0.70796	0.61712	0.55228	
	$\lambda=b/a$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
	a(mm)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
	500	4918.34	1232.69	567.067	334.994	230.168	177.772	153.440	148.958	162.509	193.633
	600	3370.58	856.090	393.202	232.176	160.114	125.082	110.414	110.681	124.492	150.377
	800	1887.99	481.156	220.499	130.284	90.4864	71.9804	65.5937	68.3750	79.1656	96.0054
	1000	1208.10	307.557	140.793	83.2878	58.1740	46.8728	43.5895	46.4238	54.3862	65.7299
	1500	536.820	136.349	62.3643	36.9883	26.0733	21.4107	20.4625	22.3430	26.4174	31.6262
	2000	301.823	76.5778	35.0205	20.8068	14.7442	12.2309	11.8469	13.0732	15.4890	18.4274
	2500	193.088	48.9613	22.3909	13.3188	9.46975	7.90479	7.71696	8.56	10.1521	12.0289
	3000	134.046	33.9778	15.5392	9.25103	6.59278	5.52651	5.42301	6.03981	7.15987	8.45939
	3500	98.4581	24.9511	11.4114	6.79789	4.85275	4.08025	4.01837	4.48608	5.31751	6.26962
	4000	75.3670	19.0961	8.73398	5.20544	3.72076	3.13561	3.09636	3.46268	4.10387	4.83105
	4500	59.5398	15.0839	6.89918	4.11349	2.94324	2.48479	2.45877	2.75320	3.26254	3.83589
5000	48.2209	12.2151	5.58722	3.33231	2.38625	2.01744	1.99960	2.24129	2.65555	3.11911	
5500	39.8477	10.0932	4.61679	2.75425	1.97363	1.67055	1.65799	1.85989	2.20335	2.58587	
6000	33.4800	8.47979	3.87887	2.31454	1.65948	1.40601	1.39699	1.56813	1.85750	2.17847	
	$\lambda=b/a$	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.25	1.667	2.5	5	
	a(mm)	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.25	1.667	2.5	5	
	500	1242.09	355.153	234.435	274.020	354.166	402.080	404.202	387.899	371.011	
	600	864.232	251.531	177.918	213.601	261.980	283.978	281.063	269.376	257.647	
	800	487.212	145.743	111.758	134.304	155.248	161.826	158.254	151.525	144.926	
	1000	312.029	95.1575	76.0756	90.4562	101.516	104.100	101.321	96.9761	92.7528	
	1500	138.661	43.5030	36.3993	42.3936	46.0711	46.4920	45.0480	43.1006	41.2235	
	2000	77.9587	24.8262	21.1563	24.3577	26.1226	26.1994	25.3430	24.2441	23.1882	
	2500	49.8734	16.0270	13.7900	15.7659	16.7882	16.7835	16.2206	15.5162	14.8405	
	3000	34.6237	11.1941	9.68840	11.0252	11.6882	11.6619	11.2648	10.7752	10.3059	
	3500	25.4319	8.25803	7.17541	8.13863	8.60194	8.57122	8.27642	7.91645	7.57166	
	4000	19.4678	6.34195	5.52605	6.25249	6.59398	6.56416	6.33676	6.06103	5.79705	
	4500	15.3798	5.02283	4.38588	4.95302	5.21489	5.18757	5.00690	4.78896	4.58039	
5000	12.4562	4.07621	3.56513	4.02007	4.22712	4.20262	4.05564	3.87906	3.71011		
5500	10.2934	3.37398	2.95481	3.32777	3.49551	3.47369	3.35180	3.20583	3.06621		
6000	8.64860	2.83873	2.48871	2.79998	2.93860	2.91917	2.81646	2.69379	2.57647		

	$\lambda=b/a$	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.25	1.667	2.5	5	
	a[mm]										
	500	59.8176	55.7770	51.6762	48.5518	46.3972	44.6462	42.9996	41.5644	41.6559	
	600	41.5400	38.7340	35.8862	33.7165	32.2203	31.0043	29.8609	28.8641	28.5614	
	800	23.3663	21.7879	20.1860	18.9655	18.1239	17.4399	16.7967	16.2361	15.6021	
	1000	14.9544	13.9442	12.9190	12.1379	11.5993	11.1615	10.7499	10.3911	10.4140	
	1500	6.64640	6.19744	5.74180	5.39464	5.15525	4.96069	4.77774	4.61826	4.41235	
	2000	3.73860	3.48606	3.22976	3.03449	2.89983	2.79039	2.68748	2.59777	2.60350	
	2500	2.39270	2.23108	2.06705	1.94207	1.85589	1.78585	1.71999	1.66257	1.70853	
	3000	1.66160	1.54936	1.43545	1.34866	1.28881	1.24017	1.19443	1.15457	1.10309	
	3500	1.22077	1.13831	1.05462	0.99085	0.94688	0.91115	0.87754	0.84825	0.83878	
	4000	0.93465	0.87152	0.80744	0.75862	0.72496	0.69760	0.67187	0.64944	0.65087	
	4500	0.73849	0.68860	0.63798	0.59940	0.57281	0.55119	0.53086	0.51314	0.47613	
5000	0.59818	0.55777	0.51676	0.48552	0.46397	0.44646	0.43000	0.41564	0.42713		
5500	0.49436	0.46097	0.42708	0.40125	0.38345	0.36898	0.35537	0.34351	0.33329		
6000	0.41540	0.38734	0.35886	0.33717	0.32220	0.31004	0.29861	0.28864	0.27577		
	$\lambda=b/a$	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.25	1.667	2.5	5	
	a[mm]										
	500	37.6068	37.7268	37.9083	38.1086	38.2943	38.4868	38.7153	38.9639	39.2186	
	600	26.1158	26.1992	26.3252	26.4643	26.5933	26.7270	26.8856	27.0583	27.2351	
	800	14.6902	14.7370	14.8079	14.8862	14.9587	15.0339	15.1231	15.2203	15.3197	
	1000	9.40170	9.43169	9.47707	9.52714	9.57357	9.62171	9.67881	9.74099	9.80464	
	1500	4.17853	4.19186	4.21203	4.23429	4.25492	4.27632	4.30169	4.32933	4.35762	
	2000	2.35043	2.35792	2.36927	2.38179	2.39339	2.40543	2.41970	2.43525	2.45116	
	2500	1.50427	1.50907	1.51633	1.52434	1.53177	1.53947	1.54861	1.55856	1.56874	
	3000	1.04463	1.04797	1.05301	1.05857	1.06373	1.06908	1.07542	1.08233	1.08940	
	3500	0.76749	0.76993	0.77364	0.77773	0.78152	0.78545	0.79011	0.79518	0.80038	
	4000	0.58761	0.58948	0.59232	0.59545	0.59835	0.60136	0.60493	0.60881	0.61279	
	4500	0.46428	0.46576	0.46800	0.47048	0.47277	0.47515	0.47797	0.48104	0.48418	
5000	0.37607	0.37727	0.37908	0.38109	0.38294	0.38487	0.38715	0.38964	0.39219		
5500	0.31080	0.31179	0.31329	0.31495	0.31648	0.31807	0.31996	0.32202	0.32412		
6000	0.26116	0.26199	0.26325	0.26464	0.26593	0.26727	0.26886	0.27058	0.27235		
	$\lambda=b/a$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
	a[mm]										
	500	30.2878	30.4745	31.0830	32.3923	34.6861	38.1471	42.5340	46.6298	48.1868	45.6010
	600	21.0332	21.1628	21.5854	22.4946	24.0875	26.4911	29.5375	32.3818	33.4631	31.6674
	800	11.8312	11.9041	12.1418	12.6532	13.5492	14.9012	16.6148	18.2148	18.8230	17.8129
	1000	7.57194	7.61861	7.77075	8.09807	8.67152	9.53678	10.63349	11.6575	12.0467	11.4003
	1500	3.36531	3.38605	3.45367	3.59914	3.85401	4.23857	4.72600	5.18109	5.35409	5.06678
	2000	1.89298	1.90465	1.94269	2.02452	2.16788	2.38420	2.65837	2.91436	3.01168	2.85006
	2500	1.21151	1.21898	1.24332	1.29569	1.38744	1.52588	1.70136	1.86519	1.92747	1.82404
	3000	0.841326	0.846513	0.863417	0.899785	0.963502	1.05964	1.18150	1.29527	1.33852	1.26670
	3500	0.618117	0.621928	0.634347	0.661067	0.707879	0.778513	0.868040	0.951629	0.983404	0.930633
	4000	0.473246	0.476163	0.485672	0.506129	0.541970	0.596049	0.664593	0.728591	0.752919	0.712516
	4500	0.373923	0.376228	0.383741	0.399904	0.428223	0.470952	0.525111	0.575677	0.594899	0.562976
5000	0.302878	0.304745	0.310830	0.323923	0.346861	0.381471	0.425340	0.466298	0.481868	0.456010	
5500	0.250312	0.251855	0.256884	0.267705	0.286662	0.315265	0.351520	0.385371	0.398238	0.376868	
6000	0.210332	0.211628	0.215854	0.224946	0.240875	0.264911	0.295375	0.323818	0.334631	0.316674	

a[mm]	$\lambda=b/a$	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.25	1.667	2.5	5
	500		325.393	114.750	74.9377	60.4550	53.5051	48.9526	45.3585	42.6990
600		225.968	79.6875	52.0400	41.9827	37.1563	33.9949	31.4989	29.6521	32.7445
800		127.107	44.8242	29.2725	23.6153	20.9004	19.1221	17.7182	16.6793	19.9520
1000		81.3484	28.6875	18.7344	15.1138	13.3763	12.2382	11.3396	10.6747	9.47670
1500		36.1548	12.7500	8.32641	6.71723	5.94501	5.43918	5.03983	4.74433	4.02073
2000		20.3371	7.17187	4.68360	3.77844	3.34407	3.05954	2.83490	2.66869	2.36918
2500		13.0157	4.59000	2.99751	2.41820	2.14020	1.95811	1.81434	1.70796	1.90781
3000		9.03871	3.18750	2.08160	1.67931	1.48625	1.35980	1.25996	1.18608	1.00518
3500		6.64068	2.34184	1.52934	1.23378	1.09194	0.99903	0.92568	0.87141	0.63410
4000		5.08427	1.79297	1.17090	0.94461	0.83602	0.76489	0.70873	0.66717	0.59229
4500		4.01720	1.41667	0.92516	0.74636	0.66056	0.60435	0.55998	0.52715	0.44643
5000		3.25393	1.14750	0.74938	0.60455	0.53505	0.48953	0.45358	0.42699	0.47695
5500		2.68920	0.94835	0.61932	0.49963	0.44219	0.40457	0.37486	0.35288	0.27907
6000		2.25968	0.79687	0.52040	0.41983	0.37156	0.33995	0.31499	0.29652	0.25130

Gli spessori effettivi possono essere calcolati tramite la (6.46) e la (6.48), che valgono sia per il caso monodimensionale (trave) che per il caso bidimensionale (lastra).

In alcuni casi particolari, può essere necessario calcolare le tensioni in corrispondenza dell'interfaccia tra una delle lastre di vetro e l'intercalare polimerico. Questo accade, per esempio, nei casi in cui gli strati di vetro abbiano resistenze diverse e sia quindi necessario verificare la resistenza di entrambe le lastre nei confronti delle massime tensioni di trazione agenti su ognuna. Infatti, quando l'accoppiamento fra le lastre non è perfetto, il diagramma delle tensioni risulta del tipo mostrato in Figura 6.16, per cui diventano significative le tensioni di interfaccia $|\sigma|_{maxINTi}$.

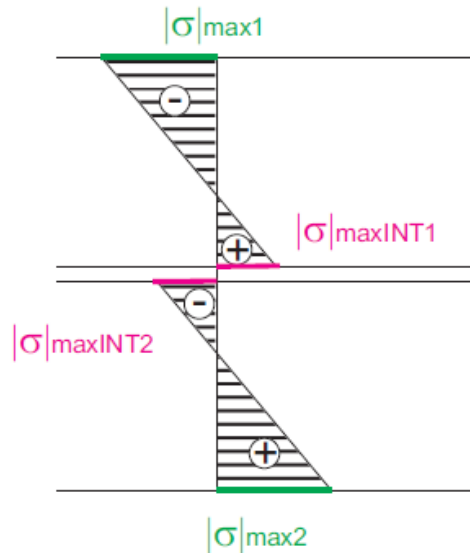


Figura 6.16. Tipico diagramma delle tensioni in un vetro stratificato.

Le massime tensioni all'interfaccia sullo strato i -esimo sono date da

$$\sigma_{i,max} = \max_x \frac{|M(x)|}{b\hat{h}_{INT1;\sigma}^2} = \max_x \left| \frac{N_i(x)}{A_i} \mp \frac{M_i(x)}{I_i} \frac{h_i}{2} \right|. \tag{6.56}$$

Si può quindi dimostrare che gli spessori equivalenti per il calcolo delle tensioni massime di interfaccia nella lastra 1 e nella lastra 2 risultano della forma

$$\hat{h}_{INT1;\sigma} = \sqrt{\frac{1}{\frac{2\eta h_{s;2}}{h_1^3 + h_2^3 + 12I_s} - \frac{h_1}{\hat{h}_w^3}}}, \quad \hat{h}_{INT2;\sigma} = \sqrt{\frac{1}{\frac{2\eta h_{s;1}}{h_1^3 + h_2^3 + 12I_s} - \frac{h_2}{\hat{h}_w^3}}}. \quad (6.57)$$

Preme ricordare che l'uso di questi modelli approssimati deve essere, sempre e in ogni caso, limitato al calcolo della massima tensione al centro lastra e alla stima della massima inflessione. In particolare, è assolutamente da evitare una pratica, talvolta sconsigliatamente adottata nella progettazione, che consiste nell'utilizzare metodi con spessori equivalenti per il calcolo degli effetti locali, quali ad esempio le concentrazioni di tensione in prossimità di fori o intagli.

6.3.3.2 Livello 2

A questo livello si utilizza un modello semplificato multistrato in cui le lastre di vetro vengono considerate deformabili solo a flessione, e l'intercalare viene modellato mediante uno strato di molle equivalenti deformabili solo a taglio. Il modello deriva da quello introdotto da Newmark [Newmark *et al.*, 1951] per i connettori nelle travi miste acciaio-calcestruzzo. A seconda delle condizioni al contorno gli elementi vitrei possono essere modellati come travi o come gusci elastici. Diversi autori hanno utilizzato questa modellazione sia per elementi trave sia per elementi piastra, utilizzando legami costitutivi lineari per le molle. Le molle a taglio che simulano l'intercalare possono anche essere modellate come elementi visco elastici. Nel caso di elementi trave è possibile ottenere soluzioni in forma chiusa anche per vetri con più strati e per moderate non linearità geometriche. Nei casi geometricamente più complessi è possibile adoperare modellazioni numeriche bidimensionali di lastre multistrato qualora sia possibile introdurre lo strato di molle deformabili a taglio senza imporre la rotazione rigida del direttore. Possono essere utilizzati elementi bidimensionali di tipo *shell*, qualora sia dimostrato siano in grado di fornire risultati accurati anche nelle analisi non lineari in grandi spostamenti. Deve trattarsi di elementi che considerino adeguatamente la deformabilità a taglio del singolo strato, in quanto nella modellazione dei pannelli stratificati la deformabilità trasversale dell'intercalare potrebbe risultare influente nella risposta globale della lastra.

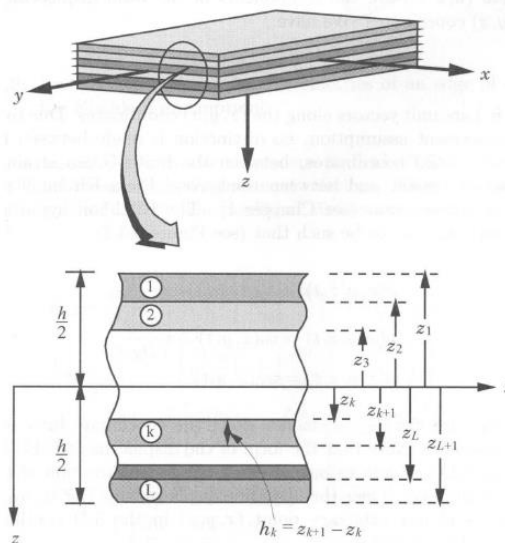


Figura 6.17. Modellazione di un pannello stratificato.

6.3.3.3 Livello 3

Nel caso di modellazione tridimensionale, il dominio della lastra stratificata può essere discretizzato tramite elementi solidi, a 8 – 20 nodi. La mesh deve essere definita in modo da rispondere ai requisiti indicati per il vetro monolitico (si veda il par. 6.3.2.3).

Per le lastre di vetro, si suggerisce di adottare elementi solidi a modi incompatibili (*incompatible modes*), formulazione che consente di migliorare l'accuratezza nel calcolo del comportamento flessionale, mentre l'intercalare può essere modellato mediante elementi a modi incompatibili con formulazione ibrida (*incompatible modes, hybrid formulation*). Nel caso dell'intercalare, la scelta della formulazione ibrida dipende dalle caratteristiche del materiale, essendo i polimeri quasi incompressibili (elevato coefficiente di Poisson). Il collegamento tra lastre di vetro e intercalare può essere modellato tramite un vincolo cinematico che impedisca gli spostamenti relativi all'interfaccia tra i diversi strati o mediante un opportuno elemento di interfaccia che consente di simulare la delaminazione. Allo scopo di consentire scorrimenti angolari all'interno dell'intercalare, è necessario disporre almeno 3-4 elementi attraverso lo spessore, in funzione dal tipo di elemento adottato. Ciò costituisce un forte vincolo per la dimensione della mesh.

Relativamente al tipo di analisi geometrica vale quanto detto per il vetro monolitico al par. 6.3.2.4.

6.3.4 Elementi di vetro-camera

6.3.4.1 Generalità e definizioni

Il vetro-camera (*insulating glass*) è un vetro costituito dall'assemblaggio di due o più lastre tra loro separate sul perimetro da un distanziale (profilo di alluminio estruso detto "canalino") contenente sali (setacci molecolari) per la disidratazione dell'aria, appositamente studiato per ottenere tra le lastre un'intercapedine d'aria deumidificata (norma di prodotto UNI EN 1279). Diversi procedimenti di sigillatura ai bordi in materiale polimerico (ad esempio butile estruso a caldo, miscele di polisolfuri, poliuretani, siliconi) impediscono lo scambio d'aria con l'esterno.

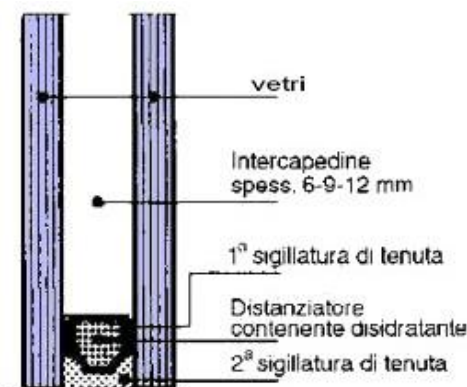


Figura 6.18. Particolare della sezione di un vetro-camera

Le lastre possono essere:

- di vetro monolitico (ricotto, indurito o temperato);
- di vetro stratificato;
- una combinazione di essi.

Questo tipo di pannello fornisce diversi livelli di isolamento termico e acustico con caratteristiche energetiche/luminose in relazione alle tipologie di vetri impiegati di gran lunga superiori a quelli di una lastra di vetro singola. In particolare, se esso è costituito da una lastra di vetro stratificato, ga-

rantisce un buon isolamento acustico. Per ottenere maggiori valori di isolamento termico possono essere immesse nella camera gas inerti (Argon, Krypton, Xenon) in sostituzione del volume d'aria.

6.3.4.2 Tipo di modellazione

Nella modellazione le lastre di vetro possono essere modellate così come descritto nei paragrafi precedenti a seconda del tipo di lastra (monolitica o stratificata). L'intercapedine può essere modellata come un gas perfetto o comunque come un mezzo elastico in modo da considerare l'interazione e il trasferimento di carichi fra le lastre.

6.3.4.3 Tipo di analisi

Per quanto riguarda le lastre di vetro, il tipo di analisi è analogo a quello descritto ai punti 6.3.2 e 6.3.3. Nel caso degli elementi di vetro-camera, le tensioni devono essere calcolate in ogni lastra. Gli elementi di vetro camera presentano comunque delle peculiarità rispetto ai casi precedentemente trattati. In particolare, si deve tenere conto delle conseguenze derivanti dalla presenza della sigillatura ermetica e della quantità di gas nell'intercapedine, prendendo in considerazione i seguenti aspetti:

- la presenza della quantità di gas comporta effetti in tutte le lastre costituenti l'elemento di vetro-camera (fenomeno anche conosciuto come ripartizione di carico – *load sharing*);
- le variazioni nell'ambiente della pressione barometrica durante la fase di sigillatura dell'elemento di vetro-camera determinano l'insorgere di azioni interne che sviluppano effetti in tutte le lastre;
- le variazioni della temperatura del gas presente nell'intercapedine provocano azioni interne che sviluppano effetti in tutte le lastre.

6.3.4.4 Ripartizione dei carichi

Si consideri l'elemento di vetro-camera mostrato in Figura 6.19, costituito da due lastre aventi spessore h_1 (vetro esterno) e h_2 (vetro interno), con intercapedine di spessore s , soggetto ad un carico statico uniformemente distribuito F_d (peso proprio, vento, neve,...). Questo viene ripartito nelle due lastre essenzialmente sulla base dei rapporti di rigidezza δ_1 e δ_2 delle stesse. Supponendo un comportamento, almeno in prima approssimazione, a trave, si ha

$$\delta_1 = \frac{h_1^3}{h_1^3 + h_2^3}, \quad \delta_2 = \frac{h_2^3}{h_1^3 + h_2^3} = 1 - \delta_1, \quad (6.58)$$

e si definisce il fattore di ripartizione φ nella forma

$$\varphi = \frac{1}{1 + \left(\frac{a}{a^*}\right)^4} \quad (6.59)$$

In questa espressione a è la dimensione “attuale” dell'elemento, che per elementi rettangolari appoggiati su tutti i lati è uguale alla lunghezza del lato più corto, mentre a^* è la lunghezza “caratteristica” dell'elemento, dipendente dagli spessori h_1 ed h_2 delle lastre, dallo spessore s dell'intercapedine e dalla forma dell'elemento secondo un'espressione del tipo

$$a^* = 28.9 \cdot \left(\frac{s \cdot h_1^3 \cdot h_2^3}{(h_1^3 + h_2^3) \cdot k_5} \right)^{0.25} \quad (6.60)$$



Figura 6.19. Sezione di un elemento di vetro-camera.

Tramite la pressione dell'intercapedine, infatti, il carico F_d si distribuisce su entrambe le lastre secondo i contributi $F_{d,1}$ ed $F_{d,2}$ da valutarsi, in funzione dell'applicazione del carico, del fattore φ e dei rapporti di rigidezza, come indicato nella Tabella 6.5.

Tabella 6.5. Ripartizione dei carichi.

Carico	Lastra caricata	Carico ripreso dalla lastra 1	Carico ripreso dalla lastra 2
F_d	1 (esterna)	$F_{d,1} = (\delta_1 + \varphi \cdot \delta_2) \cdot F_d$	$F_{d,2} = (1 - \varphi) \cdot \delta_2 \cdot F_d$
	2 (interna)	$F_{d,1} = (1 - \varphi) \cdot \delta_1 \cdot F_d$	$F_{d,2} = (\varphi \cdot \delta_1 + \delta_2) \cdot F_d$

Il coefficiente di volume k_5 che compare nell'espressione (6.60) è valutato esclusivamente in funzione del fattore di forma λ , che nel caso di piastra rettangolare è uguale al rapporto tra le lunghezze dei due lati ed assume i valori indicati nella Tabella 6.6, rappresentati graficamente nella Figura 6.20. Considerazioni specifiche dovranno essere effettuate per piastre di forma diversa dalla rettangolare.

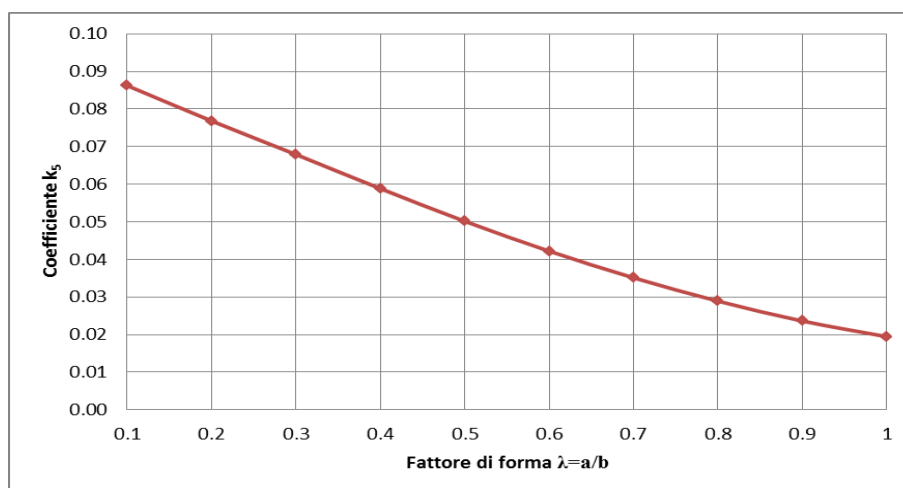


Figura 6.20. Valori del coefficiente adimensionale k_5 , valutati in funzione del fattore di forma λ .

Tabella 6.6. Valori del coefficiente k_5 per il calcolo della variazione di volume.

$\lambda=a/b$	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
k_5	0.01947	0.02362	0.02891	0.03511	0.04220	0.05014	0.05883	0.06789	0.07681	0.08621

$$k_5 = \left[\frac{z_1}{16\lambda^2} \right] \cdot \left[0.4198 + 0.22 \cdot \exp(-6.8 \cdot (\lambda)^{1.33}) \right],$$

dove:

$$z_1 = 192(1-\nu^2)\lambda^2 \left[0.00406 + 0.00896 \left(1 - \exp\left(-1.123 \left(\frac{1}{\lambda} - 1 \right)^{1.097} \right) \right) \right].$$

I valori del coefficiente k_5 riportati nella Tabella 6.6 sono validi nel caso in cui il coefficiente di Poisson ν sia compreso tra 0.20 e 0.24. Se necessario, tali valori possono essere interpolati linearmente. Per altre condizioni di vincolo e per elementi non rettangolari, sono necessarie considerazioni specifiche.

6.3.4.5 Azioni interne

Negli elementi di vetro-camera, la presenza del gas nell'intercapedine provoca azioni interne che sviluppano effetti in tutte le lastre. Dato un elemento di vetro-camera costituito da due lastre aventi spessore h_1 (vetro esterno) e h_2 (vetro interno), con s spessore dell'intercapedine (Figura 6.19), le azioni interne provocate dalla pressione isocora p_i in ciascuna lastra possono essere calcolate in funzione della flessibilità, dello spessore e della forma delle stesse, moltiplicando la pressione p_i per il fattore φ (Tabella 6.7).

Tabella 6.7. Carichi interni dovuti alla pressione interna p_0 .

Pressione isocora	Carico ripreso dalla lastra 1	Carico ripreso dalla lastra 2
p_i	$-\varphi \cdot p_i$	$\varphi \cdot p_i$

Il fattore φ viene calcolato come introdotto nel paragrafo 6.3.4.4.

La pressione isocora p_i provocata da una variazione delle condizioni climatiche può essere valutata con l'espressione

$$p_i = p_{H;0} + p_{C;0}, \tag{6.61}$$

dove $p_{H;0}$ rappresenta la pressione isocora generata da una variazione di altitudine (tra il luogo di produzione ed il luogo di installazione dell'elemento di vetro-camera), calcolabile attraverso la relazione:

$$p_{H;0} = c_H \cdot (H - H_p), \tag{6.62}$$

dove:

H_p altitudine del luogo di produzione dell'elemento di vetro-camera [m];

H altitudine del luogo di installazione dell'elemento di vetro-camera [m];

$c_H = 0.012$ kPa/m.

Nella (6.61), $p_{C;0}$ rappresenta invece la pressione isocora generata da una variazione di temperatura e/o pressione, esprimibile nella forma

$$p_{C;0} = c_T \cdot (T_i - T_p) - (p - p_p), \tag{6.63}$$

dove:

T_p temperatura del luogo di produzione dell'elemento di vetro-camera [K];
 p_p pressione del luogo di produzione dell'elemento di vetro-camera [kPa];
 T_i temperatura del luogo di installazione dell'elemento di vetro-camera [K];
 p pressione del luogo di installazione dell'elemento di vetro-camera [kPa];
 $c_T = 0.34$ kPa/K.

In mancanza di indicazioni precise, si devono utilizzare valori cautelativi di p_p e p .

6.4 Stabilità dell'equilibrio

6.4.1 Generalità e definizioni

Data l'elevata snellezza, gli elementi di vetro soggetti a carichi di compressione o flessione devono essere verificati nei confronti di un possibile collasso per perdita di stabilità dell'equilibrio.

La stabilità degli elementi strutturali di vetro è fortemente influenzata da:

- condizioni al contorno (dispositivo di fissaggio dell'elemento);
- tolleranze di produzione (spessore del vetro, planarità etc.) e di montaggio;
- eccentricità dei carichi;
- imperfezioni iniziali;
- materiale utilizzato per l'intercalare (nel caso dei vetri stratificati);
- comportamento visco-elastico degli intercalari polimerici (nei vetri stratificati).

Per la fragilità intrinseca del vetro, questo tipo di collasso può portare a rottura catastrofica delle lastre.

6.4.2 Elementi prevalentemente compressi

Nel presente paragrafo si riportano le espressioni utili per il calcolo del carico critico e delle massime tensioni e deformazioni in vetri monolitici o stratificati prevalentemente compressi al variare del carico applicato. Esse trovano applicazione solo in casi strutturalmente ben definiti e schematizzabili con un modello a trave.

6.4.2.1 Vetro monolitico

Si considera l'asta caricata di punta così come riportata in Figura 6.21.

L'asta compressa deve essere verificata nei confronti della stabilità secondo l'espressione:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad , \quad (6.64)$$

dove

N_{Ed} carico assiale di progetto;
 $N_{b,Rd}$ carico critico resistente di progetto dell'asta compressa, definito da

$$N_{b,Rd} = \chi A f_{g;d} \quad , \quad (6.65)$$

avendo indicato con:

χ coefficiente di riduzione;
 A area della sezione trasversale dell'elemento;
 $f_{g;d}$ resistenza a trazione di progetto del materiale, da valutare come in (7.5).

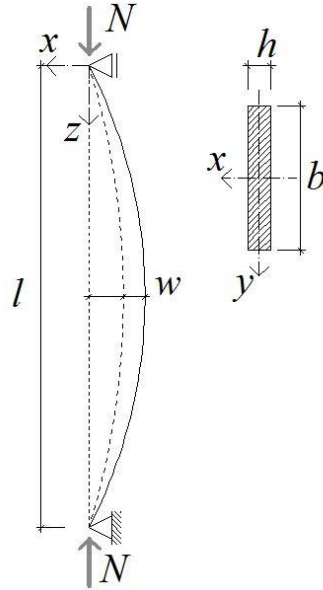


Figura 6.21. Asta di vetro caricata di punta.

Per la verifica di stabilità di aste di vetro monolitiche compresse, il valore del coefficiente di riduzione χ assume la forma

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ con } \chi \leq 1 \quad (6.66)$$

dove

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha^* (\bar{\lambda} - \alpha_0) + \bar{\lambda}^2 \right], \quad (6.67)$$

con

$\alpha^* = 0.71$: fattore d'imperfezione,

$\alpha_0 = 0.60$: coefficiente che delimita il tratto di curva in cui $\chi = 1$,

avendo definito le seguenti quantità:

snellezza normalizzata dell'elemento:
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{g;k;st}}{N_{cr}^{(E)}}}; \quad (6.68)$$

carico critico Euleriano dell'elemento:
$$N_{cr}^{(E)} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}; \quad (6.69)$$

$f_{g;k;st}$ resistenza caratteristica a trazione del vetro, da considerarsi nelle verifiche di stabilità, valutata come:

$$f_{g;k;st} = k_{mod} k_{ed} k_{sf} \lambda_{gA} \lambda_{gl} f_{g;k} + k'_{ed} k_v (f_{b;k} - f_{g;k}), \quad (6.70)$$

dove

$f_{g;k}$ valore caratteristico della resistenza a trazione per flessione del vetro ricotto (nei casi comuni vale la UNI EN 572-1);

$f_{b;k}$ valore caratteristico della resistenza a trazione per flessione del vetro, a seguito di un trattamento di rafforzamento (Tabella 7.7);

k_{mod} fattore riduttivo dipendente dalla durata del carico e dalle condizioni ambientali, definito ai punti 2.1.1.2 e 5.4.2; i valori di k_{mod} per alcuni tempi di carico (azioni costanti nel tempo) sono indicati in Tabella 2.2.

I coefficienti k_{ed} , k_{sf} , λ_{gA} , λ_{gl} , k'_{ed} , k_v , sono definiti al paragrafo 7.4.

E modulo di Young del vetro;

$J = \frac{bh^3}{12}$ momento d'inerzia della sezione relativo al piano di inflessione.

6.4.2.2 Vetro stratificato

Per l'analisi degli elementi di vetro stratificato soggetti a carico di punta, si suggerisce di introdurre la nozione di spessore equivalente, ovvero lo spessore di quel vetro monolitico con proprietà flessionali equivalenti a quelle del vetro stratificato.

Si consideri un elemento di vetro stratificato, di larghezza b e luce libera d'inflessione l . Nell'ipotesi di vetro stratificato composto da due lastre di vetro di spessore h_1 e h_2 , detto h_{int} lo spessore dell'intercalare, la verifica di stabilità dell'asta stratificata compressa si esegue sulla base della condizione (6.64). In tal caso, il carico critico Euleriano dell'elemento è definito come

$$N_{cr}^{(E)} = \frac{\pi^2 EJ_{eq}}{l^2}, \quad (6.71)$$

in cui

$$J_{eq} = bh_{ef;w}^3/12, \quad (6.72)$$

dove lo spessore efficace per il calcolo delle deflessioni, in accordo col modello di Wölfel-Bennison della sezione 6.3.3.1, è dato da

$$h_{ef;w} = \sqrt[3]{h_1^3 + h_2^3 + 12\Gamma_b I_s}, \quad (6.73)$$

in cui il valore del coefficiente di trasferimento del taglio in condizioni di instabilità è dato da:

$$\Gamma_b = \frac{1}{1 + \pi^2 \beta \frac{h_{int} EI_s}{G_{int} \xi^2 d^2}}, \quad (6.74)$$

dove

$$\beta = 1, \xi = l, \quad (6.75)$$

mentre I_s e d sono dati, rispettivamente, dalla (6.41) e dalla (6.37).

In queste espressioni G_{int} rappresenta il modulo di elasticità tangenziale dell'intercalare calcolato in funzione della durata del carico e della temperatura.

In tal caso, il carico critico resistente di progetto dell'asta compressa $N_{b,Rd}$, definito dalla (6.65), deve essere calcolato in funzione dell'area totale A , rappresentativa della somma delle aree trasversali delle sole lastre di vetro. La stessa area A deve inoltre essere presa in considerazione nel calcolo della snellezza normalizzata dell'elemento stratificato, come suggerito dalla (6.68).

6.4.2.3 Vetro camera

Il comportamento di un vetro-camera costituito da due vetri monolitici e soggetto a carico di punta, può essere analizzato considerando quanto già indicato nel paragrafo 6.3.4. Il carico di punta complessivo N viene ripreso da ciascuna lastra secondo una aliquota N_i definita da

$$N_i = N \frac{A_i}{A_{tot}}, \quad (6.76)$$

con A_i area della sezione trasversale della i -esima lastra, e A_{tot} l'area totale delle lastre. La verifica di stabilità di un elemento di vetro-camera prevalentemente compresso può quindi essere ricondotta alla verifica delle singole lastre, soggette ognuna ad una compressione $N_{Ed} = N_i$.

La verifica si considera soddisfatta se, per la lastra di vetro maggiormente sollecitata, è rispettata la condizione (6.64). Qualora uno o entrambi i vetri siano stratificati, si considera nelle verifiche quanto descritto al punto 6.4.2.2.

6.4.3 Elementi inflessi: stabilità flesso-torsionale

Una trave soggetta a flessione può presentare una perdita di stabilità flesso-torsionale. La tipica configurazione deformata è caratterizzata da una flessione laterale e da una rotazione torsionale (Figura 6.22). Nel caso degli elementi di vetro, l'instabilità flesso-torsionale costituisce il modo d'instabilizzarsi tipico delle travi e delle pinne.

Si riportano nei paragrafi seguenti le formule semplificate utili per il calcolo del momento critico d'instabilità flesso-torsionale di sezioni rettangolari di vetro monolitico o stratificato, nonché alcune indicazioni utili per la modellazione agli elementi finiti e l'analisi numerica degli stessi.

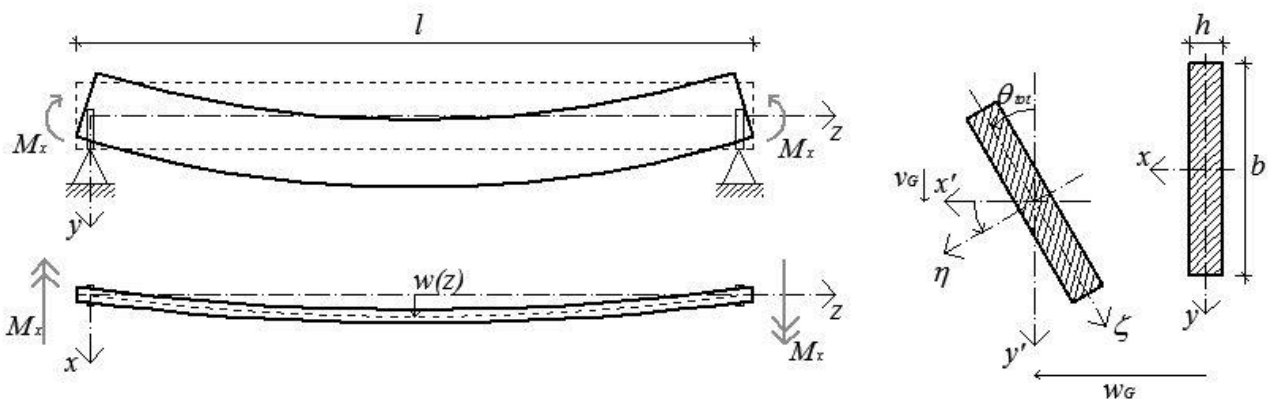


Figura 6.22. Deformazione flesso-torsionale di un elemento trave.

6.4.3.1 Vetro monolitico

L'asta inflessa deve essere verificata nei confronti della stabilità secondo l'espressione

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd}, \tag{6.77}$$

dove

M_{Ed} momento flettente sollecitante di progetto;
 $M_{b,Rd}$ momento critico resistente dell'asta inflessa, da calcolarsi come

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_R, \tag{6.78}$$

con

χ_{LT} coefficiente di riduzione per la stabilità flesso-torsionale;
 $M_R = W_x f_{g;d}$ momento resistente elastico dell'asta inflessa;
 $W_x = b^2 h / 6$ modulo elastico resistente della sezione;
 $f_{g;d}$ resistenza a trazione del materiale, definita come nella successiva (7.5).

Per la verifica di stabilità di aste di vetro monolitiche inflesse, il valore del coefficiente χ_{LT} deve essere calcolato con un'espressione analoga alla (6.66), ove Φ è sempre definito dalla (6.67), con:

$\alpha^* = 0.26$, fattore d'imperfezione;
 $\alpha_0 = 0.20$, coefficiente che delimita il tratto in cui $\chi_{LT} = \chi = 1$.

La snellezza normalizzata dell'elemento, in tal caso, è data da

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_x f_{g;k,st}}{M_{cr}^{(E)}}}, \tag{6.79}$$

$$M_{cr}^{(E)} = C_1 \frac{\pi}{l} \sqrt{E J_y G J_t}, \tag{6.80}$$

e con

$f_{g;k,st}$ resistenza caratteristica a trazione, da considerarsi nelle verifiche di stabilità dell'equilibrio, definita come al paragrafo 6.4.2.1 (6.70);
 J_y momento d'inerzia della sezione rispetto all'asse y di Figura 6.22;
 $G J_t = G b h^3 / 3$ rigidezza torsionale della sezione;
 G modulo di elasticità tangenziale del vetro;
 C_1 fattore dipendente dalla distribuzione del momento, come da Tabella 6.8.

Tabella 6.8. Coefficiente C_1 in funzione della distribuzione del momento flettente.

Distribuzione del momento flettente	C_1
Costante	1.00
Bi-lineare (nullo a metà luce)	2.70
Parabolico (nullo ad entrambe le estremità e massimo al centro)	1.13
Triangolare (nullo ad entrambe le estremità e massimo al centro)	1.36

$$J_{t,int} = 4 d^2 A^* \left(1 - \frac{\tanh \frac{\lambda b}{2}}{\frac{\lambda b}{2}} \right) \quad \text{momento d'inerzia torsionale dell'intercalare, dove}$$

b larghezza della trave;

d e A^* definiti dalla (6.37);

$$\lambda = \sqrt{\frac{G_{int}}{G} \frac{h_1 + h_2}{h_1 h_2 h_{int}}}$$

In questo caso, nel calcolo del momento resistente elastico M_R dell'asta stratificata inflessa (6.78) e nel calcolo della snellezza normalizzata dell'elemento (6.79), il modulo elastico resistente W_x è definito in funzione di uno spessore rappresentativo della somma degli spessori delle sole lastre di vetro, $h = h_1 + h_2$.

6.4.4 Instabilità di pannelli di vetro

6.4.4.1 Compressioni nel piano

6.4.4.1.1 Vetro monolitico

Con riferimento alla Figura 6.24, si consideri un pannello di vetro monolitico (spessore h), perfettamente piano, appoggiato lungo i bordi e sottoposto ad una compressione nel piano $N_y = N_{Ed} = \sigma_y h$.

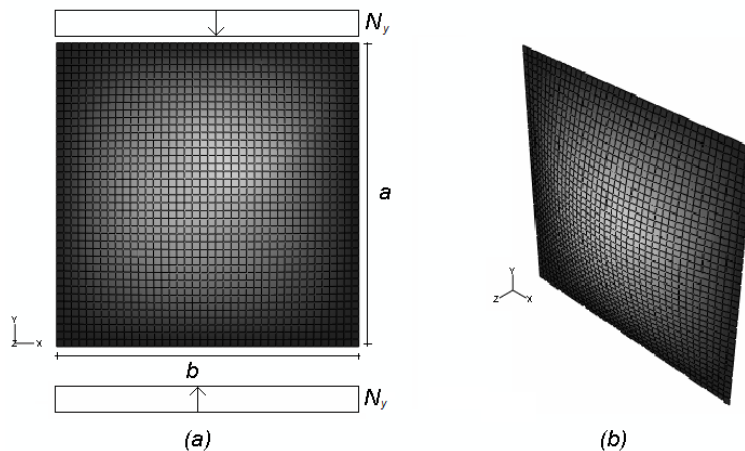


Figura 6.24. Pannello appoggiato lungo i bordi sottoposto a compressione nel piano.

Nelle ipotesi che:

- la configurazione indeformata del pannello sia piana;
- gli spostamenti nel piano x, y lungo i bordi del pannello siano trascurabili;
- le deformazioni per taglio nel pannello possono essere trascurate;

posto $N_x = N_{yx} = N_{xy} = 0$, la verifica di stabilità dell'elemento compresso richiede che venga rispettata la condizione (6.64), con $\alpha^* = 0.49$ fattore d'imperfezione e $\alpha_0 = 0.80$. In questo caso il carico critico Euleriano risulta:

$$N_{cr}^{(E)} = \left(\frac{mb}{a} + \frac{a}{mb} \right)^2 \frac{\pi^2 D}{b^2} = k_\sigma \frac{\pi^2 D}{b^2} \quad (6.82)$$

dove:

$$k_{\sigma} = \left(\frac{mb}{a} + \frac{a}{mb} \right)^2 \text{ coefficiente di stabilit\`a;} \tag{6.83}$$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \text{ rigidezza flessionale dell'elemento, per unit\`a di lunghezza;} \tag{6.84}$$

m = numero di semionde in direzione y , da assumere in modo tale che il carico critico risulti minimo (solitamente $m = 1$).

Qualora il pannello di vetro monolitico non sia appoggiato lungo tutti i bordi, il carico critico pu\`o essere ancora calcolato mediante la (6.82), assumendo per il coefficiente k_{σ} i valori riportati nella Figura 6.25.

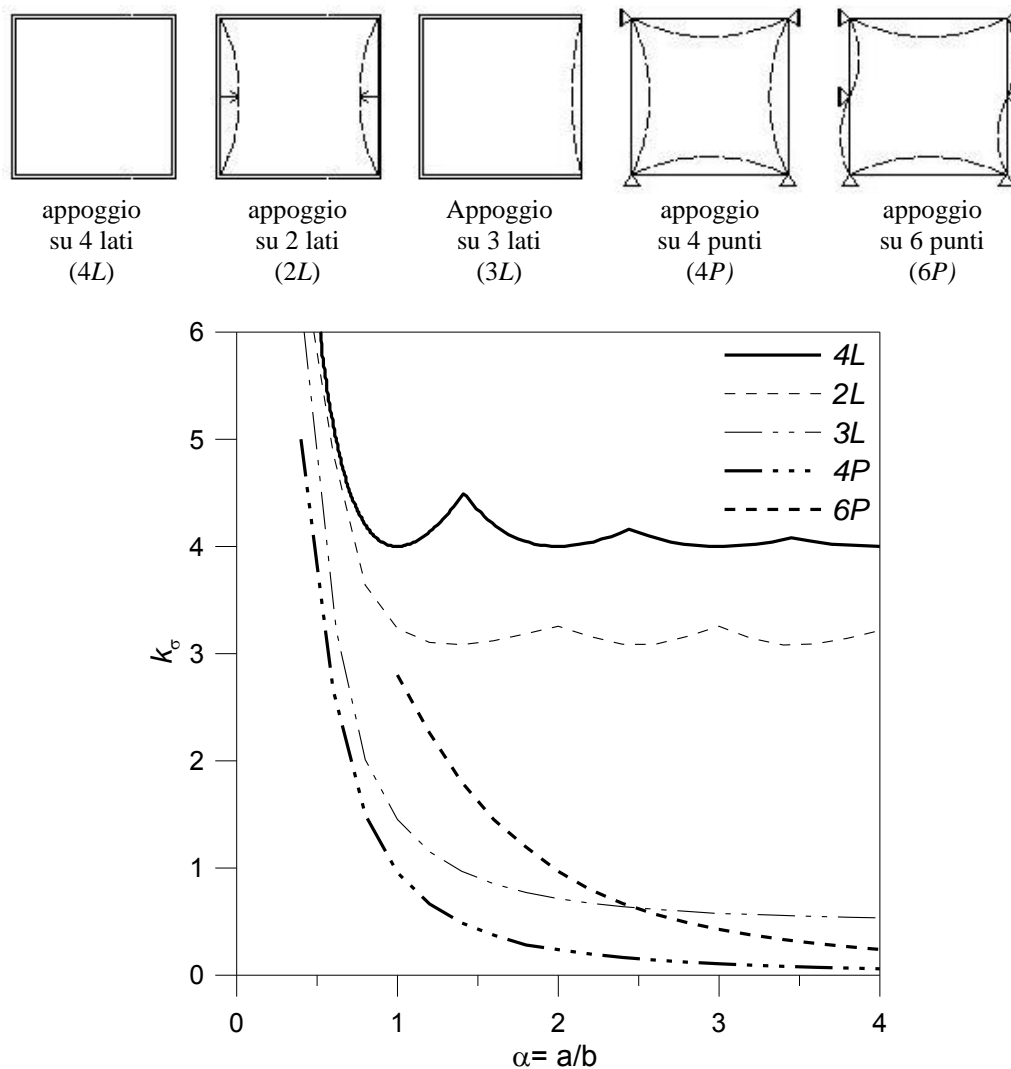


Figura 6.25. Coefficienti k_{σ} per pannelli compressi nel piano in diverse condizioni di appoggio.

La verifica si ritiene quindi soddisfatta se risulta rispettata la condizione (6.64).

6.4.4.1.2 Vetri stratificati

Si consideri ora un pannello di vetro stratificato (dimensioni $a \times b$), costituito da due lastre di vetro monolitico di spessore h_1, h_2 e intercalare di spessore h_{int} , appoggiato lungo i bordi e sottoposto ad una compressione uniforme nel piano (Figura 6.24).

La verifica di stabilità dell'elemento può essere eseguita utilizzando ancora l'espressione (6.73) per lo spessore equivalente, assumendo nella (6.74)

$$\beta = \left(\frac{1.06}{\lambda^2} + 1.06 \right), \quad \xi = \min(a, b), \tag{6.85}$$

con $\lambda = a/b$ fattore di forma del pannello ($\alpha > 1$).

Il carico critico del pannello può quindi essere calcolato mediante la (6.82) ponendo $h = h_{ef,w}$.

La verifica di stabilità per il pannello richiede che sia soddisfatta la condizione (6.64). In questo caso, il carico critico resistente di progetto $N_{b,Rd}$, definito dalla (6.65), deve essere calcolato in funzione dell'area totale $A = b(h_1 + h_2)$, rappresentativa della somma delle aree trasversali delle sole lastre di vetro. La stessa area A deve inoltre essere presa in considerazione nel calcolo della snellezza normalizzata dell'elemento stratificato, come suggerito dalla (6.68).

Qualora il pannello di vetro laminato presenti condizioni di vincolo diverse dal semplice appoggio lungo i bordi, il carico critico può essere ancora calcolato mediante la (6.82), assumendo per il coefficiente k_σ i valori riportati nella Figura 6.25. La verifica si ritiene soddisfatta se è rispettata la limitazione (6.64).

6.4.4.1.3 Vetri camera

Qualora il pannello sottoposto a compressione nel piano sia realizzato di vetro-camera, ai fini della verifica di stabilità ci si può riferire in via cautelativa, per la verifica della singola lastra, a quanto indicato ai punti 6.4.4.1.1 (vetro monolitico) o 6.4.4.1.2 (vetro stratificato).

6.4.4.2 Taglio nel piano

6.4.4.2.1 Vetri monolitici

Con riferimento alla Figura 6.26, si consideri il pannello piano di vetro monolitico (spessore h , modulo di elasticità E), appoggiato lungo i bordi e sottoposto a sforzi taglianti $N_{xy} = \tau_{xy} h = V_{Ed}$.

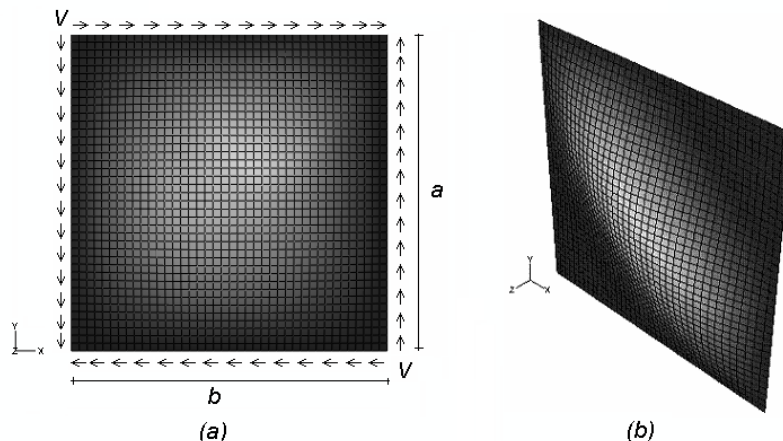


Figura 6.26. Pannello appoggiato lungo i bordi sottoposto a taglio nel piano.

Il pannello sottoposto a taglio deve essere verificato nei confronti della stabilità secondo l'espressione

$$V_{Ed} \leq V_{b,Rd} \quad (6.86)$$

dove

V_{Ed} : taglio di progetto;
 $V_{b,Rd}$: taglio critico resistente del pannello, da calcolare tramite l'espressione

$$V_{b,Rd} = \chi A \tau_{g;d} \quad (6.87)$$

nella quale

χ coefficiente di riduzione come da equazione (6.66);
 $\alpha^* = 0.49$ fattore d'imperfezione da considerare nel calcolo di χ (6.66);
 $\alpha_0 = 0.50$ coefficiente che delimita il tratto in cui $\chi = 1$ (6.66);
 $A = bh$ area resistente;
 $\tau_{g;d}$ resistenza tangenziale di progetto del materiale. Per la verifica di stabilità, si può assumere $\tau_{g;d} = f_{g;d}$ come definita come nel precedente paragrafo 6.4.2.1, o nella (7.5).

Per la verifica di stabilità del pannello, il valore del coefficiente χ dovrebbe essere calcolato assumendo nell'equazione (6.66) una snellezza normalizzata dell'elemento pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \tau_{g;k;st}}{V_{cr}^{(E)}}} \quad (6.88)$$

con

$\tau_{g;k;st}$ resistenza tangenziale caratteristica del materiale da considerare nelle verifiche di stabilità. A tale scopo, si può assumere $\tau_{g;k;st} = f_{g;k;st}$ (6.68);

$V_{cr}^{(E)} = \frac{\pi^2 D}{b^2} k_\tau$ taglio critico euleriano nell'elemento; (6.89)

D rigidezza flessionale dell'elemento definita nella (6.84).

$$k_\tau = \begin{cases} 4.00 + \frac{5.34}{(a/b)^2} & \text{per } a/b < 1, \\ 5.34 + \frac{4.00}{(a/b)^2} & \text{per } a/b \geq 1. \end{cases} \quad \text{coefficiente di stabilità.} \quad (6.90)$$

6.4.4.2 Vetro stratificato

Si consideri un pannello di vetro stratificato (dimensioni $a \times b$) costituito da due lastre di vetro monolitico di spessore h_1 , h_2 e intercalare di spessore h_{int} , appoggiato lungo i bordi e sottoposto ad una forza di taglio nel piano (Figura 6.26).

La verifica di stabilità dell'elemento può essere eseguita ancora in accordo con la teoria dello spessore equivalente (6.72) assumendo per questo caso, al posto della (6.75), le seguenti espressioni:

$$\beta = \left(\frac{5.25}{\lambda^2} + 7.32 \right), \quad \xi = \min(a, b), \quad (6.91)$$

con $\lambda = a/b$ fattore di forma del pannello ($\alpha > 1$).

Il carico critico del pannello può quindi essere calcolato mediante la (6.82) ponendo $h = h_{ef,w}$.

La verifica di stabilità per il pannello richiede che sia soddisfatta la condizione (6.64). In questo caso, il taglio critico resistente del pannello stratificato $V_{b,Rd}$, definito dalla (6.87), deve essere calcolato in funzione dell'area totale $A = b(h_1 + h_2)$, rappresentativa della somma delle aree trasversali delle sole lastre di vetro.

La stessa area A deve inoltre essere presa in considerazione nel calcolo della snellezza normalizzata dell'elemento stratificato, come suggerito dalla (6.88).

6.4.4.2.3 Vetrol camera

Qualora il pannello sottoposto a compressione nel piano sia realizzato di vetro-camera, ai fini della verifica di stabilità ci si può riferire in via cautelativa, per la verifica della singola lastra, a quanto indicato ai punti 6.4.4.1.1 (vetro monolitico) o 6.4.4.1.2 (vetro stratificato).

6.5 Comportamento post-rottura

Come discusso ampiamente nella Sezione 3.1, il requisito *fail safe* è dominante nella progettazione strutturale del vetro. Ogni qual volta la rottura del vetro possa comportare situazioni di pericolo per l'incolumità degli utenti (cadute da grandi altezze, lesioni per contatto con frammenti taglienti etc.) dovrà sempre essere condotta una verifica atta ad accertare il comportamento dell'elemento a seguito della rottura completa o parziale dei vetri. Ovviamente, a monte di questa valutazione, deve esserci un'analisi che valuti le possibili conseguenze di un'eventuale rottura nei riguardi degli utenti stessi (*risk analysis*), per decidere quando e in che termini (rottura parziale o totale) sia necessaria effettuare una verifica post-rottura.

L'argomento è sicuramente di importanza cruciale ai fini della sicurezza strutturale, ma purtroppo non è stato che marginalmente recepito dalle normative esistenti¹⁴. Tuttavia, i contributi più moderni devono porre il comportamento post-rottura alla base di ogni verifica di sicurezza, secondo la moderna filosofia del *fail-safe-design*.

Il comportamento post-rottura del vetro è argomento molto complesso e tuttora oggetto di studio. In generale, i modelli di calcolo non sono così ben consolidati come quelli che descrivono il comportamento di elementi integri, per cui in generale il grado di approssimazione resta abbastanza elevato. Di conseguenza, è auspicabile che le predizioni sul comportamento post-rottura che sono fornite da un modello siano sempre corroborate da prove sperimentali su campioni in scala ridotta o in vera grandezza.

¹⁴ In campo meccanico, il requisito *fail safe* è un concetto basilare, recepito da moltissime norme. In campo civile, data la duttilità strutturale dei materiali comunemente usati nelle costruzioni (acciaio, calcestruzzo armato etc.) il requisito non è ben specificato. Nel caso del vetro però, data la fragilità intrinseca del materiale, esistono delle eccezioni. Ad esempio, la norma francese PS92 (progettazione sismica di facciate) che è basata sul rischio di possibili conseguenze della rottura, e classifica le prestazioni strutturali attese in base a questo, imponendo in certi casi un criterio di struttura di tipo *fail safe*.

6.5.1 Generalità

Nell'approccio *fail safe* si deve prevedere che, a causa di un evento imponderabile (azione accidentale, azione eccezionale, atto vandalico, incidente fortuito etc.), i componenti di vetro si possano frammentare in tutto o in parte: si dovrà quindi verificare che anche in questa condizione limite l'elemento possa conservare una capacità portante sufficiente per far fronte ai carichi permanenti, portanti e portati, nonché a una aliquota dei carichi variabili che venga stimata congrua per le condizioni di esercizio sotto le quali l'elemento possa essere soggetto alla rottura per un evento accidentale, evitando cadute pericolose di materiale. Per questo risulta fondamentale, fra l'altro, verificare la corretta capacità dei vincoli di assorbire le grandi deformazioni che, in genere, sono causate dalla scarsa rigidità post-rottura degli elementi vetrati.

Nel caso di una struttura, si può dire che questa sia *fail safe* se può mantenere la sua funzione strutturale, eventualmente a un livello ridotto, in presenza di un danno a parte di essa. Nello specifico di quanto trattato in questo documento, nel caso di una struttura che ha una "relazione" con degli utenti umani e per di più è costruita con un materiale come il vetro, che può presentare una potenziale pericolosità per le persone, si può definire *fail safe* una struttura di vetro quando la sua crisi non comprometta la sicurezza nei confronti degli utenti.

6.5.2 Vetro monolitico

La valutazione del comportamento post-rottura comporta la stima della dimensione e della forma dei frammenti. In generale i vetri più resistenti si rompono producendo frammenti di dimensioni più piccole di quelli meno resistenti. Vetri ricotti o induriti sono praticamente equivalenti da questo punto di vista, mentre invece i vetri temperati termicamente si frammentano pressoché interamente in parti di piccole dimensioni. I vetri temperati chimicamente costituiscono un'eccezione, in quanto in genere le dimensioni dei frammenti sono più piccole, ma dello stesso ordine di grandezza, dei frammenti dei vetri ricotti o induriti.

La stima delle dimensioni dei frammenti conseguenti alla rottura dei vetri temperati può essere valutata, in prima approssimazione, effettuando un bilancio energetico fra il rilascio di energia elastica immagazzinata a seguito del processo di tempera e l'energia di frattura necessaria per la separazione dei frammenti stessi.

6.5.3 Vetro stratificato

Sono molti i fattori che influenzano le prestazioni in fase post-critica, fra i quali i più importanti sono ovviamente il tipo di vetro utilizzato (temperato, indurito, ricotto), il tipo di intercalare polimerico (PVB, EVA, intercalari ionoplastici), il sistema di vincolo.

La rigidità di un pannello stratificato dopo la rottura del vetro è influenzata in particolare da [Silvestri, 2009]:

- rigidità dell'intercalare polimerico. Questa dipende ovviamente dal tipo di polimero, dalla durata caratteristica del carico e dalla temperatura di esercizio;
- dimensioni e forma dei frammenti di vetro. Questi sono funzione del tipo di vetro utilizzato (ricotto, indurito, temperato termicamente, temperato chimicamente), della natura del carico (impulsivo, quasi-statico etc.), del tipo di dispositivo di fissaggio, della velocità del carico, dello spessore del vetro;
- adesione vetro-intercalare. Naturalmente l'adesione fra il vetro e l'intercalare diventa cruciale per la rigidità del pannello dopo la rottura del vetro.

Si può far riferimento, per comodità, al caso standard di un pannello laminato con due lastre di vetro e uno strato di intercalare frapposto. Nel comportamento a rottura di pannelli di vetro stratificato

si possono riconoscere in genere tre fasi (si vedano le sperimentazioni di Kott e Vogel [Kott & Vogel, 2004(1); Kott & Vogel, 2004(2)]). In corrispondenza della fase I, le lastre di vetro che formano il pacchetto stratificato sono ancora integre (Figura 6.27), e le classiche ipotesi di Eulero Bernoulli possono essere ritenute valide. La distribuzione degli sforzi di trazione e compressione presenti lungo la sezione vetrata dipendono fortemente dalle caratteristiche meccaniche del materiale utilizzato come interstrato e quindi dalla sua capacità di trasferire le azioni tangenziali da una lastra all'altra. Il comportamento strutturale è ben rappresentato dalla teoria delle piastre composite. La fase I termina quando, raggiunto il valore massimo della resistenza del vetro, una delle lastre si rompe.

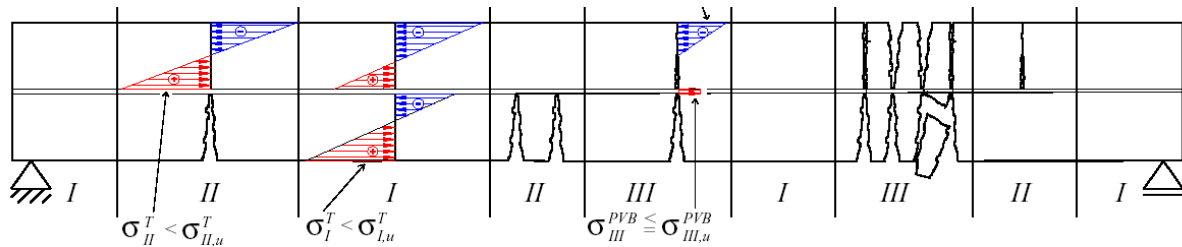


Figura 6.27. Meccanismi resistenti in fase post-rottura in funzione del grado di danno [Kott & Vogel, 2004(2)].

La rottura della prima lastra può avvenire anche in sezioni dove le azioni interne non presentano i valori massimi. Infatti, concentrazioni di tensione provocate dai difetti esistenti sulla superficie delle lastre, determinati dai processi di trasformazione (taglio delle lastre, etc.), possono portare alla rottura del vetro indipendentemente dalle azioni presenti. Nel caso di una prova di carico a deformazioni imposte, allorché le tensioni siano compatibili con la resistenza del materiale, la totalità del carico viene pressoché portata dalla lastra rimasta intatta (fase II, Figura 6.27). In questa situazione, l'interstrato ha principalmente lo scopo di trattenere i frammenti di vetro. Inoltre, se la distanza fra due sezioni fessurate è sufficientemente grande, nella zona compresa fra le due fessure il polimero permetterà ancora il trasferimento degli sforzi taglianti. Lo studio della fase II diventa quindi importante soprattutto quando una delle lastre del pacchetto stratificato si frammenta per cause accidentali, quali ad esempio urti, esplosioni etc..

Se invece la prova è a carico imposto, si può osservare la rottura a catena delle lastre rimaste intatte ora sovraccaricate, portando alla rottura complessiva dell'elemento (fase III, Figura 6.27). Il vetro non riesce più a trasferire i carichi di trazione, e quindi resta solo il polimero per assicurare l'equilibrio. In zona compressa i frammenti di vetro rotto equilibrano le forze interne di compressione grazie alle azioni di contatto diretto (Figura 6.28). Per questo la capacità portante residua dipenderà dalle dimensioni dei frammenti di vetro che formano l'elemento stratificato rotto (tipi di vetro utilizzato), e naturalmente dalla posizione e tipo delle linee di rottura che si formano.

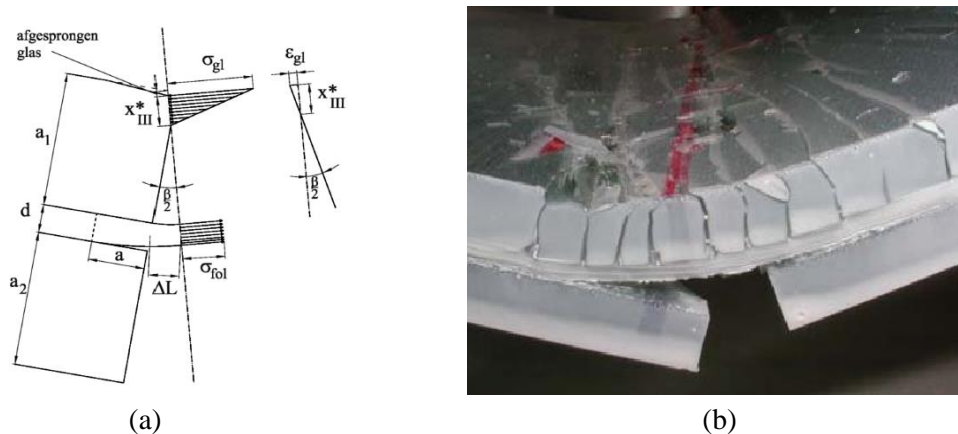


Figura 6.28. Comportamento post rottura in prossimità di una fessura: (a) modello locale; (b) vetro stratificato in fase III, dettaglio [Delincé et al., 2008; Belis et al., 2009].

Il progressivo aumento del carico, oppure la sua ripetizione ciclica, porta alla perdita di materiale in zona compressa e quindi alla diminuzione della rigidità flessionale. Nel caso estremo in cui le fratture siano molto ravvicinate i vetri rotti riescono ad equilibrare solo parzialmente le azioni di compressione, ed i carichi sono portati quasi esclusivamente dall'intercalare polimerico. In funzione del tipo di vetro utilizzato le lastre si comportano o come una membrana tesa (vetro temperati termicamente) o come un sistema formato da pseudo cerniere posizionate in corrispondenza delle linee di rottura e collegate tra loro dalle zone ancora integre del pacchetto stratificato (vetri ricotti, induriti e temperati chimicamente).

Infine, per grandi spostamenti e grandi deformazioni dell'intercalare, dovuti ad un carico elevato o ad una permanenza prolungata del carico, i frammenti di vetro si distanziano talmente che subentra una fase in cui il carico è sopportato esclusivamente dall'intercalare polimerico, secondo un meccanismo puramente membranale. Va osservato che l'intercalare risulta comunque irrigidito dai frammenti adesi, rispetto al comportamento di un materiale d'intercalare isolato. Comunque, in questa fase l'intercalare si deforma ampiamente, allungandosi in modo visco-plastico, finché in qualche punto non subentra una lacerazione dello stesso, in genere indotta dai bordi taglienti dei frammenti di vetro, ed a quel punto si ha il collasso finale.

La fase post-rottura alla quale si deve fare riferimento nelle verifiche può essere o la fase II (con una lastra rotta) o la fase III, con entrambe le lastre rotte (fase III a sinistra in Figura 6.27). In presenza di azioni cicliche o di carichi eccezionali, si dovrà comunque verificare l'elemento nell'ipotesi di completa frantumazione del vetro compresso (fase III a destra in Figura 6.27 e Figura 6.28b) e comportamento a membrana del solo intercalare.

In mancanza di ulteriori indagini e di prove sperimentali specifiche, in prima approssimazione si potrà fare riferimento al presente modello semplificato [Bennison, 2009]. Dopo la rottura del vetro è l'interstrato polimerico che determina la rigidità del pannello, nel quale i frammenti contribuiscono alla rigidità secondo due meccanismi:

- possono equilibrare sforzi di compressione per contatto diretto fra i frammenti;
- irrigidiscono l'interstrato polimerico in zona tesa, con un meccanismo simile al tension-stiffening nelle barre da cemento armato.

La rigidità di un pannello frammentato di vetro stratificato può quindi essere stimata in via convenzionale [Bennison, 2009] definendo un modulo elastico efficace E_{eff} per le lastre danneggiate, considerate monolitiche e di spessore pari allo spessore dello stratificato, della forma:

$$E_{eff} = k \frac{l^*}{\lambda^*} E_p \quad (6.92)$$

dove:

- k costante di proporzionalità;
- E_p modulo elastico del polimero usato per l'intercalare [MPa];
- l^* dimensione caratteristica dei frammenti [mm];
- λ^* lunghezza caratteristica di perdita di adesione vetro-polimero [mm].

L'espressione (6.92) fornisce in genere un limite inferiore per la rigidità del pannello, ma mette in ogni caso in evidenza il contributo dovuto ai frammenti di vetro. Il significato di tale relazione è più che altro qualitativo, ma definisce una relazione di auto similarità che permette di riscalare i dati sperimentali a seconda delle prestazioni meccaniche dei materiali utilizzati.

Da un punto di vista quantitativo, il modello deve essere tarato sulla base di risultati sperimentali. Sulla base di numerose prove effettuate su pannelli rettangolari in vera grandezza soggetti a pressione uniforme [Bennison, 2009] si possono indicare i seguenti valori di riferimento, da considerare comunque soltanto come indicativi:

- per vetri induriti laminati con intercalare in PVB o EVA, a 23°C e con carico applicato per un tempo caratteristico di 60 sec, $E_{eff} = 400$ MPa;
- per vetri induriti laminati con intercalare in polimero ionoplastico (SG), a 23°C e con carico applicato per un tempo caratteristico di 60 sec, $E_{eff} = 12000$ MPa.

Per quanto riguarda il tipo di vetro utilizzato, si possono definire le seguenti regole pratiche. Vetri ricotti e vetri induriti danno praticamente la stessa rigidità in caso di rottura. Vetri temperati termicamente forniscono rigidità post-rottura pari a circa $\frac{1}{4}$ della rigidità di vetri ricotti o induriti termicamente. Vetri temperati chimicamente portano ad una diminuzione di rigidità del 25% rispetto a quella dei vetri ricotti o induriti.

Se si vogliono considerare condizioni diverse di temperatura e di tempo caratteristico di applicazione del carico da quelle sopra menzionate, il valore corrispondente può essere ottenuto riscaldando opportunamente il modulo elastico efficace relativo a (23°C, 60 sec) secondo il fattore:

$$\rho = \frac{G(T, t)}{G(23^\circ\text{C}, 60\text{s})} \quad (6.93)$$

dove:

$G(23^\circ\text{C}, 60\text{s})$ = modulo elastico a taglio dell'intercalare polimerico a 23°C e con carico applicato per un tempo caratteristico di 60 sec [MPa];

$G(T, t)$ = modulo elastico a taglio dell'intercalare polimerico relativo alle condizioni volute di temperatura T e durata di applicazione del carico t [MPa].

In generale, i valori di riferimento sopra richiamati dovranno essere verificati, in assenza di una modellazione numerica più accurata che tenga conto dell'effettiva forma e dimensione dei frammenti di vetro, con prove in scala ridotta e/o, preferibilmente, in vera grandezza.

6.5.4 Verifiche post-rottura

- Verifica di resistenza dell'elemento.
In condizione post-rottura l'elemento dovrà essere in grado di sopportare i carichi agenti su questo in condizione critica, ovvero i carichi permanenti portati e portanti, nonché un'opportuna aliquota dei carichi accidentali. Un'attenzione particolare, soprattutto nei sistemi di fissaggio puntuale, dovrà essere destinata alla verifica della capacità portante dei vincoli in condizioni critiche.
- Verifica di deformabilità.
Nella fase post-rottura si dovrà verificare che la deformazione dell'elemento sia compatibile con la concezione e conformazione dei vincoli, evitando ad esempio il distacco degli elementi dagli afferraggi.
- Verifica contro il rischio di caduta dei frammenti.
Dovrà essere accertato che le dimensioni dei frammenti che eventualmente si possono distaccare dall'intercalare e cadere od essere proiettati (nel caso di urti od esplosioni), non siano tali da provocare danni agli utenti. In alternativa, dovranno essere predisposte opportune protezioni per la salvaguardia delle persone, soprattutto in corrispondenza delle vie di fuga.
- Verifica dell'assenza di distacco di lastre di vetro stratificato nel caso limite di esplosioni.

A tale proposito, regole pratiche di progettazione per le dimensioni minime degli agganci (profondità di afferraggio), sono riportate in [The Institution of Structural Engineers, 1999] per i casi di interesse più comune.

- Verifiche del comportamento in condizioni di incendio, se richiesto.

6.6 Appendice – Abachi e Tabelle

Si riportano nei paragrafi seguenti alcune formule e tabelle utili per il calcolo delle massime tensioni di trazione e delle deformazioni in lastre piane, soggette a carichi uniformemente distribuiti, che possono essere utilizzate per elementi di vetro monolitico. Le formule possono essere applicate solo a pannelli appoggiati con continuità lungo i lati.

I casi esaminati nel seguito forniscono la tensione massima σ_{max} e lo spostamento massimo w_{max} , nei casi di:

- lastra rettangolare:
 - appoggiata su tutti i lati,
 - appoggiata su tre lati,
 - appoggiata su due lati;
- lastra triangolare appoggiata su tutti i lati. In questo caso si considerano i casi di:
 - triangolo rettangolo o triangolo isoscele,
 - altre tipologie triangolari;
- lastra circolare;
- casi particolari:
 - lastra trapezoidale (tre lati ortogonali e un lato inclinato),
 - lastra con quattro lati, di cui tre ortogonali e un lato ad arco,
 - lastra con quattro lati, di cui due paralleli e gli altri due inclinati (anche non paralleli).

I risultati riportati sono stati ottenuti nell'ipotesi di comportamento a piastra sottile (modello di von Karman). E' considerato sia il caso non lineare che quello lineare.

6.6.1 Lastra rettangolare

6.6.1.1 Lastra rettangolare appoggiata su tutti i lati

Per le lastre rettangolari appoggiate su tutti i lati e soggette a grandi deformazioni, la massima tensione σ_{max} e il massimo spostamento w_{max} dovute all'azione di calcolo F_d , possono essere calcolate mediante le formule riportate nel seguito.

Dette a e b le dimensioni della lastra, si consideri a come la dimensione minore, con h lo spessore della lastra. Il fattore di forma è dato da $\lambda = a/b$ e l'area della lastra è calcolata come $A = ab$.

La massima tensione σ_{max} dovuta all'azione di calcolo F_d può essere valutata come:

$$\sigma_{max} = k_1 \frac{A}{h^2} F_d . \quad (6.94)$$

Per la determinazione pratica della freccia w_{max} si ricorre invece alla relazione

$$w_{max} = k_4 \frac{A^2}{h^3} \frac{F_d}{E} . \quad (6.95)$$

I valori dei coefficienti adimensionali k_1 e k_4 sono indicati in Tabella 6.9 e in Tabella 6.10. Nel caso di lastre rettangolari appoggiate su tutti i lati, k_1 e k_4 dipendono dal fattore di forma λ e dal carico normalizzato p^* tramite l'espressione

$$p^* = \left(\frac{A}{4h^2} \right)^2 \frac{F_d}{E}. \tag{6.96}$$

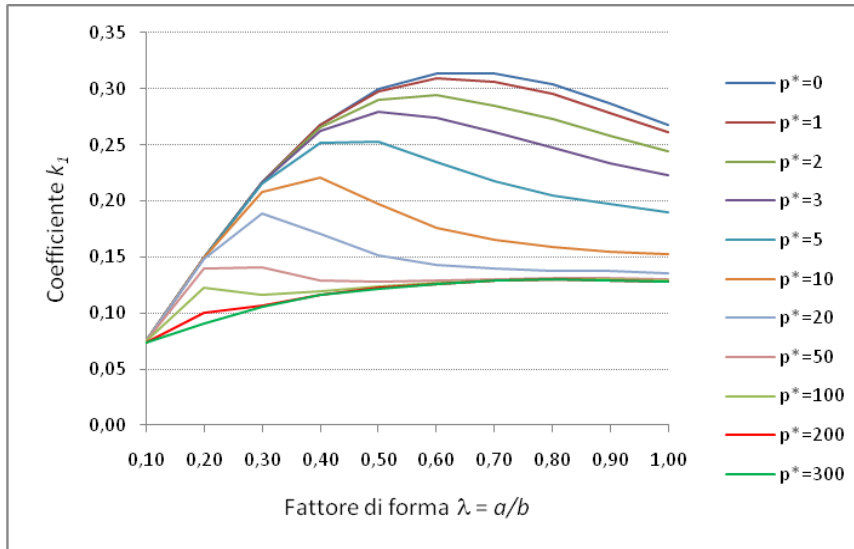


Figura 6.29. Valori del coefficiente adimensionale k_1 definiti in funzione del fattore di forma λ e del carico p^* .

Tabella 6.9. Valori del coefficiente k_1 per il calcolo della tensione massima.

$\lambda=a/b$	p^*										
	0	1	2	3	5	10	20	50	100	200	300
1,0	0.268	0.261	0.244	0.223	0.190	0.152	0.135	0.130	0.129	0.128	0.128
0,9	0.287	0.278	0.258	0.234	0.197	0.155	0.137	0.131	0.130	0.129	0.129
0,8	0.304	0.295	0.273	0.247	0.205	0.159	0.138	0.131	0.130	0.130	0.130
0,7	0.314	0.306	0.285	0.261	0.218	0.165	0.140	0.130	0.129	0.129	0.129
0,6	0.314	0.309	0.294	0.274	0.235	0.176	0.143	0.129	0.127	0.126	0.126
0,5	0.300	0.298	0.290	0.279	0.253	0.197	0.151	0.128	0.124	0.123	0.122
0,4	0.268	0.268	0.266	0.262	0.252	0.221	0.171	0.129	0.119	0.116	0.116
0,3	0.217	0.217	0.217	0.216	0.215	0.208	0.189	0.141	0.116	0.107	0.105
0,2	0.149	0.149	0.149	0.149	0.149	0.149	0.148	0.140	0.123	0.100	0.091
0,1	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.074	0.073

$$k_1 = \frac{1}{4 \left[\frac{1}{z_2^2} + \frac{p^{*2}}{(z_3^2 + (z_4 p^*)^2)} \right]^{0.5}},$$

dove

$$z_2 = 24\lambda \left[0.0447 + 0.0803 \left(1 - \exp \left(-1.17 \left(\frac{1}{\lambda} - 1 \right)^{1.073} \right) \right) \right],$$

$$z_3 = 4.5 \left(\frac{1}{\lambda} - 1 \right)^2 + 4.5, \quad z_4 = 0.585 - 0.05 \left(\frac{1}{\lambda} - 1 \right).$$

I valori del coefficiente k_1 sono considerati validi nel caso in cui il coefficiente di Poisson ν sia compreso tra 0.20 e 0.24. Se necessario, tali valori possono essere interpolati linearmente. Per piccole deformazioni (teoria lineare) si considera $p^* = 0$.

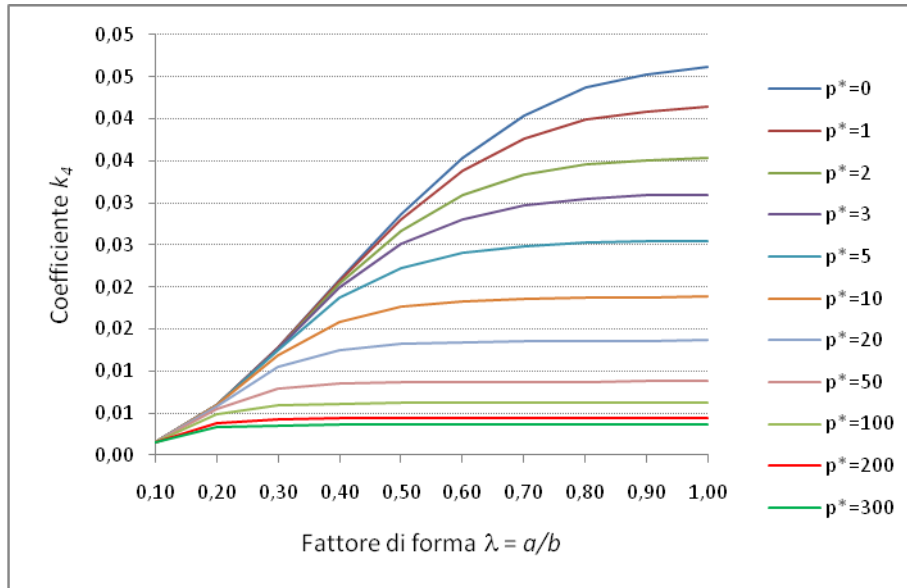


Figura 6.30. Valori del coefficiente adimensionale k_4 definiti in funzione del fattore di forma λ e del carico p^* .

Tabella 6.10. Valori del coefficiente k_4 per il calcolo dello spostamento massimo.

$\lambda=a/b$	p^*										
	0	1	2	3	5	10	20	50	100	200	300
1,0	0.0461	0.0414	0.0354	0.0310	0.0255	0.0189	0.0137	0.0088	0.0062	0.0044	0.0036
0,9	0.0452	0.0409	0.0351	0.0309	0.0254	0.0188	0.0136	0.0088	0.0062	0.0044	0.0036
0,8	0.0437	0.0399	0.0346	0.0305	0.0253	0.0188	0.0136	0.0087	0.0062	0.0044	0.0036
0,7	0.0404	0.0377	0.0333	0.0297	0.0248	0.0186	0.0136	0.0087	0.0062	0.0044	0.0036
0,6	0.0354	0.0339	0.0309	0.0281	0.0240	0.0183	0.0134	0.0087	0.0062	0.0044	0.0036
0,5	0.0287	0.0281	0.0267	0.0251	0.0222	0.0176	0.0132	0.0086	0.0062	0.0044	0.0036
0,4	0.0208	0.0207	0.0204	0.0199	0.0187	0.0159	0.0125	0.0085	0.0061	0.0044	0.0036
0,3	0.0128	0.0128	0.0127	0.0127	0.0125	0.0119	0.0105	0.0079	0.0059	0.0043	0.0035
0,2	0.0059	0.0059	0.0059	0.0059	0.0059	0.0059	0.0058	0.0055	0.0048	0.0038	0.0033
0,1	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015

$$k_4 = \frac{\left[\frac{\left(\left(\frac{1}{z_1^4} + 4p^{*2} \right)^{0.5} - \frac{1}{z_1^2} \right)}{2} \right]^{0.5}}{16p^*},$$

dove

$$z_1 = 192(1-\nu^2)\lambda^2 \left[0.00406 + 0.00896 \left(1 - \exp \left(-1.123 \left(\frac{1}{\lambda} - 1 \right)^{1.097} \right) \right) \right].$$

Nota: Per $p^*=0$, $k_4 = \frac{z_1}{16}$.

I valori del coefficiente k_4 riportati nella Tabella 6.10 sono considerati validi nel caso in cui il coefficiente di Poisson ν sia compreso tra 0.20 e 0.24. Se necessario, tali valori possono essere interpolati linearmente. Per piccole deformazioni (teoria lineare) si considera $p^* = 0$.

6.6.1.2 Lastra rettangolare appoggiata su tre lati

Per una lastra di spessore h e di dimensioni a e b , dove a è il lato più corto, appoggiata solo su tre lati e soggetta ad un carico uniformemente distribuito, indicando con $\lambda = a/b$ il fattore di forma, la tensione massima σ_{\max} e la freccia w_{\max} sono date da formule analoghe alle (6.94) e (6.95), con coefficienti adimensionali k_1 e k_4 sono funzione del fattore di forma $\lambda = a/b$.

6.6.1.3 Lastra rettangolare appoggiata su due lati

Se la lastra è appoggiata solo su due lati opposti e detta a la dimensione dei lati non appoggiati, e soggetta ad un carico uniformemente distribuito, la tensione massima σ_{\max} vale

$$\sigma_{\max} = 0.750 \frac{a^2}{h^2} F_d . \quad (6.97)$$

La freccia w_{\max} può essere invece calcolata tramite l'espressione

$$w_{\max} = 0.148 \frac{a^4}{h^3} \frac{F_d}{E} . \quad (6.98)$$

6.6.2 Lastra circolare

Data una lastra circolare di raggio a , area A e spessore h soggetta ad un carico F_d uniformemente distribuito, la tensione massima σ_{\max} e la freccia w_{\max} possono essere calcolate mediante le formule seguenti:

$$\sigma_{\max} = 0.303 \frac{a^2}{h^2} F_d , \quad (6.99)$$

$$w_{\max} = 0.148 \frac{a^4}{h^3} \frac{F_d}{E} . \quad (6.100)$$

6.6.3 Casi particolari

6.6.3.1 Lastra triangolare appoggiata su tre lati

Le formule nel seguito riportate sono applicabili solo a lastre uniformemente caricate aventi la forma di triangolo rettangolo o triangolo isoscele, appoggiate su tutti i lati. In tale ipotesi, data la lastra di area A , lato minore a e spessore h , soggetta ad un carico F_d , la tensione massima σ_{\max} e la freccia w_{\max} sono date dalle formule (6.94) e (6.95).

I valori dei coefficienti adimensionali k_1 e k_4 dipendono dal fattore di forma λ e dal carico normalizzato p^* , essendo:

- $\lambda = a/b$ per triangolo rettangolo (con a e b dimensioni dei cateti minore e maggiore);
- $\lambda = a/h$ per triangolo isoscele (con a ed h dimensioni del lato minore e dell'altezza);
- p^* il carico normalizzato (6.96).

6.6.3.2 Lastra trapezoidale

Data una lastra trapezoidale avente le dimensioni a , b , L indicate in Figura 6.31, soggetta ad un carico di progetto F_d uniformemente distribuito, la massima tensione σ_{\max} e la freccia w_{\max} possono essere calcolate tramite le espressioni (6.94) e (6.95), trasformando la lastra in una lastra *rettangolare equivalente* di lati b ed $a^* = a + 2(L-a)/3$. Il fattore di forma della lastra rettangolare equivalente sarà

$$\lambda = \frac{\min(a^*, b)}{\max(a^*, b)}. \quad (6.101)$$

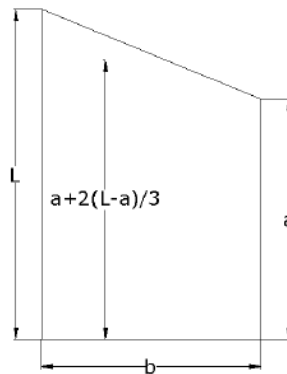


Figura 6.31. Lastra trapezoidale (tre lati ortogonali e un lato inclinato).

I valori dei coefficienti adimensionali k_1 e k_4 , funzione di λ e del carico normalizzato p^* , sono riportati in Tabella 6.9 e Tabella 6.10 rispettivamente.

6.6.3.3 Lastra con tre lati ortogonali ed uno curvo

Nel caso di lastra avente tre lati ortogonali e uno curvo, mostrata in Figura 6.32, soggetta ad un carico F_d uniformemente distribuito, il calcolo pratico della massima tensione σ e della freccia w_{\max} possono essere eseguiti tramite le espressioni (6.94) e (6.95), trasformando la lastra in una lastra *rettangolare equivalente* di lati b ed $a^* = 0.86L + 0.15a$. Il fattore di forma della lastra rettangolare equivalente sarà dato dalla (6.101).

I valori dei coefficienti adimensionali k_1 e k_4 , funzione di λ e del carico normalizzato p^* , sono riportati in Tabella 6.9 e Tabella 6.10 rispettivamente.

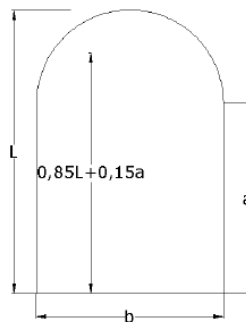


Figura 6.32. Lastra con tre lati ortogonali e uno ad arco.

6.6.3.4 Lastra con due lati paralleli e due inclinati

Per una lastra avente due lati paralleli e due lati inclinati (anche non paralleli) di dimensioni a , b , d indicate in Figura 6.33, soggetta ad un carico F_d uniformemente distribuito, la tensione massima σ_{\max} e la freccia w_{\max} devono essere calcolate tramite le espressioni (6.94) e (6.95), dopo aver trasformato la lastra in una lastra *rettangolare equivalente*, di lati b ed $a^* = (a + L + d)/3$.

Il fattore di forma della lastra rettangolare equivalente sarà dato dalla (6.101). I valori dei coefficienti adimensionali k_1 e k_4 , funzione di λ e del carico normalizzato p^* , sono riportati in Tabella 6.9 e Tabella 6.10 rispettivamente.

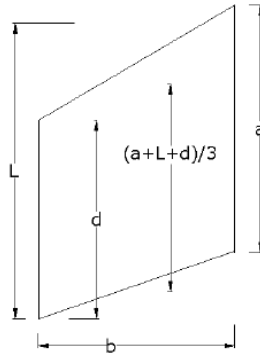


Figura 6.33. Lastra con due lati paralleli e due lati inclinati.

7 VERIFICHE

7.1 Generalità

La misura della sicurezza e le verifiche devono essere svolte in accordo con le disposizioni dell'Eurocodice.

Gli Stati Limite delle costruzioni con elementi strutturali di vetro sono definiti nella Sezione 7.2. La verifica si ottiene mediante limitazioni del tipo

$$E_d \leq R_d, \quad (7.1)$$

dove E_d e R_d sono, rispettivamente, i valori di progetto (o di calcolo) degli effetti dell'azione e della corrispondente capacità di risposta (in termini di resistenza o di deformazione) nell'ambito di un generico stato limite.

Le principali proprietà fisico-meccaniche del materiale vetro sono state descritte nel Cap. 2. I principi generali da usarsi nella progettazione sono stati indicati nel Cap. 3. Le azioni devono essere determinate in conformità alla UNI EN 1991, alle Istruzioni CNR o alla legislazione vigente a livello nazionale, ma per quegli aspetti più specifici per gli elementi di vetro (durata dei carichi, effetti della temperatura, azione sismica), si fa riferimento a quanto esposto nel Cap. 4. Le resistenze dei materiali devono essere valutate in accordo con i metodi riportati nel Capitolo 5. Il dimensionamento, i principi e le condizioni di calcolo devono essere in conformità con quanto stabilito nel Capitolo 6.

7.2 Stati limite

Gli stati limite per gli elementi di vetro sono: Stati Limite di Esercizio (SLE), Stati Limite Ultimi (SLU) e Stati Limite al Collasso (SLC). Il prospetto riassuntivo dei diversi stati limite è riportato nella Tabella 7.1.

Lo SLE considera la struttura integra sollecitata dai valori di servizio delle azioni. In genere viene valutata la deformabilità degli elementi, che deve essere limitata così da non pregiudicare la funzionalità della costruzione (non solo la funzionalità strutturale).

Nelle comuni applicazioni, per quanto riguarda i valori delle tensioni non si riconoscono limiti oltrepassati i quali la funzionalità della costruzione è pregiudicata, per cui lo SLE non include in genere verifiche tensionali per le strutture più ricorrenti. Fa eccezione la verifica allo stato limite di operatività e lo stato limite di danno nelle verifiche nei confronti delle azioni sismiche (vedasi par. 4.4.2.2), per i quali si dovrà controllare che le tensioni nel vetro siano inferiori ai valori di progetto.

Gli SLU considerano la struttura integra, sollecitata dai valori estremi delle azioni esterne, e si compongono di: (1) SLU per rottura del vetro, (2) SLU per rottura di un materiale in composizione con il vetro, (3) SLU per crisi dell'interfaccia di un collegamento.

La verifica dello SLU per rottura del vetro si effettua controllando che, in ogni punto, la tensione sollecitante sia inferiore alla tensione resistente del vetro. La tensione sollecitante da adottare in questa verifica è quella che risulta dal calcolo applicando le combinazioni descritte al punto 7.3. La massima tensione principale di trazione deve essere confrontata con la resistenza di progetto $f_{g;d}$ del materiale, definita al punto 7.4, sulla base di quanto definito al Capitolo 2, per quanto riguarda gli aspetti meccanici, e al Capitolo 9, per quanto riguarda gli aspetti procedurali di controllo.

La verifica alla SLU per rottura del materiale in composizione riguarda principalmente gli intercalari e gli incollaggi. Condizione per il soddisfacimento di questo SLU è che in tutti i punti la tensione sollecitante sia inferiore alla tensione resistente del materiale stesso.

La tensione resistente da adottare in questa verifica è la tensione di rottura di progetto del materiale $f_{m;d}$, definita a partire dal valore caratteristico $f_{m;k}$ tramite coefficienti correttivi. Le verifiche riguardano una combinazione delle componenti normali e tangenziali della tensione. Il valore $f_{m;k}$ è strettamente dipendente dal materiale adottato: pertanto $f_{m;k}$ deve essere fornito dal produttore, corredato di adeguato supporto atto a provarne la coerenza statistica, comunque in linea con la teoria generale del cap. 2.2 e in accordo con le procedure di accettazione descritte nel Capitolo 9. L'esecuzione a regola d'arte può includere la richiesta che la crisi dei materiali usati in composizione si collochi a un livello gerarchico superiore alla crisi del vetro, secondo i principi generali di progettazione stabiliti nel cap. 3.1.

La verifica allo SLU per crisi all'interfaccia del collegamento riguarda sia l'adesione del vetro all'intercalare, sia la superficie del vetro in diretto contatto con i sistemi di fissaggio. La verifica riguarda solo l'interfaccia e non include il dispositivo di collegamento in sé, in genere realizzato in altri materiali per i quali si applicano normative strutturali specifiche per il materiale usato. La verifica si considera soddisfatta se in tutti i punti la tensione sollecitante l'interfaccia è inferiore alla tensione resistente dell'interfaccia. Anche in questo caso, l'esecuzione a regola d'arte può includere la richiesta che la crisi dell'interfaccia si collochi a un livello gerarchico superiore alla crisi del vetro.

Gli SLC considerano l'elemento vetrato in tutto o in parte frammentato. Lo SLC è quindi teso ad accertare che una costruzione con elementi strutturali di vetro garantisca un adeguato comportamento post-rottura (post-critico) a livello sia globale che locale. L'esigenza di considerare lo SLC deriva dalla intrinseca fragilità del materiale vetro nonché dalla possibilità - ancorché remota - di rotture spontanee. Infatti, la crisi locale può innescare una reazione a catena e portare ad una rottura dell'intero elemento a livelli di carico inferiori a quanto definito per lo SLU teorico. Lo SLC deve considerare questa possibilità, verificando che la struttura residua garantisca la portanza nei confronti di una opportuna frazione dei carichi allo SLU e/o allo SLE anche quando l'elemento vetrato sia decurtato della capacità portata fornita dalle parti soggette alla crisi locale.

Operativamente, lo SLC considera i due possibili scenari di: (1) organismo strutturale della costruzione con elementi strutturali di vetro; (2) singolo elemento strutturale di vetro. Lo SLC deve considerare la situazione strutturale che emerge dopo che una parte della struttura ha attinto la crisi di portanza (prescindendone dalla causa), ossia ha oltrepassato lo SLU. In generale, la parte di struttura da considerare come collassata deve includere le parti soggette alle azioni localizzate (ad es., le lastre esterne di un pacchetto stratificato soggetto all'azione diretta delle azioni), cui si aggiungeranno, caso per caso, le parti per le quali sia possibile una crisi prematura. Lo SLC verifica che la struttura in questa condizione conservi una capacità portante residua adeguata e che il meccanismo che detta la crisi non sia eccessivamente fragile.

(1) Nelle situazioni più complesse, occorre stabilire *ad hoc* i requisiti prestazionali minimi che l'organismo strutturale deve garantire in condizione danneggiata. In ogni caso, l'organismo strutturale deve garantire un comportamento "*fail safe*", con specifico riferimento a gerarchia, ridondanza di sistema e robustezza, così come stabilito nel cap. 3.1. La capacità portante residua deve includere, come minimo, i valori di esercizio dei pesi propri della costruzione.

(2) In generale, il singolo elemento strutturale di vetro deve garantire la ridondanza di sezione, mai intesa come incremento dello spessore delle lastre, ma incremento del numero di strati nel vetro laminato. In casi particolari, il singolo elemento strutturale di vetro - fatta salva la ridondanza globale di cui al punto (1) - può limitarsi a garantire che la sua crisi non minacci la pubblica incolumità. Nel caso specifico di vetro laminato, dovrà essere verificata la prestazione del pacchetto composto da intercalare ed una o più lastre vetrate frammentate, definite secondo i criteri stabiliti nella sezione 3.1.4.

Nel caso specifico delle azioni sismiche, i criteri generali, i diversi stati limite da considerarsi sono riportati nel cap. 4.4. Le verifiche necessarie nei confronti di questa azione sono trattate a parte nella successiva Sezione 7.6.

Tabella 7.1. Prospetto riassuntivo dei diversi stati limite.

	Stato Limite di Esercizio	Stato Limite Ultimo	Stato Limite al Collasso
Requisito	$E_{SLE;d} \leq C_d$	$E_{SLU;d} \leq R_d$	$E_{SLC;d} \leq R_c$
ove l'effetto delle azioni è:	$E_{SLE;d} = E\{F_{SLE;d}\}$	$E_{SLU;d} = E\{F_{SLU;d}\}$	$E_{SLC;d} = E\{F_{SLC;d}\}$
ove:	$F_{SLE;d}$ è il valore di progetto di una singola azione o della combinazione di diverse azioni per lo stato limite di esercizio.	$F_{SLU;d}$ è il valore di progetto di una singola azione o della combinazione di diverse azioni per lo stato limite ultimo.	$F_{SLC;d}$ è il valore di progetto di una singola azione o della combinazione di diverse azioni per lo stato limite al collasso.
ove:	$E_{SLE;d}$	è il valore dell'effetto dell'azione o azioni per lo stato limite di esercizio, in termini di tensione o freccia.	
	C_d	è il valore di progetto limite per il criterio dello stato limite di esercizio, in termini di tensione massima di progetto $f_{g;d}$, o di freccia massima di progetto w_d , per lo stato limite considerato.	
	$E_{SLU;d}$	è il valore dell'effetto dell'azione o azioni per lo stato limite ultimo considerato, in genere espresso in termini di tensione calcolata.	
	R_d	è il valore di progetto della resistenza, in genere espressa in termini di massima tensione di progetto dello stato limite ultimo.	
	$E_{SLC;d}$	è il valore di progetto dell'effetto dell'azione o azioni per lo stato limite collasso.	
	R_c	è il valore di progetto della resistenza alle azioni per lo stato limite di collasso.	

Il soddisfacimento dello SLE e dello SLU sono obbligatori. La verifica diretta dello SLC deve in ogni caso assicurare che la crisi locale non crei conseguenze gravi in termini di sicurezza e che il comportamento post-critico dell'organismo strutturale sia adeguato (approccio "fail safe" in riferimento a robustezza, ridondanza, gerarchia, così come descritto nel Capitolo 3.1).

7.3 Azioni di progetto

I valori delle azioni devono essere definiti in conformità alla UNI EN 1991, alle Istruzioni del CNR e in ogni caso alla normativa vigente a livello nazionale

Per quanto riguarda il valore delle azioni per le verifiche sismiche, si fa riferimento alla sezione 4.4.5. Nei confronti delle azioni eccezionali, si veda la sezione 4.9.

Per quanto riguarda le altre azioni (non-sismiche e non eccezionali), i carichi di progetto sono così definiti.

per lo Stato Limite di Esercizio

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k,1} + \sum_i \psi_{0,i} Q_{k,i} ; \tag{7.2}$$

per lo Stato Limite Ultimo

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_i \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} ; \tag{7.3}$$

per lo Stato Limite al Collasso

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q,1} Q_{k,1,\tau} + \sum_i \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i,\tau} \tag{7.4}$$

dove

F_d	valore di progetto dell'azione;
G_1	valore delle azioni dovute al peso proprio;
G_2	valore delle azioni dovute ai carichi permanenti portati;
$Q_{k,1}$	valore caratteristico dell'azione variabile principale (es. carico imposto sul solaio, carico del vento, carico della neve), riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni;
$Q_{k,i}$	valore caratteristico associato all'azione variabile (es. vento, neve), riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni;
$Q_{k,1,\tau}$	valore caratteristico dell'azione variabile principale (es. carico imposto sul solaio, carico del vento, carico della neve), riferita ad un periodo $\tau = 10$ anni;
$Q_{k,i,\tau}$	valore caratteristico associato all'azione variabile (es. vento, neve), riferita ad un periodo di ritorno $\tau = 10$ anni;
$\psi_{0,i}$	coefficiente di combinazione delle azioni variabili;
γ_{G1}	fattore parziale per il peso proprio, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali.
γ_{G2}	fattore parziale per i permanenti portati, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali.
$\gamma_{Q,i}$	fattore parziale per le azioni variabili, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali.

In generale, allo SLC sarà opportuno effettuare la verifica di resistenza ai carichi definiti dalla (7.4);

se necessarie, verifiche di stabilità dell'elemento sotto l'azione dei carichi definiti dalla (7.4), secondo i criteri definiti al Paragrafo 6.4.

Le classi per le verifiche post-rottura sono definite in Tabella 3.9.

Si ribadisce che i valori caratteristici $Q_{k,i}$ delle azioni variabili che compaiono nelle espressioni sopra riportate corrispondono al frattile pari al 95 % della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa presa pari a 50 anni. Tali valori sono stabiliti in conformità alla UNI EN 1991 e/o alla normativa vigente. I valori di $Q_{k,i,\tau}$ rappresentano invece i valori caratteristici riferiti al periodo di ritorno τ , i cui valori possono essere trovati facendo riferimento alle distribuzioni statistiche di probabilità riportate nel Capitolo 4 per le varie azioni. Per le verifiche allo stato limite di collasso si prende convenzionalmente $\tau = 10$ anni per elementi di prima e seconda classe.

I valori consigliati per il fattore parziale dei carichi, $\gamma_{Q,i}$, nonché dei coefficienti di combinazione $\psi_{0,i}$, sono parimenti indicati nella UNI EN 1991 e/o nella normativa vigente a livello nazionale. Dato che nel caso del vetro le dimensioni strutturali e i carichi permanenti sono in genere definiti con una precisione molto superiore rispetto a materiali come il calcestruzzo, si consiglia di utilizzare i valori di γ_{G1} e γ_{G2} sono riportati nella Tabella 7.2.

Tabella 7.2. Valore del coefficiente parziali dei carichi permanenti portanti e portati.

Classe	γ_{G1}		γ_{G2}	
	Se diminuisce la sicurezza	Se aumenta la sicurezza	Se diminuisce la sicurezza	Se aumenta la sicurezza
1	1,3	1	1,5	1
2				

7.4 Resistenza di progetto

In genere le verifiche strutturali vanno svolte secondo il criterio di Galileo, della massima tensione principale di trazione. La tensione resistente da adottare nella progettazione è quella in grado di assicurare, nei confronti delle azioni di progetto, la probabilità di collasso indicata nella Sezione 3.2.3, diversa per elementi in classe 1 o classe 2. La tensione resistente di progetto viene calcolata conformemente a quanto indicato nel capitolo 5 (relativo al valore di calcolo), sulla base e nei limiti di quanto indicato nel capitolo 2 (relativo alla distribuzione probabilistica delle resistenze).

Aspetti da considerare sono che la difettosità del vetro è statisticamente proporzionale all'area della superficie dell'elemento e che la resistenza dipende anche dalla durata dell'azione applicata, dalla temperatura e dall'umidità.

Il valore di progetto (di calcolo) della resistenza a trazione per flessione del vetro $f_{g;d}$, da considerare per le verifiche agli SLU e allo SLC, sulla base delle considerazioni dei Capitoli 2 e 5, può essere assunto della forma

$$f_{g;d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_{\text{ed}} \cdot k_{\text{sf}} \cdot \lambda_{\text{gA}} \cdot \lambda_{\text{gl}} \cdot f_{g;k}}{R_M \gamma_M} + \frac{k'_{\text{ed}} k_v \cdot (f_{b;k} - f_{g;k})}{R_{M,v} \gamma_{M,v}}, \quad (7.5)$$

dove:

$f_{g;k}$: valore caratteristico nominale della tensione resistente a trazione per flessione del vetro ricotto (quindi prima degli eventuali trattamenti termici di rafforzamento), determinato sulla base delle procedure del Capitolo 9. Nei casi comuni vale la UNI EN 572-1 per la quale $f_{g;k} = 45 \text{ N/mm}^2$. Nel caso in cui il valore nominale di $f_{g;k}$ sia inferiore al succitato valore, il vetro non rientra nei materiali considerati dalle presenti Istruzioni.

k_{mod} : fattore riduttivo dipendente dalla durata del carico e dalle condizioni ambientali (di temperatura e umidità), definito ai punti 2.1.1.2 e 5.4.2, la cui espressione è data dalla (2.16). I valori di k_{mod} per alcuni tempi di carico (azioni costanti nel tempo) sono indicati nella terza colonna della Tabella 2.2. Per azioni variabili nel tempo, il cap. 2.1 descrive la procedura analitica per il calcolo di k_{mod} . Nel caso di azioni significativamente variabili nel tempo, k_{mod} può essere calcolato applicando la procedura analitica descritta nel Capitolo 2.1.

k_{ed} e k'_{ed} : fattori riduttivi della tensione resistente definiti nella Sezione 5.4.3, rispettivamente per vetro ricotto e presolleccitato, dipendenti dalla finitura del bordo dell'elemento di vetro o foro e dalla distanza d dal bordo del punto ove $f_{g;d}$ viene calcolata, da applicarsi ad elementi con bordo in trazione (es. travi, pinne, ecc.). Per $d > 5s$ (s = spessore lastra), oppure per lastre inflesse, si assume $k_{\text{ed}} = k'_{\text{ed}} = 1$. Per $d \leq 5s$, tali coefficienti dovrebbero essere calcolati con uno studio teorico e/o sperimentale *ad hoc*, in accordo con quanto stabilito nella Sezione 5.3.3.4. A titolo di riferimento, la Tabella 7.3 riporta alcuni valori dei coefficienti di bordo, stimati in alcuni casi elementari.

k_{sf} : fattore riduttivo della tensione resistente, dipendente dal profilo superficiale del vetro. Il valore di k_{sf} deve essere calcolato con uno studio teorico e/o sperimentale *ad hoc*, in accordo con le procedure di cui al capitolo 9. Alcuni valori di riferimenti sono raccolti nella Tabella 7.4.

λ_{gA} : fattore di scala, che considera l'area sottoposta alla massima tensione sollecitante. Questo coefficiente tiene conto che, per ragioni statistiche, è più grande la probabilità di riscontrare difetti in un'area più grande che in un'area più piccola. In mancanza di ulteriori approfondimenti, come mostrato nel paragrafo 5.4.1 si può utilizzare l'espressione

$$\lambda_{gA} = \left(\frac{0.24 \text{ m}^2}{k A} \right)^{1/7}, \text{ con } 0.75 \leq \lambda_{gA} \leq 1, \quad (7.6)$$

dove A rappresenta l'area totale della lastra soggetta a trazioni, mentre il coefficiente k che ne definisce l'area efficace è riportato nella Tabella 7.5 per le più ricorrenti condizioni di vincolo. Nel caso in cui le verifiche di resistenza vengano effettuate a una distanza dal bordo $d < 5 s$ (s = spessore lastra), si assume $\lambda_{gA} = 1$.

λ_{gl} = fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo, da applicarsi ad elementi con bordo *specificatamente* in trazione (es. travi di costa, pinne, ecc.). Tale coefficiente tiene conto che, da un punto di vista statistico, la lunghezza del bordo è penalizzante. Per verifiche a distanza $d > 5 s$ (s = spessore lastra), o nel caso di piastre inflesse da carichi ortogonali al piano medio, si assume convenzionalmente $\lambda_{gl} = 1$. Per quanto esposto nella Sezione 5.4.3, in mancanza di ulteriori approfondimenti, per verifiche ad una distanza $d < 5 s$ dal bordo si possono assumere i seguenti valori

$$\lambda_{gl} = \left(\frac{0.1667 \cdot 0.45 \text{ m}}{k_b l_b} \right)^{1/5} \leq 1 \text{ per bordi lucidati; } \lambda_{gl} = \left(\frac{0.0741 \cdot 0.45 \text{ m}}{k_b l_b} \right)^{1/12.5} \leq 1 \text{ per bordi molati.} \quad (7.7)$$

In queste espressioni l_b rappresenta la lunghezza totale del bordo soggetto a trazione. Il coefficiente k_b dipende dalla distribuzione delle tensioni nel bordo: in mancanza di più precisi approfondimenti, si possono utilizzare i valori della successiva Tabella 7.6.

$f_{b;k}$ = valore caratteristico della resistenza a flessione del vetro a seguito di un trattamento di rafforzamento. In mancanza di dati specifici, si possono assumere i valori di Tabella 7.7, che devono essere comprovati mediante le procedure del Capitolo 9.

k_v = fattore riduttivo dell'incremento di resistenza a trazione del vetro prodotto mediante un trattamento di presollecitazione (tempera, indurimento), da assumere nullo nel caso di vetro ricotto (assenza di rafforzamento). Il coefficiente k_v deve essere calcolato con uno studio teorico e/o sperimentale ad hoc, in accordo con le indicazioni generali del Capitolo 9. Valori orientativi di k_v sono riportati in Tabella 7.8.

γ_M = coefficiente parziale per la resistenza a trazione per flessione del vetro ricotto, comprensivo delle incertezze del modello e della geometria, relativo allo SLU. Per questo coefficiente, definito nel capitolo 5.3, si possono utilizzare i valori riportati nella Tabella 7.9.

R_M = fattore moltiplicativo del coefficiente parziale del vetro float che varia per verifiche in classe 1 o in classe 2. Per questo coefficiente, definito nella Sezione 5.2.3 e calibrato tramite i casi studio della Sezione 5.3.3, si possono utilizzare i valori riportati nella Tabella 7.10. L'introduzione di questo coefficiente, per il passaggio da verifiche in classe 2 a verifiche in classe 1, segna una variazione rispetto all'approccio classico dell'Eurocodice EN1990, nel quale sono i coefficienti γ_Q delle azioni ad essere variati col coefficiente riduttivo K_{FI} (vedasi i commenti alla fine della Sezione 5.2.3). Qui è il coefficiente γ_M ad essere variato tramite il coefficiente R_M , con $R_M = 1$ per verifiche in seconda classe, $R_M < 1$ per verifiche in prima classe.

$\gamma_{M;v}$ = coefficiente parziale riduttivo relativo all'incremento di resistenza a trazione per flessione dato dal trattamento di presollecitazione, così come definito al Capitolo. 5.5. Si possono utilizzare i valori riportati nella Tabella 7.9.

$R_{M;v}$ = fattore riduttivo che consente di passare dalla classe 1 alla classe 2. Per questo coefficiente, definito nella Sezione 5.5.2, si possono utilizzare i valori riportati nella Tabella 7.10

Tabella 7.3. Valori orientativi dei coefficiente k_{ed} e k'_{ed} per verifiche in prossimità del bordo di elementi di vetro e fori, nel caso di elementi con bordo in trazione.

Tipo di vetro	Valori* di k_{ed} e k'_{ed} in corrispondenza di bordo**							
	Tagliato		Sfilettato		Greggio		Lucidato***	
	k_{ed}	k'_{ed}	k_{ed}	k'_{ed}	k_{ed}	k'_{ed}	k_{ed}	k'_{ed}
Ricotto	0.7	0.7	0.7	0.7	0.8	0.8	0.9	0.9
Indurito	da evitare		da evitare		0.8	0.8	0.8	0.8
Temperato termicamente	da evitare		da evitare		0.8	0.8	0.8	0.8
Temperato chimicamente	da evitare		da evitare		0.6	0.7	0.6	0.7
Ricotto stampato	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7

(*) Valori da utilizzarsi per verifiche in zone a distanza $d < 5s$ dal bordo o da fori (s = spessore lastra). Per $d > 5s$ e per lastre inflesse si assume $k_{ed} = 1$.

(**) Le lavorazioni ai bordi sono intese ai sensi della UNI EN ISO 12543-5.

(***) Nel caso di travi e pinne di vetro dove le trazioni massime sono in corrispondenza delle coste, si raccomanda di utilizzare bordi lucidati a profilo liscio curvo.

Tabella 7.4. Valori orientativi dei coefficiente k_{sf} per i vari profili superficiali del vetro.

Vetro	k_{sf}	
	Nessun trattamento ⁽²⁾	Sabbiato
Vetro float	1	0.6
Vetro tirato	1	0.6
Vetro smaltato (float o tirato) ⁽¹⁾	(1)	(0.6)
Vetro stampato	0.75	0.45
Vetro smaltato stampato ⁽¹⁾	(0.75)	(0.45)
Vetro lustro armato	0.75	0.45
Vetro stampato armato	0.6	0.36

(1) Questi tipi di vetro non sono generalmente disponibili come vetri ricotti, ma è comunque necessario utilizzare il valore di k_{sf} per il calcolo della resistenza del vetro presollecitato

(2) Per vetri acidati, è necessario utilizzare i valori di k_{sf} relativi a "Nessun trattamento"

Tabella 7.5. Valori indicativi del coefficiente k per la definizione dell'area efficace in lastre inflesse da carichi ortogonali al piano (relativi al parametro di Weibull $m = 7$).

Condizioni di vincolo	k
Lastra rettangolare vincolata in modo continuo su 4 bordi	0.145
Lastra rettangolare vincolata in modo continuo su 2 bordi	0.054
Lastra rettangolare incastrata in un bordo; carico distribuito uniformemente	0.013
Lastra rettangolare incastrata in un bordo; carico distribuito su una linea parallela al bordo incastrato	0.019
Lastra rettangolare vincolata su 4 punti in prossimità degli angoli; carico uniformemente distribuito	0.071

Tabella 7.6. Coefficienti k_b per il calcolo dell'effetto scala in prossimità del bordo.

Finitura del bordo	Distribuzione delle tensioni lungo il bordo		
	costante	parabolica	triangolare
Bordo greggio	$k_b = 1$	$k_b = 0.2434$	$k_b = 0.0741$
Bordo lucidato	$k_b = 1$	$k_b = 0.3694$	$k_b = 0.1667$

Tabella 7.7. Resistenza caratteristica a flessione del vetro a seguito di un trattamento di rafforzamento (da eseguirsi nel rispetto delle procedure indicate nel Capitolo 9).

Tipo di vetro	Valori della resistenza caratteristica a flessione $f_{b,k}$ per vetro presollecitato [MPa]		
	Vetro temperato termicamente (UNI EN 12150), vetro temperato termicamente e sottoposto a heat soak test (UNI EN 14179)	Vetro indurito termicamente (UNI EN 1863)	Vetro indurito chimicamente* (UNI EN 12337)
Vetro float o tirato	120	70	150
Vetro stampato	90	55	100
Vetro smaltato (float o tirato)	75	45	/
Vetro smaltato stampato	75	45	/

(*) Data la difficoltà del processo di tempera chimica, risulta di particolare importanza che il materiale venga controllato e qualificato.

Tabella 7.8. Valori orientativi del fattore riduttivo dell'incremento di resistenza a trazione del vetro conseguente ad un trattamento di presollecitazione.

Trattamento di presollecitazione	k_v
Nessun trattamento	0
Trattamento termico con processo orizzontale	1
Trattamento termico con processo verticale	0.60
Indurimento chimico*	0.95

(*) Il coefficiente indicato potrà essere utilizzato solo nel caso in cui il vetro indurito termicamente sia controllato e qualificato secondo le procedure indicate nella Sezione 9.

Tabella 7.9. Fattori parziali del vetro ricotto e del vetro presollecitato.

	Vetro ricotto*	Vetro presollecitato*
Coefficienti parziali	$\gamma_M = 2.50$	$\gamma_{M,v} = 1.35$

(*) Valori per verifiche allo SLU. Per quanto riguarda lo SLC, per le porzioni di vetro rimaste integre si potrà applicare i coefficienti relativi allo SLU.

Tabella 7.10. Fattori riduttivi R_M dei coefficienti parziali per verifiche in prima o seconda classe.

Classe	Vetro ricotto	Vetro presollecitato
prima	$R_M = 0.7$	$R_{M,v} = 0.9$
seconda	$R_M = 1$	$R_{M,v} = 1$

La verifica di resistenza allo SLU andrà effettuata confrontando la massima tensione principale di trazione con la resistenza di progetto $f_{g;d}$ data dalla (7.5).

E' importante notare che, essendo il fattore k_{mod} dipendente dalla durata di applicazione del carico, la resistenza di progetto varia a seconda del tipo di carico. In generale, per combinare l'effetto di due, o più, generiche azioni, in un medesimo punto, si può effettuare la verifica secondo una regola analoga a quella di Palmgren-Miner per il danneggiamento a fatica: si può assumere che il "danneggiamento" parziale dovuto alla tensione causata dall'azione i -esima sia direttamente proporzionale al rapporto la tensione stessa e la resistenza di progetto relativa a quell'azione. La rottura viene prevista quando la somma delle frazioni di "danneggiamento parziale" raggiunge l'unità. La verifica può quindi essere effettuata richiedendo che

$$\sum_{i=1}^N \frac{\sigma^i}{f_{g;d}^i} \leq 1 \tag{7.8}$$

dove:

σ^i tensione causata, nel punto di verifica, dall'azione i -esima;

$f_{g;d}^i$ resistenza di progetto relativa all'azione i -esima.

Si tratta di una verifica di tipo puntuale, quindi è necessario considerare le tensioni agenti nella stessa zona di verifica.

La proposta di normativa europea prEN 16612 (2013) prescrive, in caso di elemento soggetto a diverse azioni, di scegliere come azione dominante le diverse azioni di progetto e calcolare di conseguenza le diverse azioni di progetto (tramite la (7.3)), determinando così la combinazione di carico più gravosa. La prEN 16612 (2013) richiede di confrontare la tensione massima corrispondente a

questa condizione con la resistenza di progetto $f_{g;d}$; non è ben specificato a quale carico deve essere riferita tale resistenza.

Questa procedura non solo non è giustificata su basi teoriche, ma potrebbe, in certi casi, risultare non cautelativa.

7.5 Deformata di progetto

Per quanto riguarda le verifiche agli stati limite di esercizio, in generale gli spostamenti massimi tollerabili dagli elementi vetrati devono essere valutati in base alla specifica applicazione. Non si trova uniformità di prescrizioni nelle indicazioni esistenti a livello internazionale (ad esempio prEN 16612 (2013), DTU 39-P4:2012, Cahier 3488_V2:2011, Cahier 3574_V2:2011, BS 6180:2011). I valori proposti nel seguito, a puro titolo indicativo e di guida, sono stati quindi selezionati confrontando fra loro le indicazioni contenute nelle DTU 39-P4:2012, Cahier 3574_V2:2011, BS 6180:2011. Tali limiti devono comunque essere valutati criticamente, a seconda del caso, dal progettista.

Nel caso di elementi che devono fornire prestazioni di tenuta agli agenti atmosferici, la deformazione deve essere contenuta. Per elementi rettangolari, una deformazione al centro del vetro di 50 mm (limite consigliato, ad esempio, da prEN 13612 -2013) può talvolta essere eccessiva.

In particolare, in caso di coperture a debole pendenza, si deve aver cura di verificare che la deflessione sotto l'effetto di carichi combinati (ad esempio peso proprio + neve) non arrivi al punto d'annullare la pendenza, creando la condizione di ristagno d'acqua. Solitamente, rispettando le limitazioni proposte nelle tabelle qui sotto riportate, una pendenza maggiore o uguale al 2% è in grado di risolvere il problema, anche tenendo conto delle normali tolleranze d'installazione.

Inoltre, la deflessione non dev'essere controllata solo a centro vetro. Specialmente nel caso di vetrocamera, bisogna porre cura a non danneggiare la sigillatura del vetrocamera stesso, per cui i limiti previsti dalla UNI EN 1279-5:2010 (marcatura CE) lungo il bordo vetro sono di $1/200 d$, dove d indica la distanza fra due appoggi consecutivi o la lunghezza del lato più corto e comunque non si deve eccedere un valore superiore a 12 mm.

Nel caso di vetrate rettangolari con vincoli lineari, limitazioni più specifiche si possono trovare in Tabella 7.11. Nel caso di vetrate vincolate con appoggi puntuali, si può fare riferimento alla Tabella 7.12. Per quanto riguarda i parapetti, il massimo spostamento assoluto deve non solo essere compatibile con l'integrità del vetro, ma anche tener conto della sensazione di insicurezza per gli occupanti che potrebbe essere generata da un'elevata deformabilità.

Similmente, per i solai di vetro, la freccia deve essere limitata per evitare il rischio di oscillazioni eccessive. Valori di puro riferimento per parapetti e solai sono riportati in Tabella 7.13.

Tabella 7.11 Valori della freccia di progetto per vincolo lineare.

Vetro singolo (monolitico o stratificato)		Vetrata isolante		No. lati vincolati
Centro lastra	Bordo lastra	Centro lastra	Bordo lastra	
$1/60^{(1)}$ di L_{\min} ; < di 30 mm ⁽³⁾		$1/60^{(1)}$ di L_{\min} ; < di 30 mm ⁽³⁾	$1/200^{(2)}$ di L_{\min} ; < di 12 mm ⁽⁴⁾	4
	$1/100^{(2)}$ di L_{\inf} ; < di 50 mm ⁽³⁾		$1/150^{(2)}$ di L_{\inf} ; < di 50 mm ⁽³⁾	3
	$1/100^{(2)}$ di L_{\inf} ; < di 50 mm ⁽³⁾		$1/150^{(2)}$ di L_{\inf} ; < di 50 mm ⁽³⁾	2

Note:	(1) al centro della lastra; (2) bordo non supportato della lastra (3) da DTU 39-P4:2012 (4) da UNI EN 1279-5:2010 L_{min} : dimensione minore della lastra L_{inf} : luce di inflessione del bordo libero
-------	--

Tabella 7.12 Valori della freccia di progetto per vincolo puntuale.

Vetro singolo (monolitico o stratificato)	Vetrata isolante	$L_{inf}^{(3)}$
1/100 ⁽¹⁾ dell' interasse dei punti di vincolo L_{inf} e < di 50 mm ⁽²⁾	1/150 ⁽¹⁾ dell' interasse dei punti di vincolo L_{inf} e < di 50 mm ⁽²⁾	Figura 7.1-a
1/50 della lunghezza a sbalzo L_{inf} e < di 50 mm ⁽²⁾	1/75 della lunghezza a sbalzo L_{inf} e < di 50 mm ⁽²⁾	Figura 7.1-b
(1) bordo più deformabile della lastra; (2) da Cahier 3574_V2:2011; (3) L_{inf} è definito con riferimento alla Figura 7.1.		

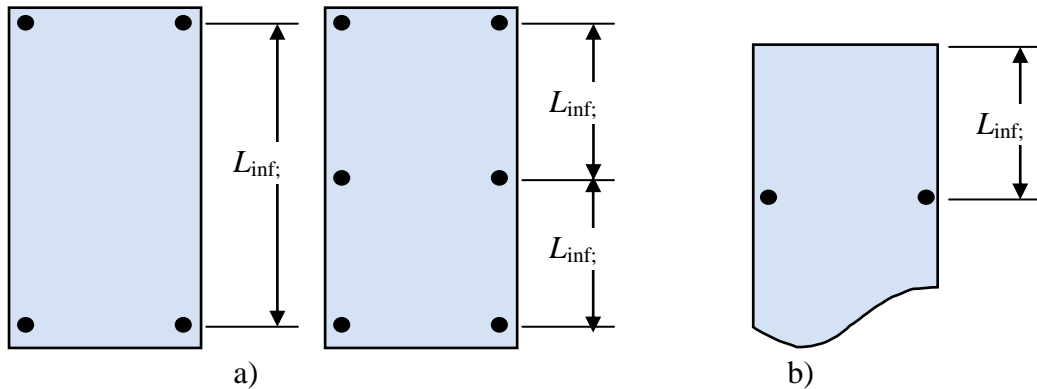


Figura 7.1. Vetrate con vincolo puntuale.

Tabella 7.13 Valori indicativi degli spostamenti massimi consentiti – Casi particolari.

Tipo di vetro	Spostamento massimo su due appoggi consecutivi a distanza d	Massimo spostamento assoluto ammesso
Vetro singolo - solaio	$d/500$	5 mm
Vetro singolo – parapetto incastrato al piede ⁽¹⁾	$d/50$	25 mm ⁽²⁾
(1) In questo caso d indica l' altezza del parapetto (2) da BS 6180:2011 §8.5.1		

Quando un elemento è soggetto a due (o più) generiche azioni, la deflessione in un punto allo Stato Limite di Esercizio viene valutata sulla base del principio di sovrapposizione degli effetti come la somma delle deflessioni, in quello stesso punto, dovute alle diverse azioni:

$$w = \sum_{i=1}^N w_i \leq w_{lim}, \quad (7.9)$$

dove

w_i deflessione causata, nel punto di verifica, dall'azione i -esima;

w_{lim} valore limite di deflessione, prescritto dalle tabelle.

Per la verifica non lineare, non vale la sovrapposizione degli effetti e si renderebbe quindi necessario effettuare un'analisi che consideri *contemporaneamente* gli effetti di tutti i carichi. In generale, i risultati di tale analisi risultano inferiori, in termini di freccia massima, di quelli del caso lineare. In prima approssimazione, quindi, si può utilizzare la (7.9) anche quando i singoli valori w_i vengono valutati con analisi non lineari.

Le frecce a lungo termine di travi e pinne, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.

Per quanto riguarda le verifiche allo SLC, non ci sono prescrizioni particolari sulla freccia massima, ma è necessario controllare che gli spostamenti siano compatibili con i vincoli e non compromettano la funzionalità globale dell'opera.

7.6 Verifiche nei confronti dell'azioni sismica

Si dovrà sempre considerare l'interazione fra la struttura vetrata e l'intero edificio, oltre al comportamento locale dell'elemento di vetro.

Il raggiungimento dei livelli di prestazione definiti è ottenibile mediante l'adozione di scelte progettuali e provvedimenti costruttivi che devono riguardare 1) l'adozione di opportune tipologie e dimensioni di vetro; 2) l'utilizzo di sistemi intrinsecamente duttili o di sistemi di collegamento a comportamento duttile; 3) l'adozione di sistemi di collegamento che garantiscono agli elementi di vetro a) rotazioni/traslazioni rigide all'interno del sistema strutturale portante, b) una adeguata limitazione del livello di sollecitazione.

La verifica allo SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita) deve controllare che la capacità del sistema sia non inferiore alla domanda richiesta. La domanda prestazionale è definita in termini di forze e spostamenti e quindi le verifiche sono di due tipi.

- Verifiche di resistenza, nelle quali si deve controllare che il vetro riesca a sopportare le accelerazioni indotte dal sisma.
- Verifiche di compatibilità di spostamento, nelle quali si deve controllare che l'interazione tra l'elemento di vetro e il resto della costruzione sia compatibile con l'elemento di vetro. In generale tale interazione è da ritenersi soddisfacente se, allo SLV, la vibrazione della costruzione non determina alcun contatto – e quindi non determina alcun martellamento - con l'elemento di vetro. Si dovrà comunque controllare che il vetro e/o il collegamento possano compensare, in fase pre- e/o post-rottura, gli spostamenti impressi dalla rimanente parte dell'ossatura portante dell'edificio.

7.6.1 Verifiche di resistenza

In generale le verifiche riguardano sia le accelerazioni agenti nel piano del vetro, sia le accelerazioni fuori piano.

Le prime sono significative solo quando gli elementi di vetro non sono secondari, ovvero è demandata ad essi una aliquota non trascurabile della resistenza/rigidezza globale dell'opera nei confronti delle azioni sismiche orizzontale. Per queste applicazioni sono comunque necessari studi specifici atti a valutare l'effettivo grado di affidabilità del sistema utilizzato utilizzando metodi di verifica di livello III o di livello II (par. 5.2.2).

Le verifiche fuori piano sono in genere non particolarmente significative in quanto la massa dei vetri è limitata, e le forze corrispondenti alle accelerazioni applicate sono in genere inferiori a quelli dovute, ad esempio, ad altri carichi quali il vento. L'accelerazione massima può essere stimata, in via approssimata, utilizzando le espressioni della Sezione 4.4.3.

La resistenza di progetto delle intelaiature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole stabilite dalla normativa tecnica corrente per strutture di materiale analogo, possibilmente integrate dalle regole di progettazione definite nelle presenti raccomandazioni.

Per gli tutti elementi costruttivi costituenti il sistema debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi prematuri e la possibile espulsione non controllata sotto l'azione della accelerazione sismica corrispondente allo stato limite considerato.

Nel caso di giunti siliconati, si dovrà opportunamente verificare lo stato tensionale indotto nel vetro per effetto delle azioni di contatto tra lo stesso ed il giunto.

L'accelerazione attinta dagli elementi di vetro da usare in tali verifiche può essere calcolata usando formule locali basate sull'altezza dell'elemento di vetro rispetto all'altezza complessiva della costruzione (oltre che sulla sismicità del sito), quando non si dispone della analisi dinamica dell'intera costruzione.

7.6.2 Verifiche di compatibilità di spostamento

La verifica di compatibilità con lo spostamento dei punti vincolati dovuto alla deformazione della struttura sismoresistente rappresenta la verifica di gran lunga più importante per quanto riguarda gli elementi vetrati.

Il sistema di aggancio delle elemento vetrato alla retrostruttura dovrà essere progettato in modo da garantire i livelli prestazionali definiti dalla Tabella 4.7. Le azioni sismiche da considerarsi per ciascun stato limite (definiti nella sezione 4.4.2.2) sono quelle stabilite nella Tabella 4.8.

La procedura di verifica è la seguente. Definita la classe d'uso della costruzione, si valutano gli accelerogrammi di progetto sulla base del periodo di ritorno definito dalla Tabella 4.6. Dall'analisi strutturale dell'ossatura portante dell'edificio, condotta con i metodi prescritti nelle normative tecniche (analisi lineare o non-lineare, statica o dinamica), si valutano per ciascuno dei 4 stati limite stabiliti nel paragrafo 4.4.2.2 gli spostamenti in corrispondenza dei punti di attacco degli elementi vetrati (domanda in termini di spostamento). La sollecitazione è espressa, ossia deriva, dagli spostamenti relativi di tali punti di attacco (e.g., nel caso di una facciata fissata ai piani, la sollecitazione è il drift di piano prodotto all'azione sismica relativa allo SL considerato). La capacità richiesta al sistema è definita dai livelli prestazionali definiti dalla Tabella 4.8 per ciascun stato limite.

Per il livello ND la verifica dovrà prevedere la non rottura del vetro. Per il livello DL si possono accettare solo rotture localizzate. Per quanto riguarda i livelli DE e C si potrà contemplare la rottura parziale o totale dei vetri.

Nel caso in cui il progettista preveda la possibilità di rotture dei vetri, si dovrà comunque verificare che il sistema (vetro + collegamento) sia progettato per impedire la caduta catastrofica dell'elemento sotto l'azione sismica. Si dovrà in particolare controllare la prestazione dei giunti siliconati.

8 ESEMPI DI CALCOLO

Le procedure per il dimensionamento strutturale dei vetri vengono adesso applicate ad alcuni casi, fra i più ricorrenti nella pratica progettuale. Per semplicità di riferimento, si è cercato di rendere auto-contenuta la trattazione di ogni esempio, al prezzo di qualche ripetizione nell'esposizione.

Secondo i criteri generali di progetto, illustrati nel Capitolo 3, robustezza e ridondanza strutturale (di sezione e di sistema) sono requisiti fondamentali di ogni struttura ben dimensionata. Un'attenzione particolare è dedicata alle verifiche post-rottura del vetro, in accordo con l'approccio *fail-safe* che, data la fragilità intrinseca del materiale, è il punto di riferimento nella progettazione.

Le azioni considerate sugli elementi sono conformi alle indicazioni della normativa tecnica nazionale [NTC 2008]. Per gli aspetti più specifici legati alle vetrazioni, si fa riferimento al Capitolo 4.

Le resistenze di progetto sono quelle indicate nel Capitolo 7. I corrispettivi coefficienti parziali del materiale, nonché i vari fattori correttivi, sono stati tarati nel Capitolo 5 in accordo con il modello teorico ed i risultati sperimentali riportati nel Capitolo 2. La schematizzazione e la modellazione, sia analitica che numerica, che permette la valutazione dello stato tensionale e deformativo degli elementi, segue le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

Ovviamente, negli esempi proposti si considera soltanto la resistenza meccanica e la stabilità dell'elemento vetrato. Come ricordato nel Capitolo 1, vi sono molti altri aspetti, non strettamente di carattere strutturale, che influenzano la progettazione (ad es. l'isolamento acustico) e per i quali si rimanda a fonti normative e documenti tecnici specifici. Inoltre, le vetrate dovranno sempre soddisfare il requisito di sicurezza in uso, per il quale esistono specifiche norme di prodotto.

8.1 Vetrate vincolate in modo continuo lungo i lati

Gli esempi qui proposti si riferiscono a pannelli rettangolari vincolati sui quattro lati, soggetti all'azione del vento. Vengono presi in esame i casi di lastra rettangolare (di dimensioni 2000×1500 mm), realizzata di vetro temperato monolitico di spessore 8 mm e di vetro stratificato composto da due lastre di vetro indurito di spessore pari a 5 mm, con intercalare in PVB di spessore 0.76 mm, così come mostrato in Figura 8.1. Per valutare l'effetto della forma geometrica, viene inoltre considerato anche il caso di lastra quadrata (di dimensioni 1700×1700 mm) stratificata.

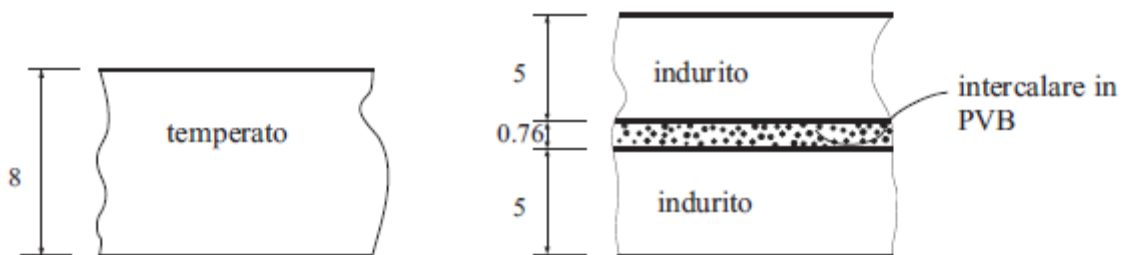


Figura 8.1. Composizione della lastra di vetro monolitico e della lastra di vetro stratificato.

Le verifiche vengono effettuate supponendo l'elemento in prima classe. Viene inoltre proposta, nel paragrafo 8.1.6, la verifica del giunto silconico strutturale che vincola la facciata al telaio retrostante.

8.1.1 Analisi dei carichi

Per semplicità, la verifica viene eseguita nei confronti della sola azione del vento. Essendo il vetro soggetto al fenomeno della fatica statica (par. 2.1.1.1), è necessario definire non solo il valore massimo dell'azione ma anche la sua durata caratteristica, perché azioni relativamente basse ma di durata lunga possono produrre danneggiamenti maggiori delle azioni di picco. La verifica viene quindi eseguita, come prescritto nel par. 4.5.1, sia per il caso di raffica con velocità di picco, sia per il caso di raffica di breve durata (10 minuti). Si assume un carico uniformemente distribuito in pressione/depressione pari a $p_{w,3sec} = \pm 1.2$ kPa, relativo alla raffica mediata su 3s, che si considera applicata per un tempo nominale pari a 5s (pari all'integrale dello spettro), ai sensi della Tabella 4.18 della Sezione 4.10.

La pressione del vento mediata su 10 minuti si può ricavare dalla relazione (4.26), ottenendo

$$\frac{p_{w,10min}}{p_{w,3sec}} = \frac{1}{c_{e,2}},$$

Dove il coefficiente $c_{e,2}$, dato dalla relazione (4.27), risulta della forma

$$c_{e,2}(z) = 1 + \frac{7}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \cdot c_t.$$

Usualmente si ha che $c_{e,2} > 1$.

Nel seguito si sviluppa solo il problema relativo alla raffica di vento di picco. Il caso relativo alla raffica di 10 minuti si affronta in modo identico; per lo specifico problema in esame si potrebbe verificare che tale condizione non è la più restrittiva per il dimensionamento.

In conclusione, le azioni di progetto che vengono considerate valgono quindi

- per il calcolo della deflessione, allo SLE, $F_d = p_{w,3sec} = 1.2$ kW/m²;
- per il calcolo delle tensioni, allo SLU, $F_d = \gamma_Q p_{w,3sec} = 1.8$ kW/m².

8.1.2 Resistenza di progetto

Vengono calcolate le resistenze di progetto $f_{g;d}$ relative al caso di vetro temperato e di vetro indurito; per il calcolo si fa riferimento alla (7.5), nella quale

$$f_{g;d} = \frac{k_{mod} k_{ed} k_{sf} \lambda_{gA} \lambda_{gl} f_{g;k}}{R_M \gamma_M} + \frac{k'_{ed} k_v (f_{b;k} - f_{g;k})}{R_{M;v} \gamma_{M;v}},$$

dove:

$k_{mod}=0.88$

coefficiente di riduzione per il fenomeno della fatica statica, riportato in Tabella 2.2 in funzione del tipo di azione esterna e della sua durata caratteristica; per la raffica di 3s, così come suggerito nella Tabella 4.18, si considera una durata caratteristica (equivalente all'integrale dello spettro) pari a 5 s.

$k_{ed} = 1$	coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori (Tabella 7.3). Nel caso in esame tale coefficiente viene assunto unitario, in quanto l'elemento considerato è una piastra inflessa da un carico ortogonale al piano medio;
$k_{sf} = 1$	coefficiente per il profilo superficiale del vetro (nessun trattamento) come da Tabella 7.4;
$f_{g;k} = 45 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica nominale del vetro float, come da Tabella 7.7;
$R_M = 0.7$	fattore riduttivo del coefficiente parziale, per verifiche in prima classe (Tabella 7.10);
$\gamma_M = 2.50$	coefficiente parziale del vetro float (Tabella 7.9);
$f_{b;k}$	valore caratteristico della resistenza caratteristica nominale del vetro a seguito di un trattamento di rafforzamento (Tabella 7.7);
$k'_{ed} = 1$	coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori (Tabella 7.3); nel caso in esame le verifiche vengono eseguite lontano dai bordi e tale coefficiente è ininfluenza;
$k_v = 1$	coefficiente per lastre con trattamento termico effettuato in orizzontale (Tabella 7.8);
$R_{M;v} = 0.9$	fattore riduttivo del coefficiente parziale, per verifiche in prima classe (Tabella 7.10);
$\gamma_{M;v} = 1.35$	coefficiente parziale per il vetro sottoposto a trattamenti termici di indurimento (Tabella 7.9);
λ_{gl}	fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo, per verifiche, dato dalla (7.7). Nel caso in esame, in cui le massime tensioni si verificano a ad una distanza $d > 5 s$ dal bordo, si ha $\lambda_{gl} = 1$;
λ_{gA}	fattore di scala, che considera l'area sottoposta alla massima tensione sollecitante, calcolato tramite la (7.6), ovvero

$$\lambda_{gA} = \left(\frac{0.24 \text{ m}^2}{k A} \right)^{1/7}$$

dove A rappresenta l'area totale della lastra soggetta a trazioni, mentre il coefficiente che ne definisce l'area efficace è riportato nella Tabella 7.5, per lastra rettangolare vincolata su quattro lati si ha $k=0.145$; si avrà quindi:

per la lastra quadrata:

$$\lambda_{gA} = \left(\frac{0.24 \text{ m}^2}{k A} \right)^{1/7} = \left(\frac{0.24}{0.145 \cdot 1.7 \cdot 1.7} \right)^{1/7} = 0.9235;$$

per la lastra rettangolare:

$$\lambda_{gA} = \left(\frac{0.24 \text{ m}^2}{k A} \right)^{1/7} = \left(\frac{0.24}{0.145 \cdot 1.5 \cdot 2} \right)^{1/7} = 0.9186.$$

Resistenza del vetro temperato:

Da Tabella 7.7, si ha, per il vetro float, $f_{b;k} = 120 \text{ MPa}$. Si ottiene quindi una resistenza di progetto pari a:

$f_{g;d} = 82.63 \text{ MPa}$ per la lastra rettangolare;

$f_{g;d} = 82.51 \text{ MPa}$ per la lastra quadrata.

Resistenza del vetro indurito:

Da Tabella 7.7, si ha, per il vetro indurito, $f_{b;k} = 70$ MPa. Si ottiene quindi una resistenza di progetto pari a:

$$f_{g;d} = 41.47 \text{ MPa per la lastra rettangolare;}$$

$$f_{g;d} = 41.36 \text{ MPa per la lastra quadrata.}$$

La freccia di progetto a centro lastra, per vetro singolo (monolitico o stratificato), è data dalla Tabella 7.11 ed è pari a $1/60$ della dimensione minima della lastra; nel caso in esame, si ha:

- per lastra quadrata $w_{\max} = 1700/60 = 28.33 \text{ mm}$;
- per lastra rettangolare $w_{\max} = 1500/60 = 25 \text{ mm}$.

8.1.3 Lastra rettangolare monolitica soggetta all'azione del vento

L'esempio di calcolo proposto prevede l'analisi di una lastra di vetro temperato monolitico di dimensioni 2000×1500 mm (Figura 8.2), spessore 8 mm, considerata semplicemente appoggiata sui quattro lati. L'azione $p_{w,3\text{sec}} = \pm 1.2$ kPa viene moltiplicata per il coefficiente $\gamma_Q = 1.5$ nelle verifiche allo SLU.

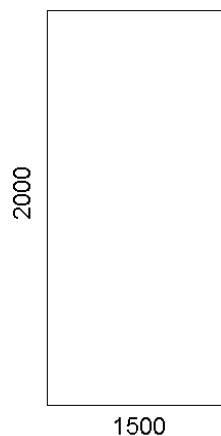


Figura 8.2. Vetro monolitico appoggiato sui quattro lati.

In primo luogo, il calcolo delle tensioni e delle deformazioni viene eseguito analiticamente, tramite le formule proposte al Paragrafo 6.6.1.1; in secondo luogo, viene eseguita un'analisi agli elementi finiti. Il calcolo viene svolto sia nell'ipotesi di linearità geometrica che in quella di non-linearità, confrontando i risultati ottenuti.

8.1.3.1 Calcolo mediante l'utilizzo di abachi e tabelle

Si fa riferimento all'Appendice 6.6.1.1 (lastra rettangolare appoggiata lungo i quattro lati), che fornisce formule e tabelle utili per il calcolo analitico delle massime tensioni e deflessioni per il caso di lastre piane, soggette a carichi uniformemente distribuiti.

La massima tensione σ_{\max} e la freccia massima w_{\max} dovute all'azione di calcolo F_d può essere valutata secondo le formule (6.94) e (6.95):

$$\sigma_{\max} = k_1 \frac{A}{h^2} F_d, \quad w_{\max} = k_4 \frac{A^2}{h^3} \frac{F_d}{E},$$

dove, detta a la dimensione minore della lastra e b la dimensione maggiore,

$A = ab$ area della lastra;

h spessore della lastra ;

k_1 coefficiente adimensionale, i cui valori sono riportati in Tabella 6.9;

k_4 coefficiente adimensionale, i cui valori sono riportati in Tabella 6.10.

Nel caso di lastre rettangolari appoggiate su tutti i lati, k_1 e k_4 dipendono dal fattore di forma $\lambda = a/b$ e dal carico normalizzato p^* tramite l'espressione (6.96).

Nel caso in esame, si ha:

$$\lambda = a/b = 0.75;$$

$$p^* = \left(\frac{A}{4h^2} \right)^2 \frac{F_d}{E} = \begin{cases} 3.531 \text{ allo SLU,} \\ 2.354 \text{ allo SLE.} \end{cases}$$

Per il calcolo delle tensioni allo SLU, dalle formule riportate in Tabella 6.9 si ricava $k_1 = 0.2427$, da cui è possibile ottenere

$$\sigma_{\max} = k_1 \frac{A}{h^2} F_d = 20.48 \text{ MPa, allo SLU;}$$

Dalla Tabella 6.10 si ha poi $k_4 = 0.0325$; si ottiene quindi:

$$w_{\max} = k_4 \frac{A^2}{h^3} \frac{F_d}{E} = 9.8 \text{ mm allo SLE.}$$

8.1.3.2 Calcolo FEM lineare

Si effettua il calcolo agli elementi finiti della lastra soggetta alle stesse condizioni di vincolo e carico. Gli elementi sono di tipo "solid" a 20 nodi con formulazione mista (del tipo *incompatible modes*). La lastra è vincolata nei nodi lungo i bordi, con vincolo rigido della sola traslazione ortogonale al piano della lastra stessa. Il carico di pressione è applicato come carico distribuito sulle facce degli elementi. La Figura 8.3 e la Figura 8.4 riportano, rispettivamente, la tensione principale massima allo SLU e la deflessione allo SLE, nel caso di analisi lineare.

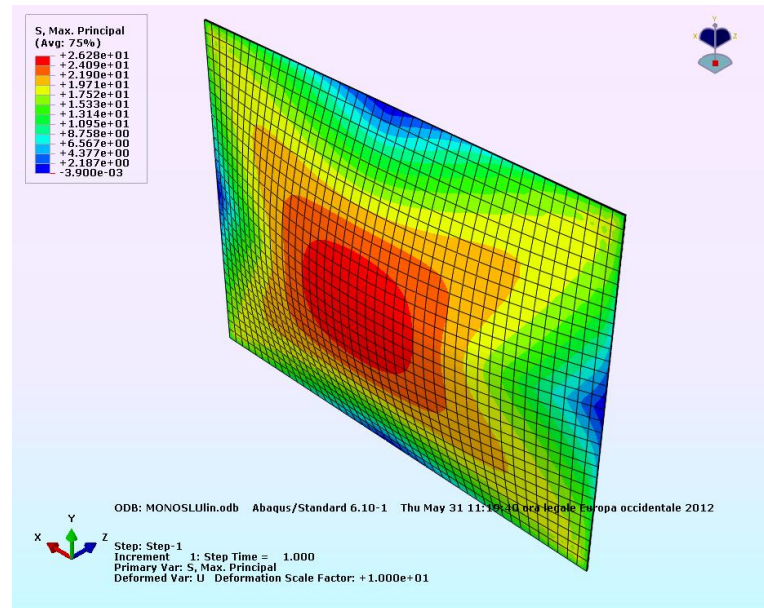


Figura 8.3 Vetro monolitico, soluzione lineare: tensione principale massima allo SLU.

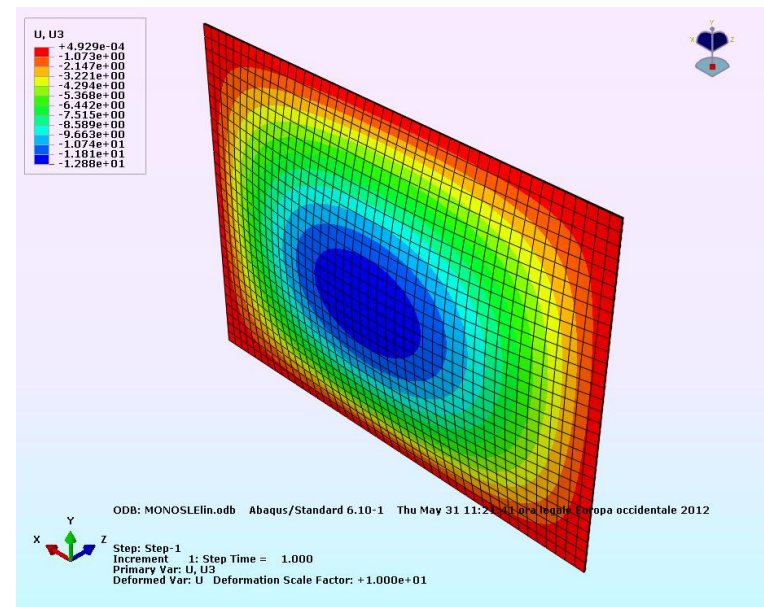


Figura 8.4. Vetro monolitico, soluzione lineare: deflessione allo SLE.

Mediante il modello lineare ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati:

$$\sigma_{max} = 26.28 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{max} = 12.88 \text{ mm allo SLE.}$$

8.1.3.3 Calcolo FEM non lineare

Si ripete il calcolo della medesima lastra con il medesimo modello agli elementi finiti, ma in questo caso nelle ipotesi di linearità costitutiva del materiale e di non-linearità geometrica. La matrice di rigidezza geometrica viene quindi aggiornata ad ogni passo d'integrazione, seguendo quindi la modifica di forma della lastra durante l'applicazione del carico. La Figura 8.5 e la Figura 8.6 riportano, rispettivamente, la tensione principale massima allo SLU e la deflessione allo SLE.

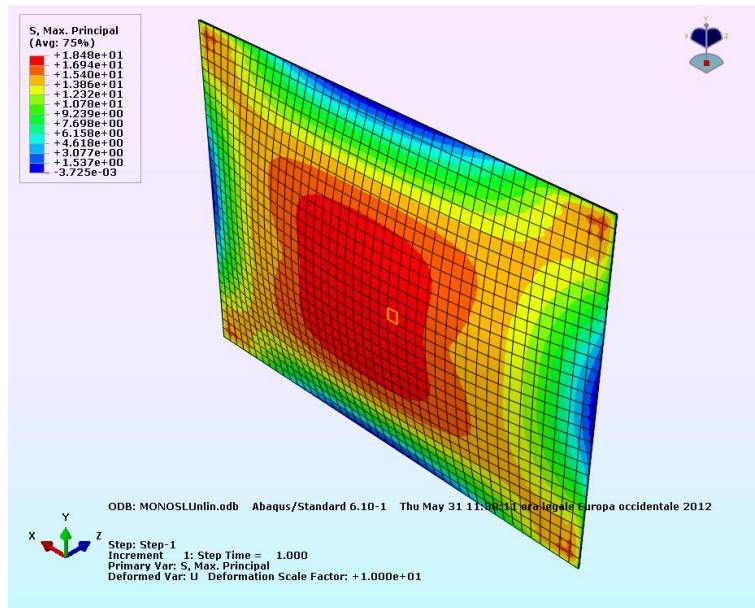


Figura 8.5 Vetro monolitico, soluzione non-lineare: tensione principale massima allo SLU.

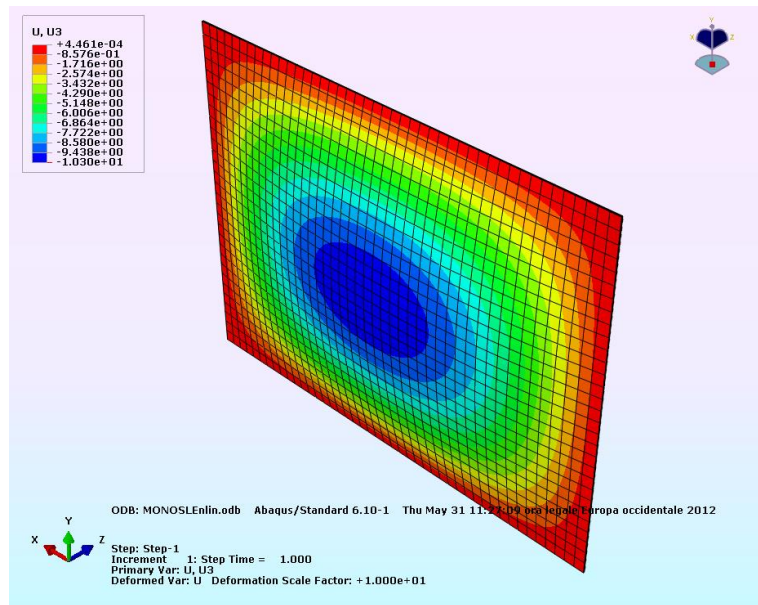


Figura 8.6. Vetro monolitico, soluzione non-lineare: deflessioni allo SLE.

Mediante il modello non-lineare (per geometria) ad elementi finiti, si ottengono per questo specifico caso valori di tensione e freccia massima inferiori a quelli ottenuti tramite l'analisi lineare:

$$\sigma_{max} = 18.48 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{max} = 10.30 \text{ mm allo SLE.}$$

8.1.3.4 Confronto fra i risultati ottenibili fra i vari metodi di verifica

I valori di tensione e deflessione massima ottenuti con le tre soluzioni di cui sopra (calcolo con formula, con FEM lineare e con FEM non lineare) sono riportate nella Tabella 8.1. Dal confronto, appare evidente come l'analisi lineare porti in genere a risultati piuttosto diversi rispetto alla teoria non lineare.

Tabella 8.1. Confronto fra varie soluzioni per un vetro monolitico.

METODO	Freccia massima SLE	Tensione massima SLU
Metodo analitico	9.79 mm	20.48 MPa
Elementi Finiti (lineare)	12.88 mm	26.28 MPa
Elementi Finiti (non lineare)	10.30 mm	18.48 MPa

Il calcolo analitico, pur non fornendo risultati esatti, permette di valutare in modo abbastanza accurato tensioni e deflessioni. Può quindi risultare molto utile in fase di predimensionamento. Si osservi anche che le formule riportate nell'Appendice 6.6.1 tengono conto della non-linearità geometrica: infatti, si nota un buon accordo dei risultati con la soluzione non-lineare ad elementi finiti.

Le verifiche di resistenza e di deformabilità (si veda la Tabella 7.11) risultano soddisfatte, in quanto (assumendo, in vantaggio di sicurezza, tensioni e deflessioni massime pari a quelle ottenute tramite l'analisi FEM lineare), si ha:

$$\sigma_{\max} = 26.28 < f_{g;d} = 82.63 \text{ MPa};$$

$$w_{\max} = 12.88 < \frac{1}{60} L_{\min} = 25 \text{ mm}.$$

8.1.4 Elemento rettangolare stratificato sotto l'azione del vento

Si propone il caso della lastra rettangolare, appoggiata sui quattro lati, di dimensioni 2000×1500 mm (Figura 8.2) soggetta all'azione del vento e realizzata di vetro stratificato. Si considera lo stratificato composto da due lastre di vetro, ciascuna di spessore di 5 mm, con due fogli intermedi di PVB come intercalare, ciascuno di spessore 0.38 mm. L'indicazione sintetica comunemente usata per individuare lo spessore di una lastra di questo tipo ha la forma "5.5.2" (5 mm di vetro + 5 mm di vetro + 2 fogli d'intercalare di spessore standard 0.38 mm).

Le proprietà dell'intercalare in PVB sono in genere fornite dal produttore. Per il caso in esame, vengono considerate le proprietà corrispondenti alla durata caratteristica del carico di 3 secondi e ad una temperatura di 50°C (temperatura abitualmente raggiunta in una lastra direttamente esposta all'azione solare). Vale la pena sottolineare che per la valutazione della rigidità dell'intercalare si prende il valore nominale della durata dell'azione (3 s). Per il calcolo della resistenza del vetro, di cui al Paragrafo 8.1.2, si è considerato un tempo caratteristico nominale di 5 s, convenzionalmente assunto pari all'integrale dello spettro di carico durante la vita dell'opera, così come descritto nella Sezione 4.10.

Nelle ipotesi sopra richiamate, si suppone che il produttore abbia dichiarato che, per la temperatura e la durata dei carichi del caso, il modulo a taglio dell'intercalare è pari a 0.44 MPa.

Nell'esempio, si calcoleranno tensioni e deflessioni tramite

- il modello con spessore efficace secondo ASTM E1300 (modello di Wölfel-Bennison), accoppiato con analisi agli elementi finiti (Sezione 6.3.3.1.4);
- il modello Enhanced Effective Thickness (Sezione 6.3.3.1.5);
- analisi tridimensionale agli elementi finiti del pacchetto stratificato.

8.1.4.1 Modello con spessore efficace (Wölfel-Bennison)

Facendo riferimento al paragrafo 6.3.3.1, la verifica del comportamento globale del pannello può essere svolta in prima approssimazione considerando lo stratificato come un vetro monolitico di spessore pari ad uno spessore efficace, che tenga conto degli effetti sul trasferimento del taglio prodotti dalla presenza dell'intercalare (modello ad intercalare inglobato – livello 1, come da paragrafo 6.3.3.1). Per fare ciò si introduce il coefficiente di trasferimento del taglio, che rappresenta una misura del trasferimento delle tensioni di taglio attraverso l'intercalare. Facendo riferimento al modello di Wölfel-Bennison, adottato dalle ASTM E1300-09a (Appendix XII), il coefficiente di trasferimento a taglio Γ è definito dalla formula (6.42), mentre gli spessori equivalenti per il calcolo delle deformazioni e delle tensioni sono dati rispettivamente dalle (6.43) e dalla (6.44), ovvero

$$h_{ef,w} = \sqrt[3]{(h_1^3 + h_2^3 + 12 \Gamma I_s)} \quad , \quad h_{1;ef,\sigma} = \sqrt{\frac{h_{ef,w}^3}{h_1 + 2\Gamma h_{s;2}}}$$

Per il caso in esame:

$h_{int} = 0.76$ mm = spessore dell'intercalare;

$h_1 = h_2 = 5$ mm = spessori delle lastre;

$E = 70000$ MPa = modulo di Young del vetro;

$a = 1500$ mm = lunghezza del lato minore;

$G_{int} = 0.44$ MPa = modulo a taglio del polimero;

$$d = \frac{h_1 + h_2}{2} + h_{int} = 5.76 \text{ mm};$$

$$I_s = d^2 \frac{h_1 h_2}{h_1 + h_2} = 82.044 \text{ mm}^3.$$

Si ottiene quindi, dalla (6.42):

$$\Gamma = \frac{1}{1 + 9.6 \frac{h_{int} E I_s}{G_{int} l^2 d^2}} = 0.437 \text{ coefficiente di trasferimento del taglio.}$$

Quindi risulta:

- spessore efficace per il calcolo della freccia: $h_{ef,w} = 8.814$ mm;
- spessore efficace per il calcolo della tensione: $h_{1;ef,\sigma} = h_{2;ef,\sigma} = 9.545$ mm.

Per calcolare tensioni e deflessioni, si rende necessario modellare agli elementi finiti le lastre monolitiche di spessore efficace, come sopra calcolato.

Si analizzeranno quindi:

- per la verifica di deformabilità allo SLE, lastra di spessore $h_{ef,w} = 8.814$ mm, soggetta a un carico $F_d = p_{w,3sec} = 1.2$ kN/m²;
- per la verifica allo SLU, lastra di spessore $h_{1;ef,\sigma} = 9.545$ mm, soggetta a un carico $F_d = \gamma_Q p_{w,3sec} = 1.8$ kN/m².

Gli elementi utilizzati sono di tipo “SOLID” a 20 nodi con formulazione mista; la geometria può anche essere modellata con elementi di tipo SHELL. La lastra è vincolata lungo i bordi, impedendo

la sola traslazione ortogonale al piano della lastra. Il carico di pressione è applicato come carico distribuito sulle facce degli elementi. La Figura 8.7 e la Figura 8.8 riportano, rispettivamente, la tensione principale massima allo SLU e la deflessione allo SLE.

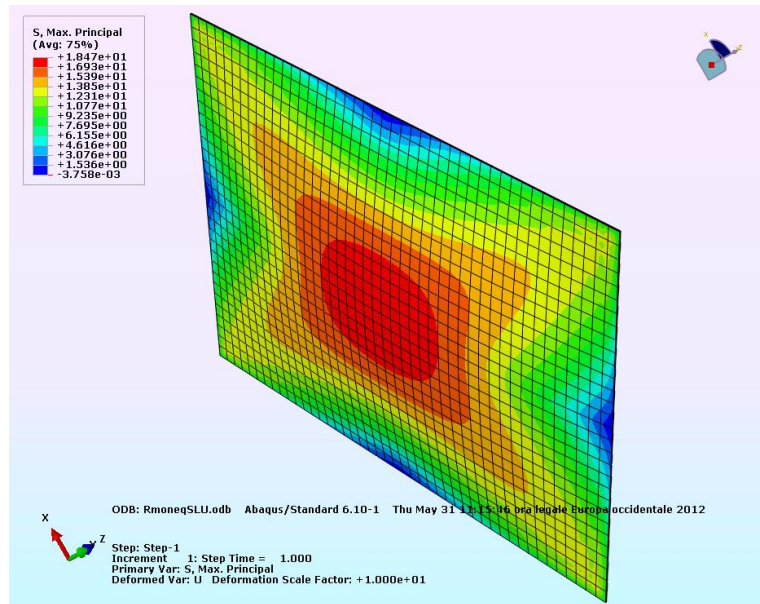


Figura 8.7. Lastra monolitica equivalente, di spessore $h_{l,ef,\sigma} = 9.545$ mm: tensione principale massima allo SLU.

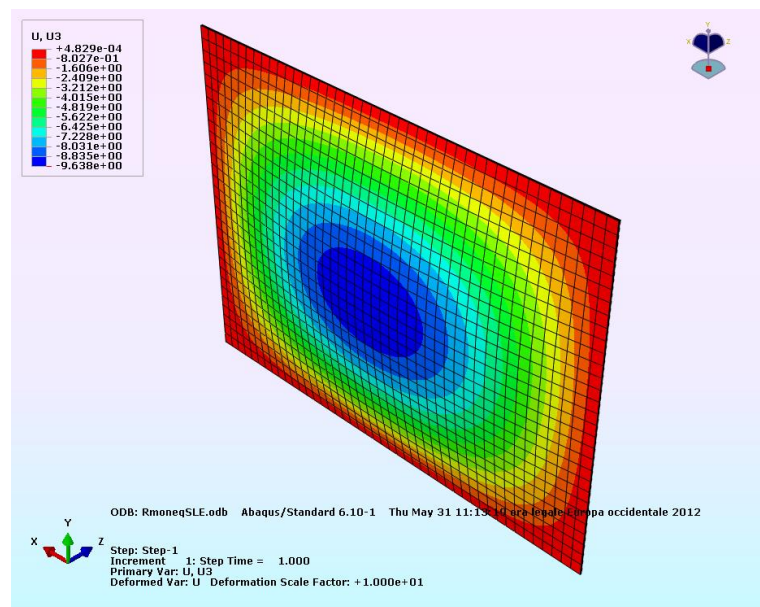


Figura 8.8 Lastra monolitica equivalente, di spessore $h_{ef,w} = 8.814$ mm: deflessioni allo SLE.

Viene effettuato il calcolo elastico lineare, considerando o meno le non-linearità geometriche. Mediante l'analisi lineare si ottengono i seguenti valori

$$\sigma_{max} = 18.47 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{max} = 9.638 \text{ mm allo SLE.}$$

Utilizzando invece un'analisi non-lineare (geometrica) si trova

$$\sigma_{max} = 16.38 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{max} = 8.437 \text{ mm allo SLE.}$$

8.1.4.2 Modello con spessore efficace secondo il metodo Enhanced Effective Thickness

Il problema viene ora risolto tramite il metodo degli spessori equivalenti “Enhanced Effective Thickness” descritto nella Sezione 6.3.3.1. Questo metodo suggerisce di assumere uno spessore efficace per il calcolo delle deflessioni dato dalla (6.46) nella forma

$$\hat{h}_w = \sqrt[3]{\frac{1}{\frac{\eta}{h_1^3 + h_2^3 + 12I_s} + \frac{1-\eta}{h_1^3 + h_2^3}}};$$

gli spessori equivalenti per il calcolo delle tensioni nella lastra 1 e nella lastra 2 sono invece dati dalla (6.48) come

$$\hat{h}_{1;\sigma} = \sqrt{\frac{1}{\frac{2\eta d_1}{h_1^3 + h_2^3 + 12I_s} + \frac{h_1}{\hat{h}_w^3}}}, \quad \hat{h}_{2;\sigma} = \sqrt{\frac{1}{\frac{2\eta d_2}{h_1^3 + h_2^3 + 12I_s} + \frac{h_2}{\hat{h}_w^3}}},$$

dove η è un coefficiente adimensionale che dipende dalla geometria della struttura, dalle condizioni di carico e vincolo e dalle caratteristiche meccaniche di vetro e intercalare. Tale coefficiente tiene conto quindi del grado di accoppiamento offerto dall’intercalare, e varia tra 0 (corrispondente al comportamento a strati indipendenti) e 1 (corrispondente al limite monolitico, lastre perfettamente accoppiate). Nel caso in esame, essendo $h_1 = h_2$, si avrà $\hat{h}_{1;\sigma} = \hat{h}_{2;\sigma}$.

Il coefficiente η per il caso di piastra è dato, secondo la (6.55), da

$$\eta_{2D} = \frac{1}{1 + \frac{h_{int} E}{G_{int} (1-\nu^2)} \frac{D_{abs}}{D_{full}} \frac{h_1 h_2}{h_1 + h_2} \Psi},$$

dove

$D_{abs} = 1532506$ Nmm : rigidezza flessionale relativa al *layered limit*, definita dalla (6.52);

$D_{full} = 7633893$ Nmm : rigidezza flessionale relativa al *monolithic limit*, definita dalla (6.53).

Il coefficiente Ψ si può ricavare dalla Tabella 6.4, in funzione delle condizioni di carico e vincolo della lastra, della dimensione del lato maggiore ($a = 2000$ mm) e del rapporto di forma $\lambda = b/a = 0.75$. Per la piastra considerata, semplicemente appoggiata su quattro lati e soggetta a carico uniforme, per interpolazione lineare dei valori tabulati si ottiene $\Psi = 6.969 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2}$.

Gli spessori equivalenti per il calcolo delle deformazioni e delle tensioni, calcolati tramite le equazioni (6.46) e (6.48) risultano quindi essere:

$$\hat{h}_w = 8.241 \text{ mm};$$

$$\hat{h}_{1;\sigma} = \hat{h}_{2;\sigma} = 9.078 \text{ mm}.$$

Utilizzando tali spessori in un modello a piastra, l'analisi lineare FEM fornisce i valori

$$\sigma_{\max} = 20.42 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{\max} = 11.79 \text{ mm allo SLE}.$$

Se si effettua un'analisi non lineare (per geometria) si ottiene invece

$$\sigma_{\max} = 17.19 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{\max} = 9.72 \text{ mm allo SLE}.$$

8.1.4.3 Analisi lineare agli elementi finiti della lastra stratificata

Nel caso specifico si tratterà di due strati esterni con caratteristiche meccaniche del vetro ed uno strato di intercalare con le caratteristiche meccaniche del PVB. La lastra è vincolata nei nodi lungo i bordi, con impedita la sola traslazione ortogonale al piano della lastra. Il carico è applicato come carico distribuito sulle facce degli elementi. La Figura 8.10 e la Figura 8.11 riportano, rispettivamente, la tensione principale massima allo SLU e la deflessione allo SLE, nelle ipotesi di linearità del materiale e di linearità geometrica.

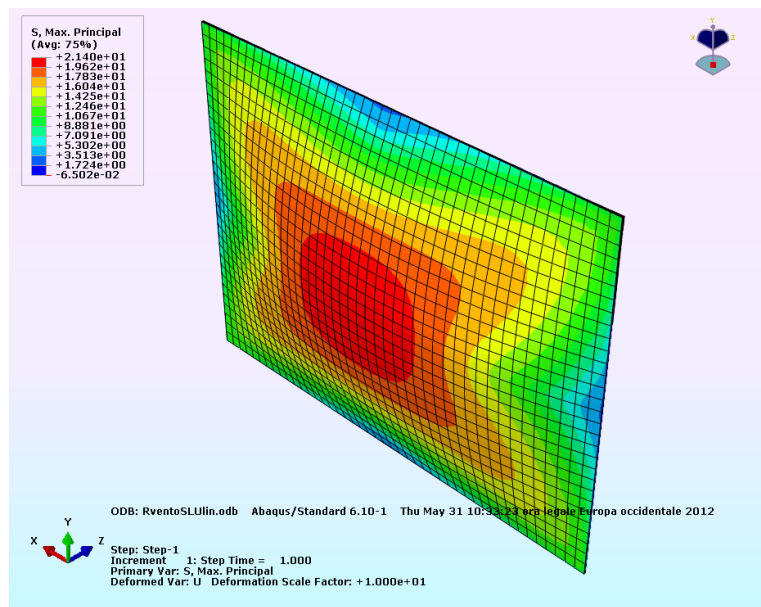


Figura 8.9. Vetro stratificato, soluzione lineare: tensione principale massima allo SLU.

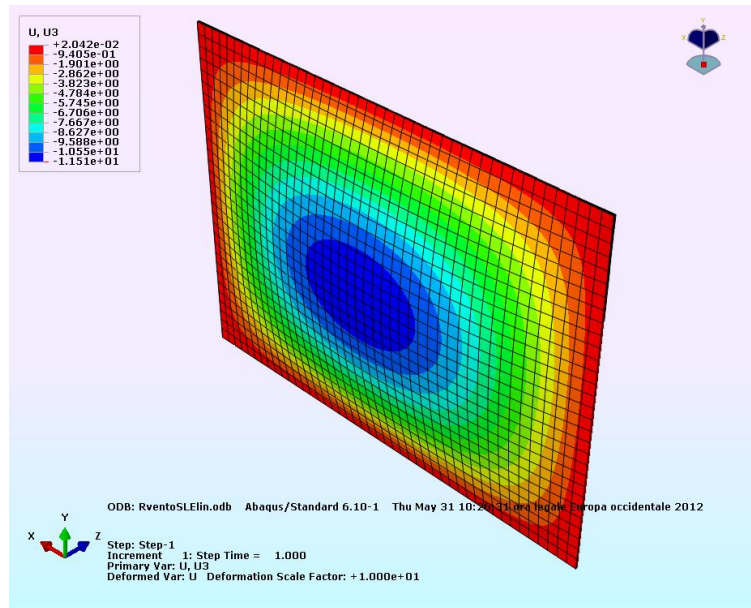


Figura 8.10 Vetro stratificato, soluzione lineare: deflessione allo SLE.

Con il modello lineare agli elementi finiti si ottengono i seguenti risultati:

$\sigma_{max} = 21.40$ MPa allo SLU;

$w_{max} = 11.51$ mm allo SLE.

8.1.4.4 Analisi non lineare agli elementi finiti della lastra stratificata

Si effettuano ora le stesse analisi agli elementi finiti, considerando però le non-linearità geometriche del problema. La Figura 8.11 e la Figura 8.12 riportano, rispettivamente, la tensione principale massima allo SLU e la deflessione allo SLE.

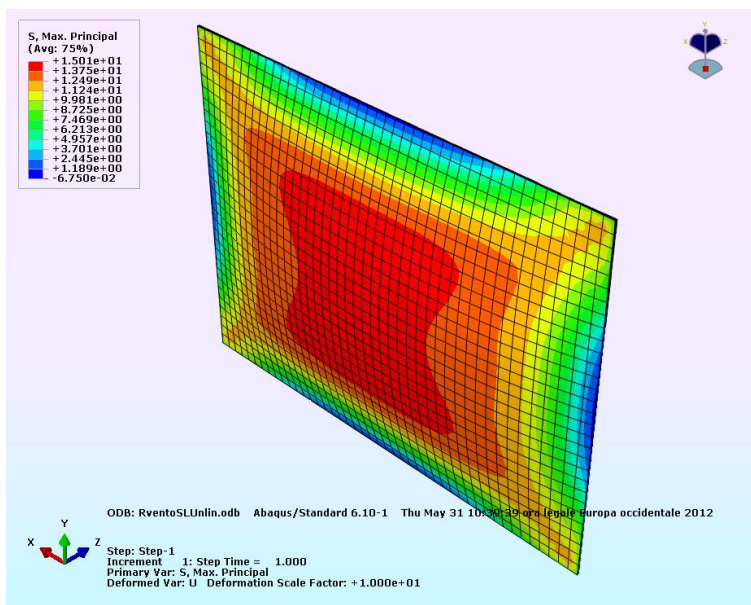


Figura 8.11. Vetro stratificato, soluzione non lineare: tensione principale massima allo SLU.

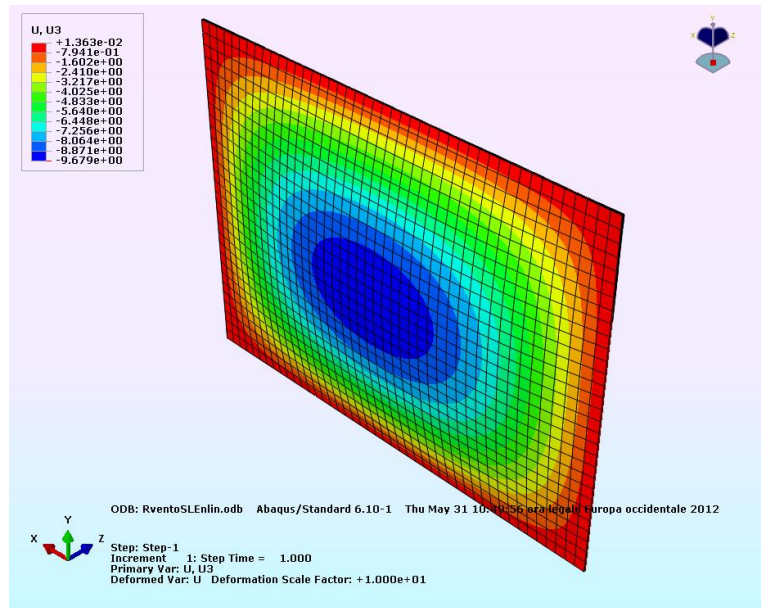


Figura 8.12 Vetro stratificato, soluzione non lineare: deflessione allo SLE.

Con il modello ad elementi finiti, non lineare, si ottengono i seguenti risultati:

$\sigma_{max} = 15.01$ MPa allo SLU;

$w_{max} = 9.68$ mm allo SLE.

8.1.4.5 Confronto tra i risultati ottenuti con i diversi modelli e verifica

Il confronto tra le soluzioni precedenti è riportato nella Tabella 8.2.

Tabella 8.2. Confronto fra varie soluzioni per un vetro stratificato rettangolare.

METODO		Freccia massima allo SLE	Tensione massima allo SLU
Wölfel-Bennison	lineare	9.648 mm	18.47 MPa
	non lineare	8.44 mm	16.38 MPa
EET	lineare	11.79 mm	20.42 MPa
	non lineare	9.72 mm	17.19 MPa
FEM	lineare	11.51 mm	21.40 MPa
	non lineare	9.679 mm	15.01 MPa

È importante osservare che, sebbene i metodi approssimati (Wölfel-Bennison ed E.E.T.) siano ricavati nell'ipotesi di elasticità lineare, gli spessori effettivi così trovati sono spesso usati in codici FEM che possono tener conto delle non-linearità geometriche.

Il confronto fra le tre soluzioni lineari riportato in Tabella 8.2 mostra come l'approccio con spessore efficace alla Wölfel-Bennison sottostimi sia la freccia massima che la tensione massima. Va fatto notare, quindi, che il metodo di Wölfel-Bennison può essere adottato solo come un primo approccio per cogliere qualitativamente gli ordini di grandezza di tensioni e deflessioni in gioco, poiché la precisione ottenibile è fortemente influenzata dai fattori geometrici, dalle condizioni al contorno, dalle caratteristiche meccaniche dell'intercalare e dallo spessore delle lastre vetrate considerate accoppiate. La sua accettabilità deve quindi essere sempre valutata con attenzione da parte di persona

esperta. Il metodo E.E.T., invece, riesce a cogliere sia le tensioni sia la deflessione massima con migliore approssimazione.

La soluzione non lineare fornisce tensioni e deflessione massime minori rispetto a quelle ottenute tramite l'analisi lineare; i risultati dell'analisi lineare sono quindi, per questo caso specifico, in vantaggio di sicurezza.

Le verifiche di resistenza e di deformabilità risultano soddisfatte, in quanto anche assumendo, a vantaggio di sicurezza, le tensioni e deflessioni massime ottenute tramite l'analisi FEM lineare, si ottiene

$$\sigma_{\max} = 21.40 < f_{g;d} = 41.47 \text{ MPa};$$

$$w_{\max} = 11.79 < \frac{1}{60} L_{\min} = 25 \text{ mm}.$$

8.1.5 Elemento quadrato stratificato sotto l'azione del vento

In generale, il metodo di Wölfel-Bennison non conduce a risultati accurati quando la deformata del vetro si discosta da quella cilindrica "a trave". Per illustrare questo aspetto, si consideri il caso di una lastra quadrata di vetro stratificato di dimensioni 1700×1700 mm, semplicemente appoggiata sui quattro lati. Si ipotizza ancora uno spessore di 5 mm per ciascuno strato di vetro, con due fogli intermedi di PVB da 0.38 mm come intercalare (l'indicazione sintetica è 5.5.2).

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche del PVB, la durata di applicazione del carico (3s) e la temperatura della lastra (50°C) sono invariate rispetto all'esempio precedente; si assume quindi un modulo a taglio dell'intercalare pari a 0.44 MPa.

8.1.5.1 Modello con spessore effettivo (Wölfel-Bennison)

Analogamente a quanto effettuato nella Sezione 8.1.4.1, applicando la formulazione di Wölfel-Bennison al caso in esame si ottiene, dalla (6.42), (6.43) e (6.44)

$\Gamma = 0.499$: coefficiente di trasferimento del taglio;

$h_{ef,w} = 9.072$ mm: spessore per il calcolo della freccia;

$h_{ef,\sigma} = 9.738$ mm: spessore per il calcolo della tensione.

Analogamente al Paragrafo 8.1.4.1, per calcolare tensioni e deflessioni, si usa un modello agli elementi finiti per lastre monolitiche di spessore uguale a quello efficace sopra calcolato.

Gli elementi utilizzati sono di tipo "SOLID" a 20 nodi. La lastra è vincolata lungo i bordi, impedendo la sola traslazione ortogonale al piano della lastra. Il carico di pressione è applicato come carico distribuito sulle facce degli elementi.

La Figura 8.13 e la Figura 8.14 riportano, rispettivamente, la tensione principale massima allo SLU e la deflessione allo SLE calcolate mediante l'analisi lineare.

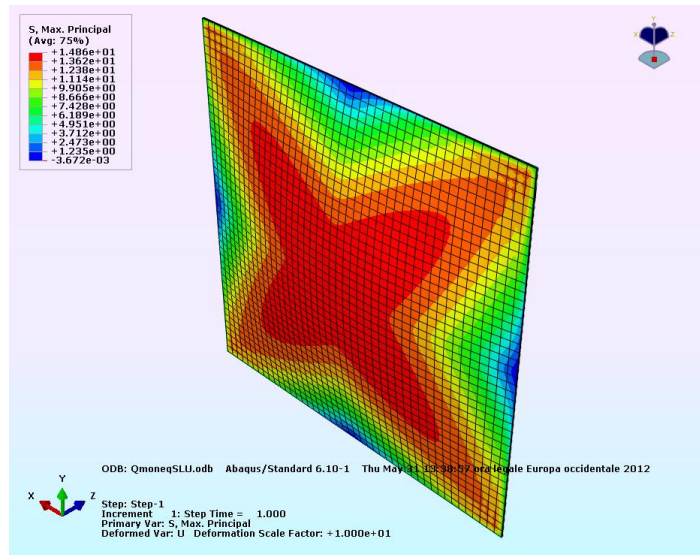


Figura 8.13. Lastra monolitica equivalente, di spessore $h_{l,ef,\sigma} = 9.0728$ mm: tensione principale massima allo SLU.

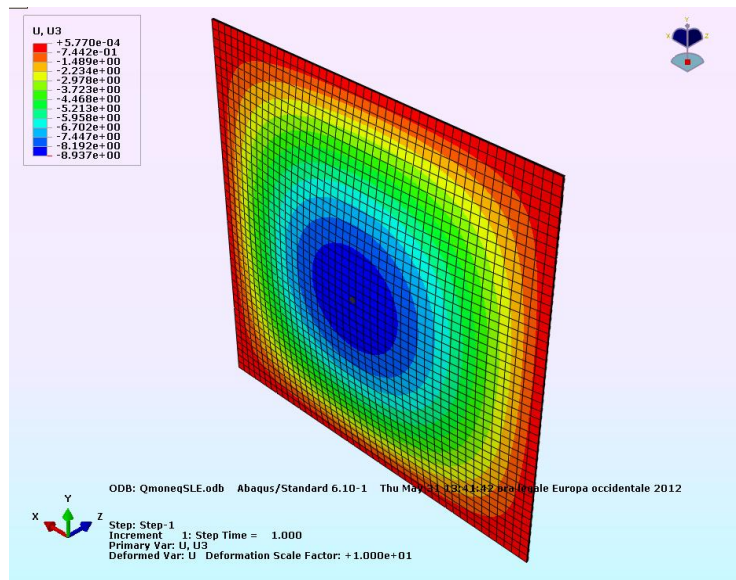


Figura 8.14. Lastra monolitica equivalente, di spessore $h_{ef,w} = 9.545$ mm: deflessione allo SLE.

Si ottengono i seguenti risultati.

Nell'ipotesi di linearità geometrica:

$$\sigma_{max} = 14.86 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{max} = 8.94 \text{ mm allo SLE.}$$

Considerando le non-linearità geometriche si ha invece:

$$\sigma_{max} = 13.74 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{max} = 7.825 \text{ mm allo SLE.}$$

8.1.5.2 Modello con spessore effettivo secondo il modello Enhanced Effective Thickness

Il problema viene risolto dapprima tramite il metodo degli spessori equivalenti “Enhanced Effective Thickness” descritto nella Sezione 6.3.3.1, si veda [Galuppi *et al.*, 2012]. Per il caso in esame, si può ricavare per interpolazione della Tabella 6.4 il valore $\Psi = 7.29 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2}$; gli spessori equivalenti per il calcolo delle deformazioni e delle tensioni, calcolati tramite le equazioni (6.46) e (6.48), risultano quindi essere:

$$\hat{h}_w = 8.262 \text{ mm};$$

$$\hat{h}_{1;\sigma} = \hat{h}_{2;\sigma} = 9.094 \text{ mm}.$$

Il modello FEM lineare fornisce quindi:

$$\sigma_{\max} = 17.25 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{\max} = 12.12 \text{ mm allo SLE}.$$

Il modello FEM non-lineare dà invece:

$$\sigma_{\max} = 14.79 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{\max} = 9.634 \text{ mm allo SLE}.$$

8.1.5.3 Calcolo FEM lineare

Come in precedenza, si effettua un’analisi agli elementi finiti, considerando comportamento lineare. La Figura 8.15 e la Figura 8.16 riportano, rispettivamente, la tensione principale massima allo SLU e la deflessione allo SLE.

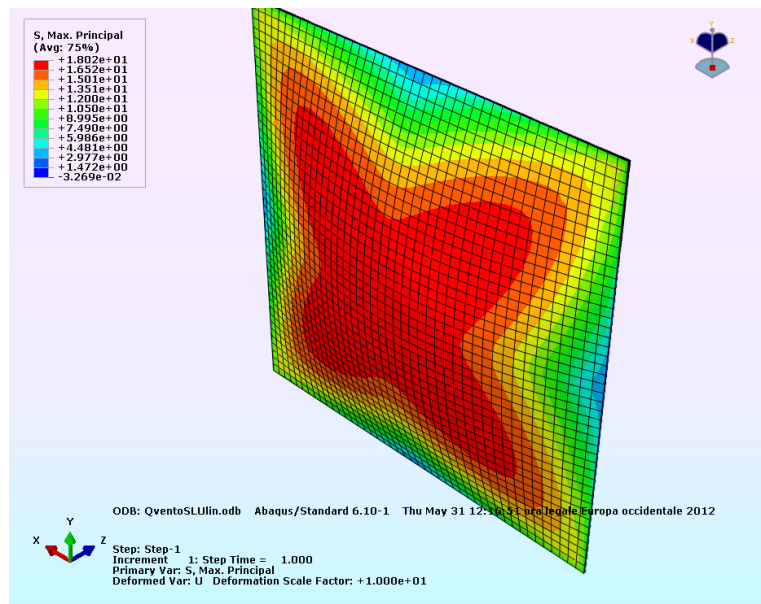


Figura 8.15 Vetro stratificato, soluzione lineare: tensione principale massima allo SLU.

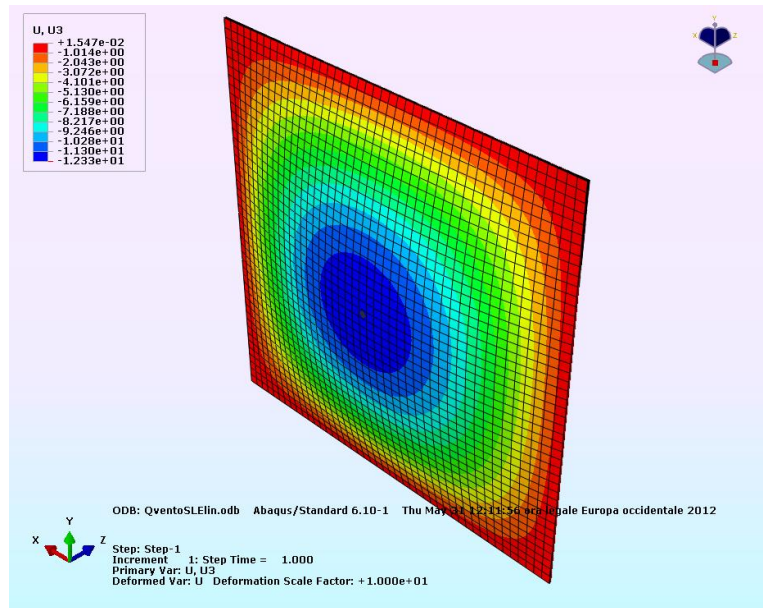


Figura 8.16. Vetro stratificato, soluzione lineare: deflessione allo SLE.

Mediante questo modello si ottengono i seguenti risultati:

$$\sigma_{max} = 18.02 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{max} = 12.33 \text{ mm allo SLE.}$$

8.1.5.4 Calcolo FEM non lineare

Come in precedenza, l'analisi viene ora effettuata prendendo in considerazione il comportamento geometricamente non lineare. La Figura 8.19 e la Figura 8.20 riportano, rispettivamente, la tensione principale massima allo SLU e la deflessione allo SLE.

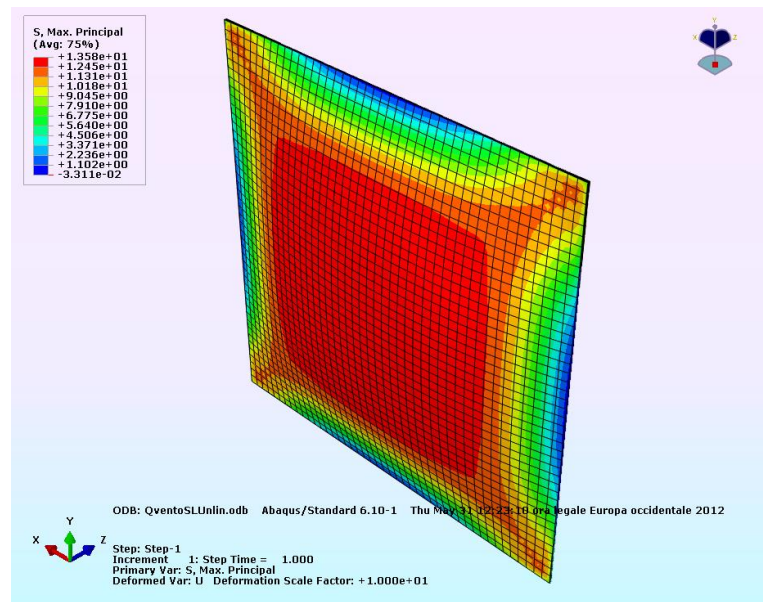


Figura 8.17 Vetro stratificato, soluzione lineare: tensione principale massima allo SLU.

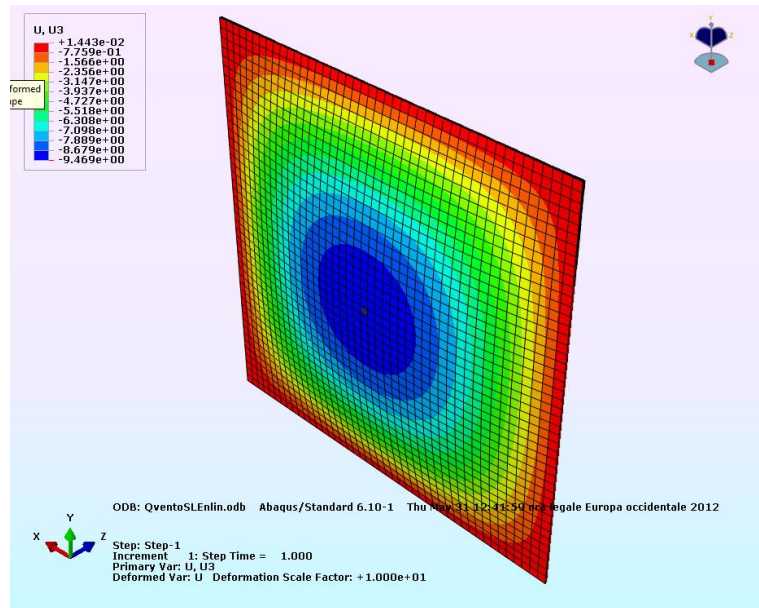


Figura 8.18. Vetro stratificato, soluzione lineare: deflessione allo SLE.

Mediante questo modello si ottengono i seguenti risultati:

$$\sigma_{max} = 13.58 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{max} = 9.47 \text{ mm allo SLE.}$$

8.1.5.5 Confronto tra i risultati ottenuti con i diversi modelli e verifica

Il confronto tra le soluzioni ottenute ai paragrafi precedenti per il caso di lastra quadrata, è riportato nella Tabella 8.3.

Tabella 8.3. Confronto fra varie soluzioni per un vetro stratificato quadrata.

METODO		Freccia massima allo SLE	Tensione massima allo SLU
Wölfel-Bennison	lineare	8.937 mm	14.86 MPa
	non lineare	7.825 mm	13.74 MPa
EET	lineare	12.12 mm	17.25 MPa
	non lineare	9.634 mm	14.79 MPa
FEM	lineare	12.33 mm	18.02 MPa
	non lineare	9.469 mm	13.58 MPa

Si osserva anche per questo caso, sia nell'analisi lineare che in quella non-lineare, la maggior accuratezza del metodo E.E.T. rispetto al metodo di Wölfel-Bennison.

In particolare, la soluzione con spessore efficace alla Wölfel-Bennison sottostima in modo evidente sia la freccia massima, sia la tensione massima; gli errori commessi sono ancora più marcati, rispetto al caso di lastra rettangolare (si veda il confronto tra le soluzioni precedenti, riportato nella Tabella 8.2). Questo fenomeno è dovuto al fatto che il modello di Wölfel-Bennison è stato concepito per il caso di trave semplicemente appoggiata; di conseguenza, è tanto meno accurato quanto più la geometria del problema si allontana da queste condizioni.

Si può inoltre notare che l'errore commesso utilizzando l'approccio di Wölfel-Bennison dipende anche dalle caratteristiche dell'intercalare. Infatti, se per questo stesso caso si andasse a svolgere una serie di analisi variando le caratteristiche elastiche del PVB, come può avvenire in effetti al va-

riare della temperatura, un confronto tra i risultati offerti dai due metodi qui considerati produrrebbe un grafico come quello riportato nella Figura 8.19.

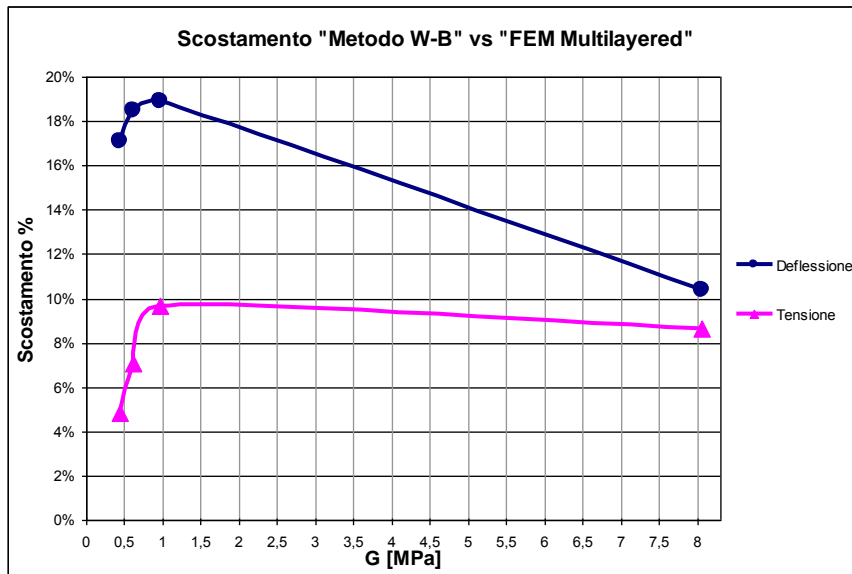


Figura 8.19. Scostamento percentuale della soluzione secondo Wölfel-Bennison rispetto alla soluzione con FEM multilayered al variare di G_{ms} , per la lastra 1700x1700 mm, spessore 5.5.2.

Al contrario, il metodo E.E.T., riesce a cogliere sia le tensioni sia la deflessione massima con un'ottima approssimazione.

La soluzione non lineare fornisce tensioni e deflessione massima minori rispetto a quelle ottenute tramite l'analisi lineare; i risultati dell'analisi lineare sono quindi in vantaggio di sicurezza. Le verifiche di resistenza e di deformabilità risultano soddisfatte, in quanto assumendo, a favore di sicurezza, tensioni e deflessioni massime pari a quelle ottenute tramite l'analisi FEM lineare, si ha:

$$\sigma_{\max} = 18.02 < f_{g;d} = 41.36 \text{ MPa};$$

$$w_{\max} = 12.33 < \frac{1}{60} L_{\min} = 28.33 \text{ mm}.$$

8.1.6 Verifica del giunto siliconico strutturale

Si riporta di seguito il dimensionamento di un incollaggio strutturale ad un telaio metallico realizzato con giunto siliconico. L'applicazione è quella della lastra monolitica di dimensioni 1500 × 2000 × 8 mm sotto l'azione del vento (1.2 kPa), già considerata nella Sezione 8.1.3.

Il calcolo verrà svolto in accordo anche con la norma ETAG 002 [ETAG 002-Part 1], supponendo che il vetro non sia supportato meccanicamente per il peso proprio, per cui il giunto siliconico dovrà sopperire anche a questa funzione. Questa soluzione è in genere sconsigliata, ma in questo esempio la si ipotizza per illustrare il procedimento di calcolo nel caso più complesso. In particolare, verranno considerati:

- carico di breve durata, di tipo dinamico, ortogonale al suo piano di giacitura, dovuto nel caso specifico al vento;
- carico di lunga durata, di tipo permanente, parallelo al suo piano di giacitura, nel caso specifico dovuto al peso proprio della lastra vetrata.

La distinzione tra i due tipi di carico è necessaria, in quanto il silicone presenta un limite di tensione ammissibile diverso in funzione dei seguenti parametri:

- durata del tempo d'applicazione del carico, legato al suo comportamento visco-elastico;
- direzione d'applicazione del carico, in quanto resiste in maniera diversa a sollecitazioni di tipo normale o tangenziale.

I valori dei limiti di tensione possono variare da materiale a materiale e debbono essere forniti dal produttore. Nel caso in esame, si suppone di avere a disposizione i dati riportati nella Tabella 8.4, che sono da considerarsi indicativi per questo specifico esempio e assolutamente non estendibili ad altri casi. Si noti che i dati forniti dal produttore in generale indicano le *tensioni ammissibili* nel materiale siliconico, cioè le tensioni di progetto già ridotte del coefficiente parziale del materiale che rappresentano i valori da confrontarsi direttamente con gli effetti delle azioni.

Data la variabilità dei prodotti in commercio, non è possibile definire una statistica universale che permetta di ricavare direttamente i coefficienti parziali del materiale a partire dai valori nominali delle resistenze di progetto. Il progettista dovrà comunque controllare che i valori indicati dal produttore derivino da accurate indagini sperimentali ed, in particolare, assicurarsi che tali valori siano effettivamente valori ammissibili nella progettazione, comprensivi dei coefficienti parziali.

Tabella 8.4. Tensioni ammissibili per un particolare tipo di silicone strutturale (risultati non estendibili ai materiali siliconici in generale).

Tensione normale ammissibile σ_{amm} per carichi di breve durata	0,140 MPa
Tensione normale ammissibile σ_{amm} per carichi di lunga durata	0,014 MPa
Tensione tangenziale ammissibile τ_{amm} per carichi di breve durata	0,105 MPa
Tensione tangenziale ammissibile τ_{amm} per carichi di lunga durata	0,010 MPa

Inoltre, il giunto siliconico dovrà assorbire le dilatazioni termiche differenziali tra vetro e supporto metallico. Mentre i carichi esterni determinano la larghezza del giunto, le azioni termiche ne determinano lo spessore. Per quanto riguarda quest'ultimo, la normativa ETAG 002 pone comunque un limite minimo di 6 mm, anche se il calcolo ne dimostrasse necessario uno spessore inferiore.

8.1.6.1 Calcolo dello spessore del giunto

Lo spessore del giunto di sigillante strutturale è legato allo spostamento massimo a cui deve essere sottoposto a seguito delle azioni termiche.

Nel calcolo, si assumono i seguenti parametri:

$a = 1500$ mm= lato minore del pannello vetrato;

$b = 2000$ mm= lato maggiore del pannello vetrato;

$T_0 = 20$ °C= temperatura durante l'installazione del silicone;

$T_c = 55$ °C= temperatura massima del telaio;

$T_v = 80$ °C= temperatura massima del vetro;

$\alpha_c = 2.4 \times 10^{-5}$ °C⁻¹= coefficiente di dilatazione lineare del telaio (qui in alluminio);

$\alpha_v = 0.9 \times 10^{-5}$ °C⁻¹= coefficiente di dilatazione lineare del vetro;

$E_{sil} = 1.5$ MPa= modulo di Young del silicone;

$G_{sil} = 0.5$ MPa= modulo a taglio del silicone;

$\tau_{des} = 0.105$ MPa= tensione ammissibile a taglio per carichi di breve durata.

Data la simmetria del pannello, lo spostamento massimo Δ dovute agli effetti termici, nel caso di vetro non supportato meccanicamente, vale quindi, in accordo con la [ETAG 002-Part 1],

$$\Delta = [(T_c - T_0) \times \alpha_c - (T_v - T_0) \times \alpha_v] \times \sqrt{\left(\frac{a}{2}\right)^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2} = 0.375 \text{ mm} .$$

Lo spessore e del giunto è quindi calcolabile mediante la formula

$$e = \left| \frac{G \times \Delta}{\tau_{des}} \right|, \quad \text{con } e \geq 6 \text{ mm} .$$

Con i dati del problema si ottiene

$$e = \left| \frac{G \times \Delta}{\tau_{des}} \right| = \left| \frac{0.5 \times 0.375}{0.105} \right| = 1.79 \text{ mm} < 6.00 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e = 6.0 \text{ mm} .$$

8.1.6.2 Verifica del giunto per carico permanente e carico dovuto al vento

Il peso proprio del vetro si considera supportato dalle sigillature strutturali di lunghezza h_v realizzate lungo i due lati maggiori del vetro, trascurando il contributo dei giunti orizzontali. La larghezza minima h_c del giunto per carichi permanenti, secondo la [ETAG 002-Part 1], è pari a

$$h_{c,dead_load} = \frac{P}{2 \times \tau_{\infty} \times h_v} = \frac{589}{2 \times 0.0105 \times 2000} = 14.02 \text{ mm} ,$$

dove:

$P = 589 \text{ N}$ = peso della lastra;

$h_v = b = 2000 \text{ mm}$ = lato maggiore del pannello vetrato;

$\tau_{\infty} = 0.0105 \text{ MPa}$ = tensioni ammissibile a taglio per carichi di lunga durata (Tabella 8.4).

La larghezza minima del giunto h_c per il carico dovuto alla pressione del vento è pari a

$$h_{c,wind_load} = \frac{a \times q_w}{2 \times \sigma_{des}} = \frac{1500 \times 1.2 \times 10^{-3}}{2 \times 0.140} = 6.42 \text{ mm} ,$$

dove:

$a = 1500 \text{ mm}$ = lato minore del pannello vetrato;

$q_w = 1.2 \text{ kPa}$ = pressione del vento;

$\sigma_{des} = 0.140 \text{ MPa}$ = tensioni ammissibile a trazione per carichi di breve durata.

Ottenute le due larghezze minime necessarie, per le due condizioni di carico elementari, la norma ETAG 002 non fornisce istruzioni su come combinarle. Secondo una regola consolidata, ed in base a test condotti dai principali produttori, la tensione di confronto per le verifiche di stati di tensione combinati è la tensione principale massima. Però, rimarrebbe apparentemente ancora aperto il problema dei differenti effetti sulla resistenza dovuti a carichi di durata diversa e di direzione diversa, agenti contemporaneamente. Una regola pratica per la verifica per carichi combinati è quella che viene adottata nel seguito.

In termini generali, oltre alla tensione normale (σ_{xx}), dovuta ad esempio al vento, ed a quella tangenziale (τ_{xy}), dovuta ad esempio al peso proprio del vetro, un giunto siliconico può essere soggetto

anche ad una tensione normale longitudinale (σ_{yy}), ad esempio nei vetrocamera in cui essa è generata dai carichi climatici.

I valori delle tensioni principali risultano essere

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_{xx} - \sigma_{yy}}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} .$$

La regola pratica di progettazione consiste nel considerare in questa espressione non il valore delle tensioni ma le larghezze di giunto richieste nella verifica dei carichi elementari da ciascuna di queste tensioni. Ciò permette di tenere conto dei differenti effetti legati alla durata dei diversi carichi applicati (ad es. il vento è di breve durata, il peso è di lunga durata) ed alla loro direzione (normale o tangenziale), attraverso i diversi coefficienti di sicurezza richiesti dalle differenti condizioni.

Quindi, in termini generali, la formula dell'altezza del giunto sotto l'effetto di carichi combinati agenti in direzioni diverse e per diverse durate di tempo, si può scrivere nella forma

$$h_{tot} = \frac{h_{vento} + h_{climatico}}{2} + \sqrt{\left(\frac{h_{vento} + h_{climatico}}{2}\right)^2 + h_{peso\ proprio}^2} .$$

Nell'esempio di calcolo in esame, essendo agenti solo i carichi da vento e da carichi permanenti, la formula si ridurrà a

$$h_c = \frac{1}{2} h_{c,wind_load} + \sqrt{\left(\frac{1}{2} h_{c,wind_load}\right)^2 + (h_{c,dead_load})^2} = \frac{1}{2} \times 6.42 + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \times 6.42\right)^2 + (14.02)^2} = 17.6 \text{ mm} .$$

Si ottiene pertanto un giunto le cui dimensioni sono riassunte nella Figura 8.20.



Figura 8.20. Dimensioni del giunto siliconico nell'esempio in esame.

L'applicazione di questo approccio è soggetta ogni volta a specifica approvazione da parte del produttore di silicone, poiché esula dalle regole stabilite nella [ETAG 002-Part 1].

Proprio a causa della mancanza d'indicazioni precise di norma, altri produttori di silicone invitano invece a sommare semplicemente le larghezze elementari, a favore di sicurezza; il che produce un giunto di larghezza totale

$$h_c = 14,02 + 6,42 = 20,44 \text{ mm} \cong 20 \text{ mm},$$

con un dimensionamento ovviamente più oneroso.

8.1.7 Verifiche post-rottura

Per i casi esaminati nel Capitolo 8.1 si immagina che sia prevista una struttura di salvaguardia in grado di proteggere le persone in caso di caduta di frammenti, risultanti dalla rottura del vetro. Si

suppone inoltre che non vi siano rischi di caduta da altezza considerevole in caso di rottura, in quanto la lastra non svolge funzione di struttura di contenimento. Per questo caso, non si rende necessaria alcuna verifica del comportamento post-rottura.

8.2 Vetrate vincolate per punti

8.2.1 Generalità

La soluzione costruttiva di vetrate appese per punti (dette anche VEA ovvero Vetrate Esterne Appese) si sviluppò dagli anni '70 in poi, in seguito alla volontà architettonica di raggiungere il più alto grado di trasparenza, eliminando dall'insieme degli elementi costruttivi l'ingombro del telaio e raccordando le lastre ad una struttura adeguatamente distanziata dall'involucro trasparente al fine di porne in risalto la continuità e le proprietà strutturali. La peculiarità di questa tecnologia consiste ovviamente nel tipo di fissaggio, che ha una valenza strutturale di per sé in quanto applicabile anche per elementi di vetro che non siano di facciata.

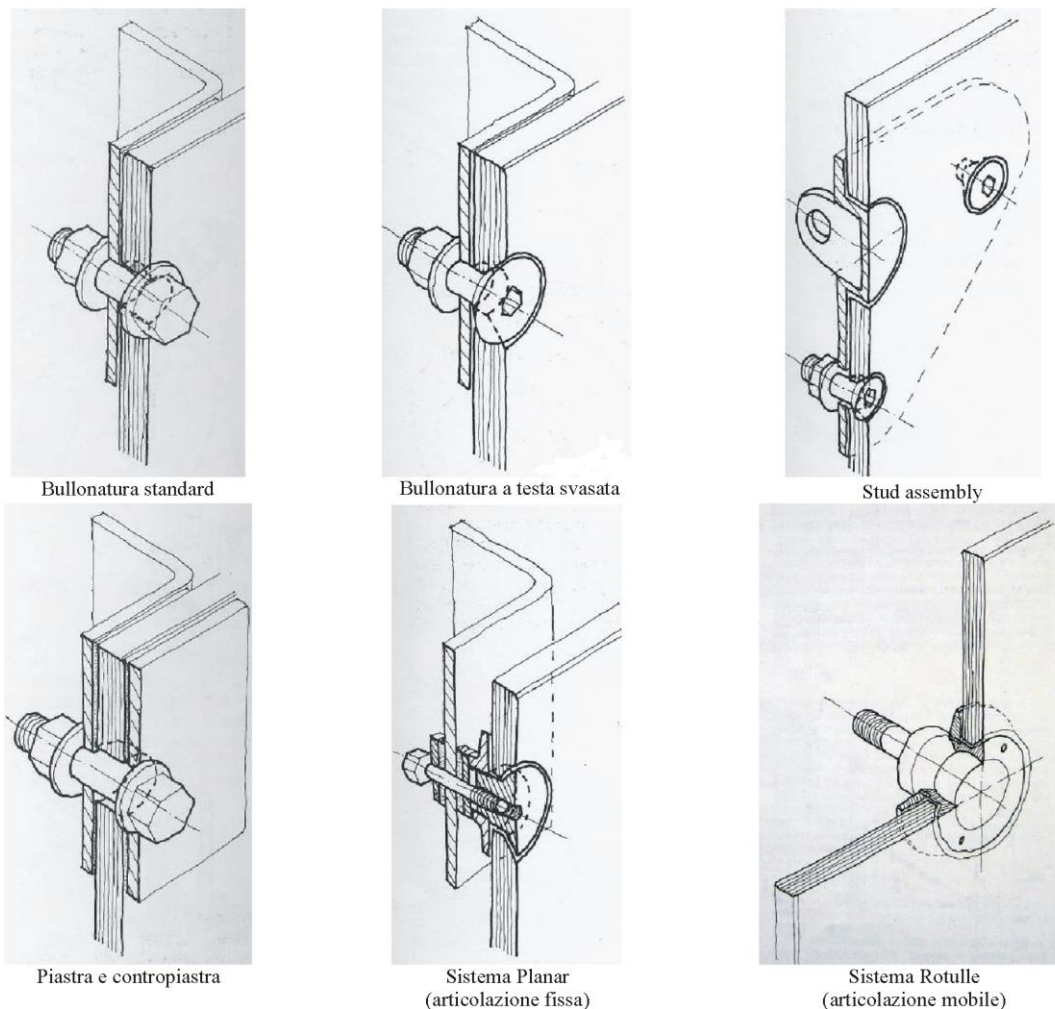


Figura 8.21. Tipi di sistemi di fissaggi puntuali [Rice & Dutton, 1995].

Il funzionamento del sistema prevede agganci puntuali supportati da opportuni sostegni, a loro volta connessi alla struttura principale. L'elemento caratterizzante è l'organo di fissaggio, che ha il compito di sostenere le lastre e trasferire i carichi e le sollecitazioni ai supporti intermedi, che a loro volta li trasmetteranno alla struttura retrostante portante. Questi elementi puntuali vengono fissati alla

lastra in prossimità degli angoli mediante opportuni fori ricavati nel vetro. Questi fori possono essere cilindrici o svasati in relazione alla conformazione del perno metallico che devono ospitare: nel primo caso, la testa piatta dell'elemento di fissaggio rimane in rilievo rispetto al piano del vetro, mentre nel secondo caso la testa conica dell'aggancio viene inserita completamente all'interno della svasatura del foro. Per quanto riguarda i vetri doppi isolanti, la lastra esterna presenta una svasatura in grado di ospitare la testa della vite filettata che dunque risulta serrata all'interno del foro mediante un bullone di serraggio regolabile posto sulla faccia del vetro interno.

Esistono diverse tipologie di fissaggi puntuali, che solitamente si distinguono nelle 6 categorie [Rice & Dutton, 1995] mostrate nella Figura 8.21.

Di queste sei categorie, quelle oggi più utilizzate sono il sistema Planar e il sistema a rotules. Entrambi questi due sistemi trasferiscono i carichi fuori e nel piano del vetro, direttamente mediante la connessione della bullonatura e l'interfaccia del pannello. La sostanziale differenza consiste nella trasmissione delle sollecitazioni, in particolare del momento flettente alla base del supporto e nel vetro (Figura 8.22).

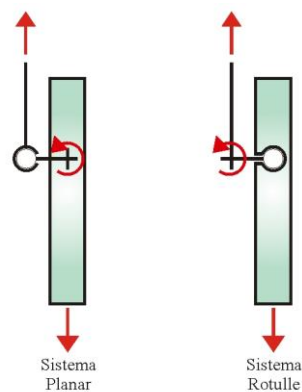


Figura 8.22. Differente comportamento meccanico nella distribuzione del momento flettente, tra il sistema Planar e quello a rotules.

Il sistema Planar venne ideato agli inizi degli anni settanta e prevede un dispositivo a vite a testa fresata, con adeguati anelli intercalari flessibili (di materiale plastico), che hanno la funzione di evitare i contatti fra il vetro e gli altri componenti metallici (Figura 8.23).

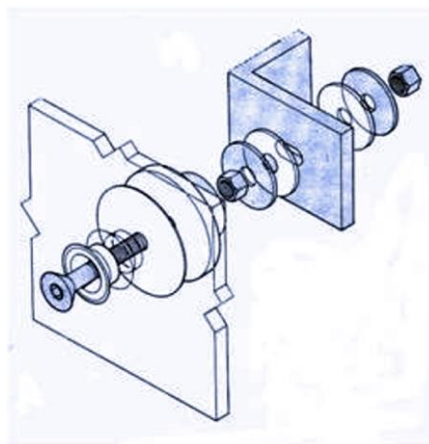


Figura 8.23. Esplosione assometrica del sistema Planar.

L'articolazione è esterna al pannello e la connessione con la lastra avviene tramite un bullone rigidamente fissato su un lato del vetro, mediante opportuni fissaggi svasati che consentono una superficie esterna completamente liscia. Il loro funzionamento fa affidamento sulla resistenza del pannello, che per tale motivo dovrà essere di vetro temperato, sia nell'assemblaggio singolo, che in quello

stratificato o doppio. Questo sistema permette di utilizzare lastre connesse a qualunque tipo di struttura, sia verticale che inclinata. Inoltre, non ci sono limitazioni sull'altezza della facciata, poiché ogni pannello risulta individualmente fissato alla struttura. Un esempio di impiego di fissaggi puntuali tipo Planar è mostrato nella Figura 8.24.

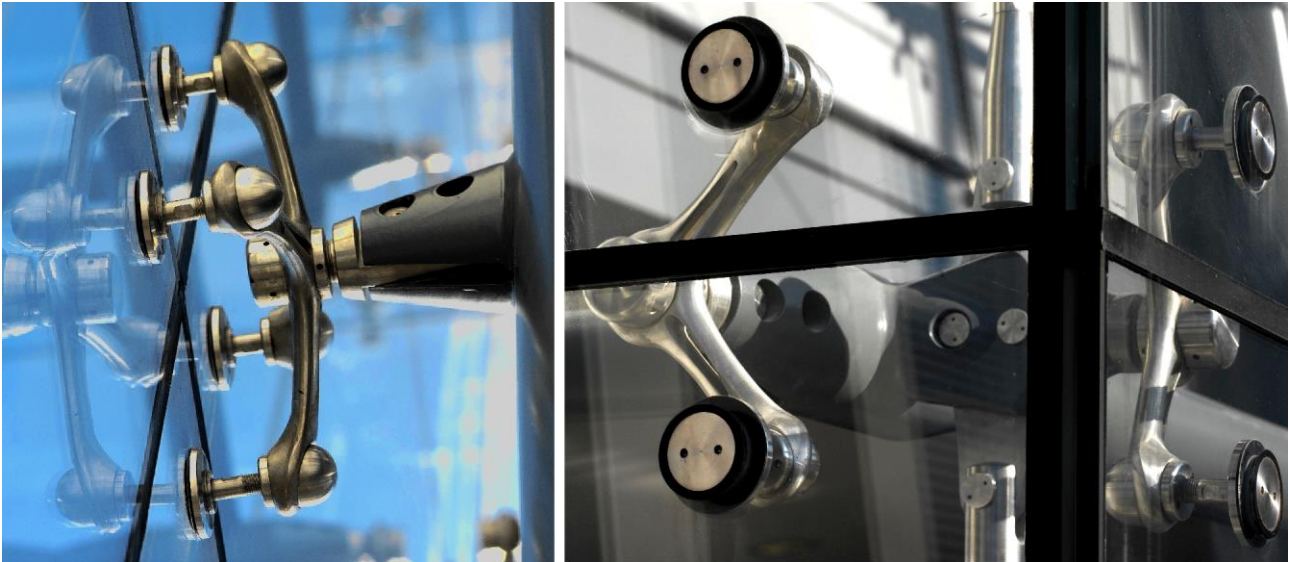


Figura 8.24. Particolari di fissaggi puntuali tipo Planar con supporti “a ragno”.

Il sistema a rotules è contraddistinto da uno snodo sferico interno al corpo della lastra di vetro. Tale snodo è libero di ruotare attorno al suo perno di connessione con il supporto intermedio. In questo modo vengono lasciati liberi gli spostamenti reciproci di ogni singolo elemento e gli effetti flessionali sono trasferiti al di fuori del piano vetrato, permettendo la realizzazione di ampie superfici vetrate e dunque elevata trasparenza. A differenza degli altri sistemi, dove l'elemento articolato è esterno al vetro, le rotules presentano una maggior difficoltà di combinazione con altri componenti come i tiranti di supporto. Questo sistema fu originariamente sviluppato e studiato da Peter Rice (RFR) nel 1986 e utilizzato nelle facciate della serra nel parco de *La Villette* a Parigi.

Come mostrato nella Figura 8.25, in un tipico sistema a rotules si individuano tre componenti fondamentali: il corpo sferico centrale, inserito in un cilindro di acciaio; l'anello di serraggio, avente la funzione di bloccare la rotule contro il vetro; e l'anello intercalare in alluminio trattato, che compensa le eventuali differenze geometriche tra elemento in acciaio e foro praticato nel vetro.

Occorre ricordare che all'interno di ciascun specifico sistema costruttivo una seconda distinzione è nel tipo di foratura delle lastre. In particolare, esistono vetrate con foratura passante o con foratura non passante (foro che attraversa solo alcune delle lastre del pacchetto stratificato). Data la grande varietà di sistemi disponibili sul mercato, non si ritiene qui possibile fornire un quadro esaustivo. Il progettista dovrà comunque e in ogni caso prestare particolare attenzione alle possibili concentrazioni di tensione che si possono sviluppare in prossimità del foro, soprattutto nel caso di sistemi con foratura non passante.

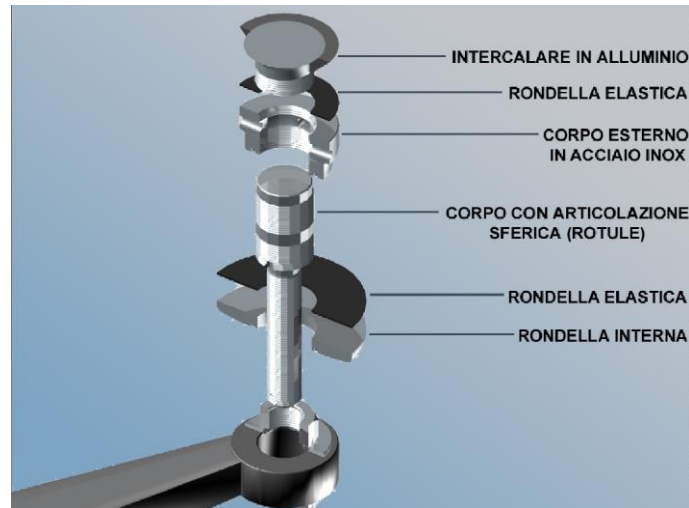


Figura 8.25. Assonometria esplosa di un sistema a rotule.

8.2.2 Schema statico

Dal punto di vista statico, il sistema di pannelli appesi per punti prevede una trasmissione dei carichi iperstatica fuori dal piano del pannello e isostatica per i carichi nel piano. L'esempio tipico è mostrato in Figura 8.26. Dei due attacchi superiori, uno rimane fisso e saldamente vincolato alla struttura, l'altro consente liberi spostamenti in senso orizzontale nel piano della vetrata. Il loro compito è essenzialmente quello di sopportare i carichi del peso proprio della lastra e parte dei carichi laterali esterni. Gli altri due vincoli inferiori risultano liberi di spostarsi nelle direzioni verticale e orizzontale del piano della lastra e hanno la funzione di assorbire i movimenti differenziali sul piano della facciata, dovuti a dilatazioni termiche e movimenti della struttura di sostegno.

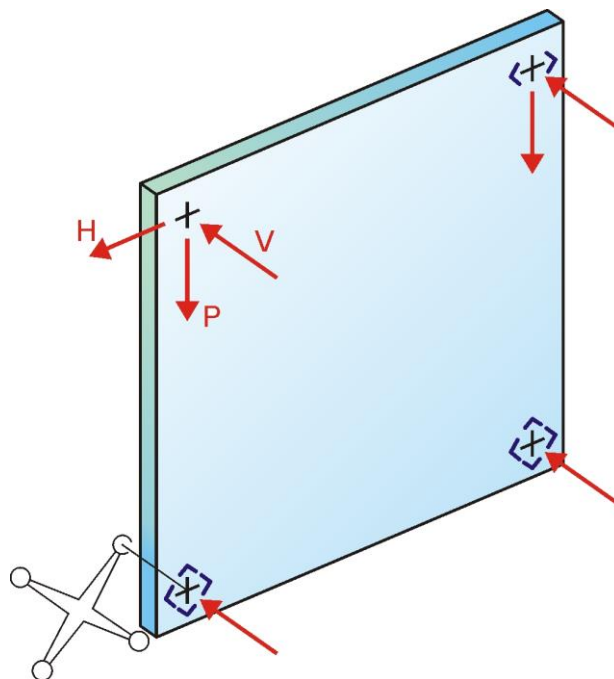


Figura 8.26. Schema statico tipico dei fissaggi puntuali su un pannello di vetro.

Nella Figura 8.26 i fissaggi sono stati schematizzati con crocette in corrispondenza della loro posizione nel pannello: i vettori indicano le reazioni offerte dai vincoli. Per permettere gli spostamenti riportati in figura, i fori nei pannelli, così come nei supporti intermedi, vengono realizzati con op-

portune svasature o leggermente più grandi delle dimensioni del perno passante. Un esempio tipico è mostrato in Figura 8.27.



Figura 8.27. Esempio di supporto intermedio di tipo “a ragno”. Si notino le differenti svasature sui quattro fori nelle estremità, per consentire determinati spostamenti ai perni di connessione.

Queste opportune forature e la corretta disposizione degli elementi di supporto intermedio tra le varie lastre risultano fondamentali per evitare l’insorgere di sovratensioni conseguenti ad effetti termici o per via dei carichi applicati.

Per quanto riguarda le lastre di vetro, particolare attenzione va riservata all’operazione di foratura. I fori devono essere perfettamente allineati con i fori delle lastre limitrofe. In particolare, i fori a forma svasata sono punti molto delicati e anche un minimo errore di posizionamento o di esecuzione può dare luogo ad una distribuzione non uniforme degli sforzi, favorendo lo sviluppo e la propagazione di micro fessure e di conseguenza compromettere la sicurezza dell’intera vetrata. Sono assolutamente da evitare fenomeni di irregolarità del taglio del bordo del foro.

8.2.3 Esempio di calcolo. Lastra soggetta all’azione del vento

L’esempio di calcolo prevede l’analisi di una lastra stratificata di dimensioni 2500 × 1500 mm, composta da due lastre di vetro indurito termicamente entrambe di spessore pari a 10 mm, separate da uno strato di PVB di 0.76 mm (indicazione sintetica 10.10.2), come mostrato in Figura 8.28.

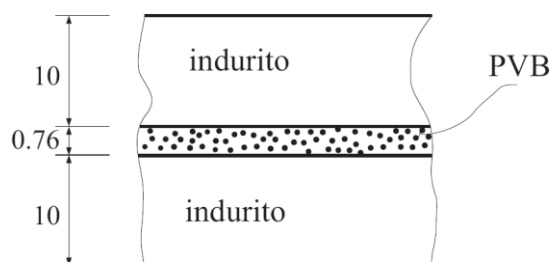


Figura 8.28. Composizione della lastra di vetro stratificato

La lastra è considerata in prima classe, in accordo con la Tabella 3.9 (che comunque deve essere considerata puramente indicativa). La lastra è vincolata in corrispondenza degli angoli, tramite quattro fissaggi puntuali, posizionati come mostrato in Figura 8.29. I quattro fori dove saranno fissati gli attacchi hanno diametro $\phi = 36.5$ mm.

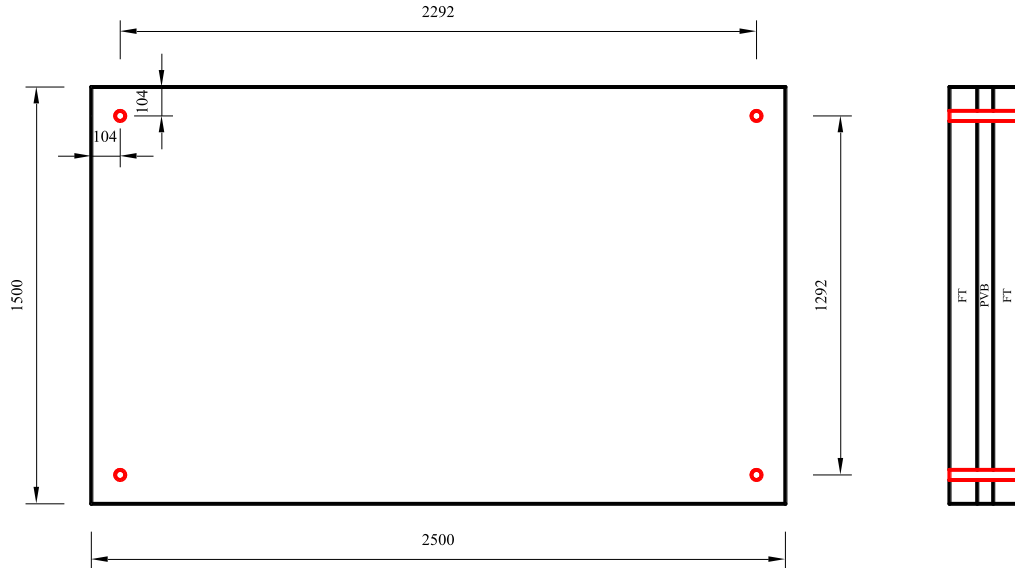


Figura 8.29. Dimensioni geometriche e disposizione dei supporti puntuali.

8.2.3.1 Analisi dei carichi

Per questo tipo di vetrazioni, il peso proprio produce tensioni non trascurabili dovute al contatto con i perni di fissaggio. Pertanto l'analisi dei carichi permanenti deve essere effettuata con cura.

I carichi agenti sono costituiti da:

Peso proprio del vetro stratificato:

Peso specifico del vetro: $\gamma_v = 25 \text{ kN/m}^3$;
 Peso specifico dell'intercalare: $\gamma_{PVB} = 10.5 \text{ kN/m}^3$;

Il peso proprio risulta essere equivalente ad un carico distribuito di:

$$G = \gamma_v \cdot (h_1 + h_2) + \gamma_{PVB} \cdot h_{int} = 25 \cdot 0.02 + 10.5 \cdot 0.00076 = 0.508 \text{ kN/m}^2.$$

Il peso complessivo risulta pertanto essere 1.90 KN.

Tale azione si suppone applicata per tutta la vita utile della struttura, supposta pari a 50 anni.

Azione del vento:

La verifica viene eseguita nei confronti dell'azione del vento, assumendo, per la raffica di 3 s, un carico uniformemente distribuito in depressione pari a 0.8 kPa e in pressione di 1 kPa. La verifica andrà ovviamente eseguita per la condizione più gravosa; si avrà quindi

$$p_{w,3\text{sec}} = 1 \text{ kPa}.$$

Dato che il vetro è soggetto al fenomeno della fatica statica (par. 2.1.1.1), è importante definire non solo il valore massimo dell'azione ma anche la sua durata caratteristica. La verifica viene quindi eseguita, come prescritto nel par. 4.5.1, sia per il caso di raffica con velocità di picco (mediata su 3 s), sia per il caso di raffica di breve durata (10 minuti).

La pressione del vento mediata su 10 minuti si può ricavare dalla (4.26), ottenendo

$$\frac{p_{w,10\min}}{p_{w,3\sec}} = \frac{c_{e,1}}{c_e} = \frac{1}{c_{e,2}},$$

in cui il coefficiente $c_{e,2}$ è dato dalla relazione (4.27)

$$c_{e,2}(z) = 1 + \frac{7}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \cdot c_t,$$

dove

$c_t=1$ coefficiente di attrito, il cui valore è ricavato dalle Norme Tecniche;

z altezza rispetto al suolo;

z_0 altezza di riferimento, fornita dalle Norme Tecniche in base alla categoria.

Assumendo che l'esposizione al vento sia in categoria II, le norme prescrivono $z_0=0.05$ m; si ha quindi, considerando $z=50$ m, $c_{e,2}=2.01$.

Si ha quindi $p_{w,10\min} = 0.498$ kPa.

Le diverse durate di applicazione dei carichi influenzano, attraverso il coefficiente k_{mod} (desumibile dalla Tabella 2.2), la resistenza del vetro. Inoltre, nella valutazione dello stato tensionale e deformativo della lastra, a seconda della durata dell'azione considerata, si avranno differenti valori del modulo a taglio dell'intercalare.

Per quanto riguarda le vetrate verticali appese per punti verticali, è necessario svolgere due differenti verifiche. La prima considera il comportamento globale della lastra, con calcolo delle sollecitazioni in punti lontano dai vincoli e delle deflessioni massime. La seconda valuta le concentrazioni di sforzo in prossimità dei fissaggi, mediante una modellazione tridimensionale.

8.2.3.2 Resistenza di progetto

La resistenza di progetto del vetro stratificato viene calcolata distintamente per le diverse condizioni di carico; per il calcolo si fa riferimento alla (7.5), ovvero

$$f_{g;d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_{ed} \cdot k_{sf} \cdot \lambda_{gA} \cdot \lambda_{gl} \cdot f_{g;k}}{R_M \gamma_M} + \frac{k'_{ed} k_v \cdot (f_{b;k} - f_{g;k})}{R_{M,v} \gamma_{M,v}},$$

dove:

k_{mod} coefficiente di riduzione per il fenomeno della fatica statica, riportato in Tabella 2.2 in funzione del tipo di azione esterna e della sua durata caratteristica;

k_{ed} coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori; in questo caso, le verifiche riguarderanno soprattutto il contorno dei fori, che si suppongono realizzati con bordi molati. Dalla Tabella 7.3 si ricava quindi $k_{ed} = 0.8$. Per verifiche lontano dai fori si considererà $k_{ed} = 1$.

$k_{sf}=1$ coefficiente per il profilo superficiale del vetro senza trattamenti superficiali (Tabella 7.4);

$f_{g;k} = 45$ MPa resistenza caratteristica nominale del vetro float;

$R_M = 0.7$ fattore riduttivo del coefficiente parziale, per verifiche in prima classe (Tabella 7.10);

$\gamma_M = 2.50$	coefficiente parziale del vetro float (Tabella 7.9);
k'_{ed}	coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori (Tabella 7.3); in questo caso, le verifiche riguardano soprattutto il contorno dei fori, che si suppongono realizzati con bordi molati. Dalla Tabella 7.3 si ricava quindi $k_{ed} = 0.8$. Per verifiche lontano dai fori, si considererà $k_{ed}=1$.
$k_v = 1$	coefficiente per lastre con indurimento termico effettuato in orizzontale (Tabella 7.8);
$f_{b;k} = 70 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica nominale del vetro indurito (Tabella 7.7);
$R_{M,v} = 0.9$	fattore riduttivo del coefficiente parziale, per verifiche in prima classe (Tabella 7.10);
$\gamma_{M,v} = 1.35$	coefficiente parziale per il vetro sottoposto a trattamenti termici di indurimento (Tabella 7.9);

λ_{gA} fattore riduttivo della tensione resistente, calcolato tramite la:

$$\lambda_{gA} = \left(\frac{0.24 \text{ m}^2}{k A} \right)^{1/7} = \left(\frac{0.24}{0.071 \cdot 1.5 \cdot 2.5} \right)^{1/7} = 0.985 \leq 1,$$

dove A rappresenta l'area totale della lastra soggetta a trazioni, mentre il coefficiente di vincolo è pari a 0.071 nel caso di lastra rettangolare vincolata su quattro punti;

λ_{gl} fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo, calcolato tramite la (7.7), nella quale l_b rappresenta la lunghezza totale del bordo soggetto a trazione. Siccome le verifiche interesseranno soprattutto le zone in corrispondenza dei fori, si prenderà per l_b la somma totale dei bordi dei fori, ovvero $l_b = 4 \times \pi \times 36.5 \text{ mm} = 458.4 \text{ mm}$. Per quanto riguarda k_b che appare nella Tabella 7.6, tale fattore dipende dalla distribuzione delle tensioni nel bordo. In questo caso, a favore della sicurezza, si assume una distribuzione uniforme, per cui $k_b = 1$. Per quanto riguarda la finitura, si assume che il bordo sia molato. Si ha quindi dalla (7.7)

$$\lambda_{gl} = \left(\frac{0.0741 \cdot 0.45 \text{ m}}{k_b l_b} \right)^{1/12.5} = \left(\frac{0.0741 \cdot 0.45}{1 \cdot 0.458} \right)^{1/12.5} = 0.811 \leq 1.$$

Resistenza per il peso proprio

Dalla Tabella 2.2 si ha, per un tempo convenzionale di applicazione del carico pari a 50 anni, $k_{mod} = 0.26$. Si ottiene quindi una resistenza di progetto pari a:

$f_{g;d}^G = 20.79 \text{ MPa}$	per verifiche eseguite in prossimità dei bordi dei fori ($d < 5 \text{ s}$);
$f_{g;d}^G = 27.16 \text{ MPa}$	per verifiche eseguite a distanza $d > 5 \text{ s}$ dal bordo dei fori.

Resistenza per l'azione del vento di raffica ($t=3 \text{ sec}$)

Per la raffica di vento si prende una durata convenzionale (pari all'integrale dello spettro) pari a 5 s. Dalla Tabella 2.2 si ha $k_{mod} = 0.88$.

Per la verifica globale, le massime tensioni si hanno a una distanza dai bordi $d > 5 \text{ s}$, con $s =$ spessore della lastra, e di conseguenza si ha $k_{ed} = k'_{ed} = 1$. Si ottiene quindi una resistenza di progetto pari a

$$f_{g;d}^{w,3\text{sec}} = 42.87 \text{ MPa}.$$

Per la verifica locale, i coefficienti per le verifiche in prossimità dei fori, per vetro molato, valgono $k_{ed} = k'_{ed} = 0.8$. Si ottiene quindi:

$$f_{g;d}^{w,3sec,l} = 31.14 \text{ MPa.}$$

Resistenza per l'azione del vento ($t=10 \text{ min}$)

Dalla Tabella 2.2 si ha, per il carico dovuto al vento cumulato, di durata convenzionale di 10 minuti, $k_{mod} = 0.65$.

Per la verifica globale, le massime tensioni si hanno a una distanza dai bordi $d > 5s$, con s = spessore della lastra, e di conseguenza si ha $k_{ed} = k'_{ed} = 1$. Si ottiene quindi una resistenza di progetto pari a

$$f_{g;d}^{w,10min} = 37.04 \text{ MPa.}$$

Per la verifica locale, i coefficienti per le verifiche in prossimità di bordi e fori, per vetro molato, valgono $k_{ed} = k'_{ed} = 0.8$. Si ottiene quindi:

$$f_{g;d}^{w,10min,l} = 27.30 \text{ MPa.}$$

La deformata di progetto, in accordo con la Tabella 7.12, vale $w_{max} = \frac{L_{inf}}{100} = 22.92 \text{ mm}$.

8.2.3.3 Calcolo di tensioni e deflessioni per la lastra soggetta al peso proprio

L'azione di progetto per lo Stato Limite Ultimo è data da

$$F_d = \gamma_G G = 1.3 \cdot 1.90 = 2.47 \text{ kN},$$

dove $\gamma_G = 1.3$ è il fattore parziale per le azioni permanenti, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali (Tabella 7.2).

Per il calcolo delle deflessioni allo Stato Limite di Esercizio, si dovrebbe considerare

$$F_d = G = 1.90 \text{ kN}$$

ma essendo il vetro disposto verticalmente, il contributo del peso proprio è trascurabile.

Le proprietà dell'intercalare in PVB vengono considerate per un tempo di applicazione del carico infinito e, in favore di sicurezza, a una temperatura di 50°C . Il modulo a taglio dell'intercalare si suppone sia fornito dal produttore pari a 0.052 MPa ($\nu=0.5$).

8.2.3.4 Calcolo di tensioni e deflessioni per la lastra soggetta al vento di picco

L'azione di progetto per lo Stato Limite Ultimo è data da

$$F_d = \gamma_Q P_{w,3sec} = 1.5 \text{ kN/m}^2,$$

dove $\gamma_Q = 1.5$ è il fattore parziale per le azioni variabili, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali.

Per il calcolo delle deflessioni, allo Stato Limite di Esercizio, si considera

$$F_d = P_{w,3sec} = 1 \text{ kN/m}^2.$$

Le proprietà dell'intercalare in PVB vengono considerate per un tempo di applicazione del carico di $3s$ e, in favore di sicurezza, a una temperatura di 50°C . Il modulo a taglio dell'intercalare risulta, in base ai valori forniti dal produttore, pari a 0.44 MPa .

8.2.3.4.1 Calcolo mediante il metodo “Enhanced Effective Thickness”

Facendo riferimento al paragrafo 6.3.3.1.5, la verifica del comportamento globale del pannello può essere svolta considerando lo stratificato come un vetro monolitico di spessore pari ad uno spessore efficace, che tenga conto degli effetti sul trasferimento del taglio prodotti dalla presenza dell’intercalare polimerico.

Si utilizza il modello “Enhanced Effective Thickness”, [Galuppi *et al.*, 2012], adatto al calcolo di spessori equivalenti sia per geometrie di tipo “trave” che di tipo “piastra”. Nel caso di piastra, la rigidità flessionale equivalente della piastra di vetro stratificato D_{eq} è data dalla media armonica, pesata tramite il coefficiente η_{2D} , della rigidità flessionale della piastra monolitica e quella relativa al comportamento a strati indipendenti, secondo la (6.54), ovvero

$$\frac{1}{D_{eq}} = \frac{\eta_{2D}}{D_{full}} + \frac{1-\eta_{2D}}{D_{abs}} .$$

Tale coefficiente dipende dalla geometria della struttura e dalle caratteristiche meccaniche di vetro e intercalare secondo la relazione (6.55), nella forma

$$\eta_{2D} = \frac{1}{1 + \frac{h_{int} E}{G_{int} (1-\nu^2)} \frac{D_{abs}}{D_{full}} \frac{h_1 h_2}{h_1 + h_2} \Psi} .$$

dove il coefficiente Ψ si può ricavare dalla Tabella 6.4, in funzione delle dimensioni della piastra e delle condizioni di carico e vincolo. Per valutare il comportamento della lastra in esame, ci si può riferire, in vantaggio di sicurezza, al caso di una piastra di dimensioni 1292 x 2292 mm (si veda la Figura 8.29) appoggiata ai quattro angoli, per la quale si ottiene, tramite interpolazione lineare, $\Psi = 1.821 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2}$. Gli spessori efficaci, calcolati rispettivamente secondo la (6.46) e la (6.48), risultano quindi essere pari a

$$\hat{h}_w = \sqrt[3]{\frac{1}{\frac{\eta}{h_1^3 + h_2^3 + 12I_s} + \frac{1-\eta}{h_1^3 + h_2^3}}} = 17.348 \text{ mm}; \quad \hat{h}_{1;\sigma} = \hat{h}_{2;\sigma} = \sqrt[3]{\frac{1}{\frac{2\eta d_1}{h_1^3 + h_2^3 + 12I_s} + \frac{h_1}{\hat{h}_w^3}}} = 18.663 \text{ mm}.$$

Ovviamente, i valori degli spessori effettivi per il calcolo delle tensioni nelle due lastre risultano uguali poiché gli spessori dei due strati di vetro sono uguali.

Una volta calcolati gli spessori effettivi, si possono valutare per via analitica o tramite un modello FEM a piastra la massima tensione e la massima deformazione delle lastre monolitiche equivalenti. Si sceglie qui di effettuare il calcolo tramite modellazione FEM.

Effettuando un calcolo elastico lineare si ottiene:

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= 17.85 \text{ MPa} && \text{massima tensione allo SLU,} \\ w_{max} &= 12.10 \text{ mm} && \text{massima deflessione allo SLE.} \end{aligned}$$

Tenendo conto delle non linearità geometriche si ricava invece:

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= 17.97 \text{ MPa} && \text{massima tensione allo SLU;} \\ w_{max} &= 12.10 \text{ mm} && \text{massima deflessione allo SLE.} \end{aligned}$$

8.2.3.4.2 Calcolo 3D agli elementi finiti

Per valutare le massime tensioni che si sviluppano in corrispondenza della mezzeria della lastra per effetto dell'azione della raffica, si è realizzato un modello tridimensionale della lastra stratificata utilizzando il software ABAQUS.

Per migliorare la precisione dei risultati nella successiva analisi sulla concentrazione di tensione nei fori, la mesh, rappresentata nella Figura 8.30, è stata opportunamente infittita in corrispondenza delle giunzioni. Ogni parte è stata modellata con elementi di tipo SOLID a 20 nodi. I vincoli applicati sono quelli mostrati in Figura 8.26, ovvero attacco superiore sinistro fisso e saldamente vincolato alla struttura, attacco superiore destro tale da consentire gli spostamenti in senso orizzontale nel piano della vetrata. Gli altri due vincoli inferiori risultano liberi di spostarsi nelle direzioni verticale e orizzontale del piano della lastra. Si sono quindi effettuate due analisi: una per il calcolo delle tensioni allo SLU ($F_d=1.5 \text{ kN/m}^2$) e una per il calcolo delle deflessioni allo SLE ($F_d=1 \text{ kN/m}^2$).

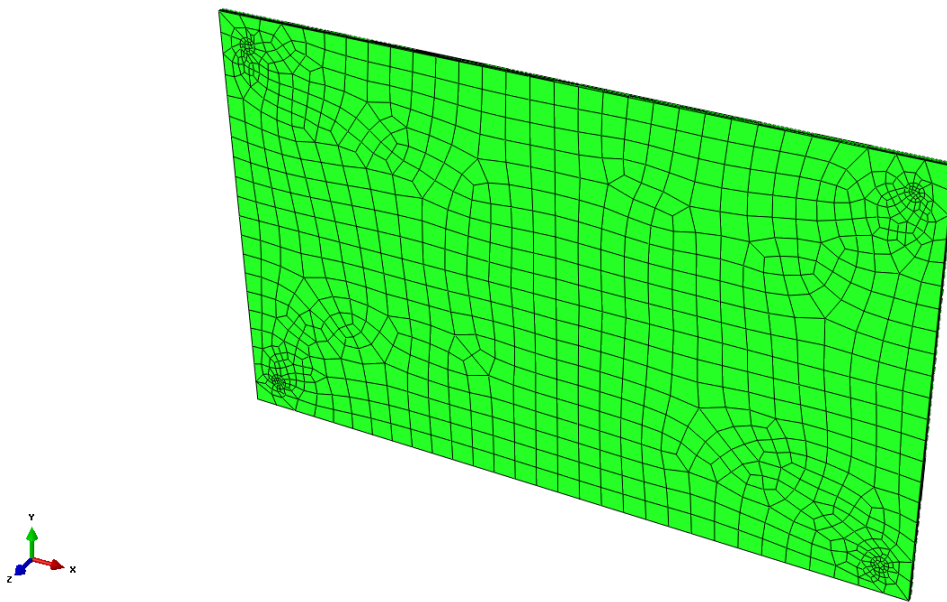


Figura 8.30. Mesh del modello 3D.

Si riportano di seguito la distribuzione delle tensioni massime principali sul modello deformato (scala delle deformazioni opportunamente incrementata), per la verifica relativa al picco di vento, per la superficie esterna ed interna della lastra.

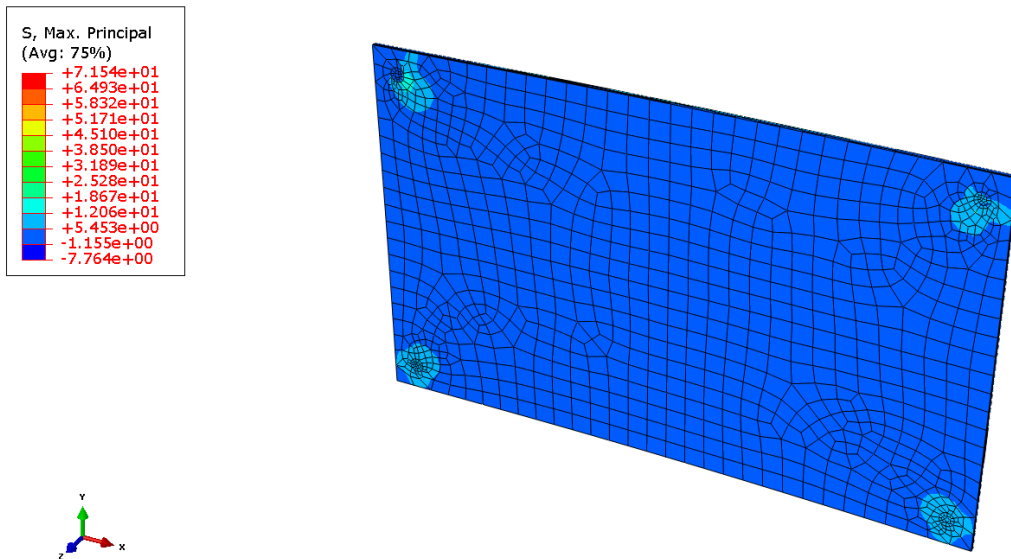


Figura 8.31. Deformata risultante dall'analisi lineare agli elementi finiti per raffica di picco. Andamento delle massime tensioni principali nel vetro (superficie esterna).

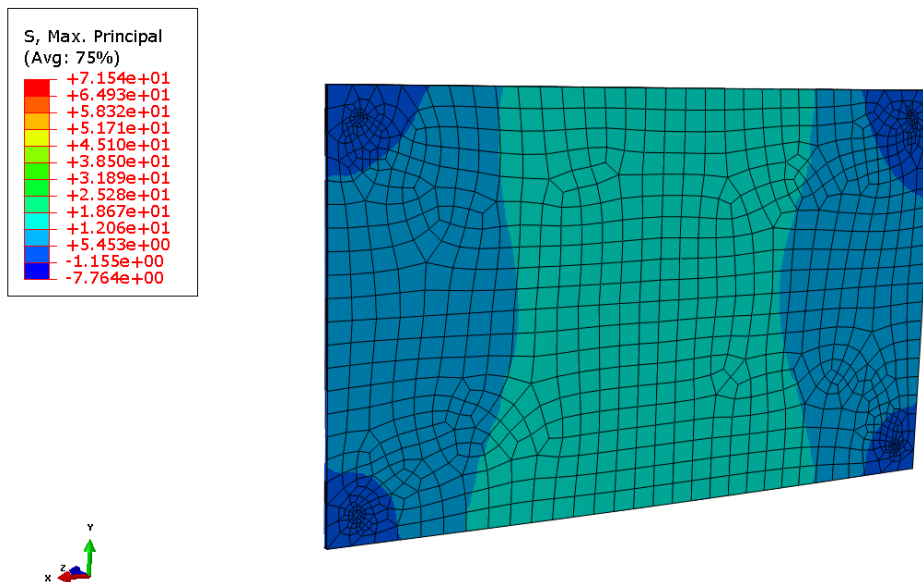


Figura 8.32. Deformata risultante dall'analisi lineare agli elementi finiti per raffica di 3 s. Andamento delle massime tensioni principali nel vetro (superficie interna).

Il calcolo agli elementi finiti con analisi lineare permette di valutare

$$\sigma_{max}^{w,3sec} = 17.28 \text{ MPa} \quad \text{allo SLU};$$

$$w_{max}^{w,3sec} = 14.60 \text{ mm} \quad \text{allo SLE}.$$

Considerando le non-linearità geometriche si ottiene invece

$$\sigma_{max}^{w,3sec} = 17.25 \text{ MPa} \quad \text{allo SLU};$$

$$w_{max}^{w,3sec} = 14.00 \text{ mm} \quad \text{allo SLE}.$$

8.2.3.4.3 Confronto tra risultati analitici e agli elementi finiti

Il confronto tra le soluzioni proposte viene riportato in Tabella 8.5: si riportano i valori della massima deflessione e della massima tensione calcolati con i diversi metodi.

Tabella 8.5. Lastra soggetta alla raffica di 3 sec: confronto fra varie soluzioni.

METODO		Freccia massima allo SLE	Tensione massima allo SLU
E.E.T.	lineare	12.10 mm	17.85 MPa
	non lineare	12.10 mm	17.97 MPa
FEM 3D	lineare	14.6 mm	17.23 MPa
	non lineare	14.00 mm	17.25 MPa

Al fine della verifica di resistenza della lastra di vetro, si considereranno i valori ottenuti con il modello 3D non lineare, ovvero

$$\sigma_{max}^{w,3sec} = 17.25 \text{ MPa} \quad \text{allo SLU};$$

$$w_{max}^{w,3sec} = 14.00 \text{ mm} \quad \text{allo SLE.}$$

8.2.3.5 Calcolo di tensioni e deflessioni per la lastra soggetta alla vento medio di 10 minuti

L'azione di progetto per lo Stato Limite Ultimo è data da

$$F_d = \gamma_Q p_{w,10min} = 0.746 \text{ kN/m}^2$$

dove $\gamma_Q=1.5$ è il fattore parziale per le azioni variabili, mentre per il calcolo delle deflessioni, allo Stato Limite di Esercizio, si considera

$$F_d = p_{w,10min} = 0.498 \text{ kN/m}^2$$

Le proprietà dell'intercalare in PVB vengono considerate per un tempo di applicazione del carico di 10 minuti e, in favore di sicurezza, a una temperatura di 50°C. Il modulo a taglio dell'intercalare si assume sia fornito dal produttore e pari a 0.2 MPa.

8.2.3.5.1 Calcolo mediante il metodo "Enhanced Effective Thickness"

In analogia con il paragrafo 8.2.3.4.1, il calcolo delle tensioni e della deflessione viene effettuato, in via preliminare, tramite il modello "Enhanced Effective Thickness".

Il coefficiente Ψ si può ricavare dalle tabelle in funzione delle dimensioni della piastra e delle condizioni di carico e vincolo. Ovviamente si ottiene ancora $\Psi = 1.821 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2}$, come riportato al paragrafo 8.2.3.4.1. Gli spessori effettivi per il calcolo della deflessione e delle tensioni vengono calcolati tramite le relazioni (6.46) e (6.48) e risultano essere

$$\hat{h}_w = 15.820 \text{ mm};$$

$$\hat{h}_{1,\sigma} = \hat{h}_{2,\sigma} = 17.429 \text{ mm.}$$

Anche in questo caso si utilizzano questi valori per il calcolo FEM di una lastra monolitica equivalente. La massima deflessione e la massima tensione risultano essere pari a

per analisi lineare:

$\sigma_{max} = 10.18$ MPa allo SLU;

$w_{max} = 7.95$ mm allo SLE;

per analisi non lineare:

$\sigma_{max} = 10.22$ MPa allo SLU;

$w_{max} = 7.95$ mm allo SLE.

Grazie all'analisi seppur approssimata, risulta evidente che l'azione del vento mediato su 10 minuti è molto meno gravosa rispetto all'azione di picco mediata su 3 secondi.

8.2.3.5.2 Calcolo agli elementi finiti

Si sono effettuate due analisi agli elementi finiti della lastra stratificata soggetta ad una raffica di 10 minuti. Per semplicità si riporta solo il calcolo effettuato tenendo conto delle non-linearità geometriche. Le analisi sono due: una per il calcolo delle tensioni per la verifica allo SLU ($F_d=0.746$ kN/m²) e una per il calcolo delle deflessioni per la verifica allo SLE ($F_d=0.498$ kN/m²).

L'andamento delle massime tensioni principali nel vetro è riportato in Figura 8.33 e Figura 8.34 per la superficie esterna ed interna della lastra.

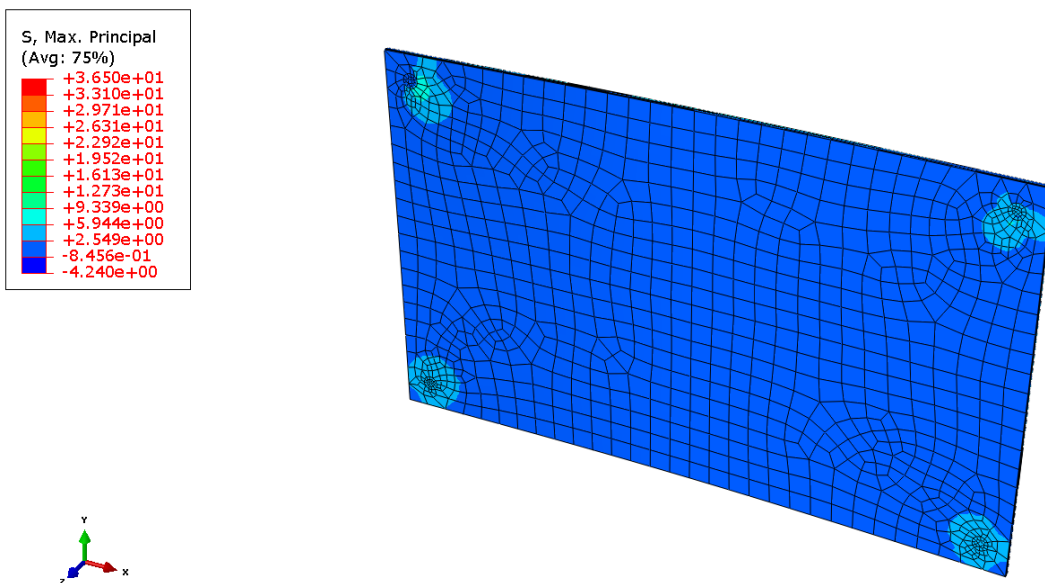


Figura 8.33. Deformata risultante dall'analisi lineare agli elementi finiti per raffica di 10 min. Andamento delle massime tensioni principali nel vetro (superficie esterna).

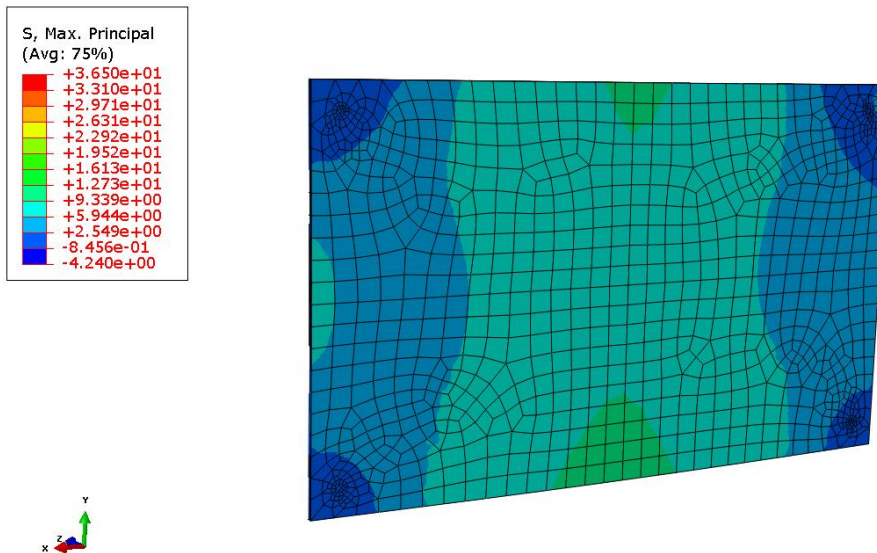


Figura 8.34. Deformata risultante dall'analisi lineare agli elementi finiti per raffica di 10 min. Andamento delle massime tensioni principali nel vetro (superficie interna).

Il calcolo agli elementi finiti, non lineare geometricamente, permette di determinare:

$$\sigma_{max}^{w,10min} = 9.77 \text{ MPa} \quad \text{allo SLU};$$

$$w_{max}^{w,10min} = 8.60 \text{ mm} \quad \text{allo SLE}.$$

8.2.3.5.3 Confronto tra risultati ottenuti con lo spessore equivalente e con le simulazioni FEM

Il confronto tra le soluzioni proposte viene riportato in Tabella 8.6: si riportano i valori della massima deflessione e della massima tensione calcolati con i diversi metodi.

Tabella 8.6. Lastra soggetta alla raffica di 10 min: confronto fra varie soluzioni.

METODO		Freccia massima allo SLE	Tensione massima allo SLU
E.E.T.	lineare	7.95 mm	10.18 MPa
	non lineare	7.95 mm	10.22 MPa
FEM 3D (calcolo non lineare)		8.60 mm	9.77 MPa

Al fine della verifica di resistenza della lastra di vetro, si considerano la tensione massima e la deflessione massima ottenute con la modellazione FEM 3D non lineare, ovvero

$$\sigma_{max}^{w,10min} = 9.77 \text{ MPa} \quad \text{allo SLU};$$

$$w_{max}^{w,10min} = 8.60 \text{ mm} \quad \text{allo SLE}.$$

8.2.3.6 Valutazione delle concentrazioni di tensione nell'intorno dei fori

Le concentrazioni di tensione nell'intorno dei fori sono causate da: *i*) effetti flessionali dovuti alle azioni ortogonali al piano della lastra; *ii*) contatto diretto coi perni di sostegno lungo la superficie interna del foro, dovute alle azioni parallele al piano medio della lastra. Per valutare le tensioni che si sviluppano localmente in corrispondenza dei fori dovute alle azioni *i*), si dovrebbe effettuare un'analisi FEM 3D che tenga conto dell'effettivo contatto dell'elemento con le borchie di fissaggio. Tale analisi, che deve necessariamente tener conto del carattere unidirezionale del contatto, risulta in genere molto complessa dal punto di vista numerico; inoltre, la geometria delle effettive superfici di contatto è in genere difficile da determinare con esattezza. Si preferisce pertanto proporre un metodo semplificato, nel quale la lastra stratificata è analizzata con un modello FEM 3D, ma senza tener conto della presenza dei fori. Le reazioni dei sostegni vengono considerate uniformemente distribuite lungo l'area di contatto con le borchie di fissaggio; si valutano quindi i massimi sforzi flessionali nella zona dei fori. A posteriori, tali valori vengono amplificati tramite opportuni coefficienti di amplificazione degli sforzi, utilizzando abachi e tabelle reperibili in letteratura.

Nel caso in esame, si è realizzato un modello tridimensionale della lastra stratificata utilizzando il software ABAQUS. Per migliorare la precisione nei risultati la mesh, rappresentata nella Figura 8.30, è stata opportunamente infittita in corrispondenza delle giunzioni. Ogni parte è stata modellata con elementi solidi a 20 nodi. La lastra è stata sottoposta ad una pressione uniforme del vento differente a seconda della verifica da condurre ($F_d=1.5 \text{ kN/m}^2$ per verifica con raffica di 3 secondi e $F_d=0.746 \text{ kN/m}^2$ per verifica con raffica di 10 minuti). Le reazioni vincolari sono state schematizzate considerando la risultante di ciascuna reazione come uniformemente distribuita lungo l'impronta della superficie di contatto della borchia di fissaggio, non tenendo conto della presenza del foro.

Per quanto riguarda le azioni *ii*), data l'isostaticità del sistema è immediato calcolare la risultante delle azioni di contatto fra perno di sostegno e superficie interna del foro. La tensione locale viene valutata ancora tramite opportuni coefficienti di concentrazione degli sforzi, reperibili nella letteratura tecnica consolidata.

Si ricorda che per il calcolo delle tensioni locali nell'intorno dei fori non deve mai essere utilizzato il metodo degli spessori effettivi di cui al capitolo 6.3.3.1, in quanto tale metodo è tarato solo per fornire le massime sollecitazione e flessioni di solito al centro piastra. Per il calcolo delle sollecitazioni locali, l'analisi FEM tridimensionale resta l'unica possibilità.

8.2.3.6.1 Azione del vento

Vento di picco

Si considera un sistema a rotule, costituito da un intercalare in alluminio di diametro pari a 59 mm e da un corpo cilindrico di diametro di 36 mm. Il diametro del foro da realizzare nel vetro è invece pari a 36.5 mm (Figura 8.35).

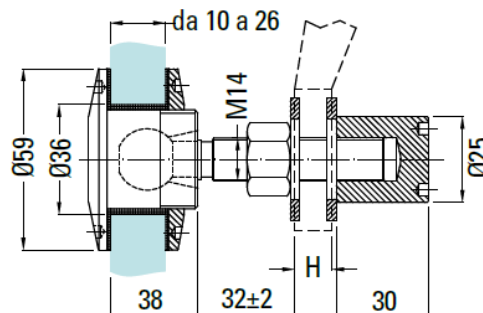


Figura 8.35. Sistema a rotule utilizzato nell'esempio.

Per valutare la concentrazione di tensione in corrispondenza del foro, si è valutata dapprima la tensione ipotizzando che la reazione vincolare sia uniformemente distribuita sulla superficie circolare di diametro pari a 59 mm, corrispondente al diametro dell'anello intercalare in alluminio. L'elemento stratificato è stato poi modellato con la stessa mesh utilizzata nelle sezioni 8.2.3.4.2 e 8.2.3.5.2 (senza tener conto dei fori) valutando la massima tensione σ in corrispondenza della superficie circolare di contatto. Tale valore viene poi amplificato tramite un opportuno fattore di concentrazione K_t secondo l'espressione

$$\sigma_{\max} = K_t \cdot \sigma.$$

Il valore di K_t può essere valutato dall'abaco di Figura 8.36, in funzione del rapporto tra il diametro del foro e lo spessore della lastra [Pilkey, 1997]. Tale valore corrisponde ad una lastra forata inflessa, che ben approssima il problema in esame. Considerando un foro circolare di diametro pari a 36.5 mm, si ha nel nostro caso un rapporto

$$d/h = 36.5/20.76 = 1.76,$$

da cui

$$K_t \approx 2.05.$$

La tensione massima sulla superficie circolare fornita dal software è pari a:

$$\sigma = 10.34 \text{ MPa}.$$

Segue che

$$\sigma_{\max}^{w,3\text{sec}} = K_t \cdot \sigma = 2.05 \cdot 10.34 = 21.20 \text{ MPa}.$$

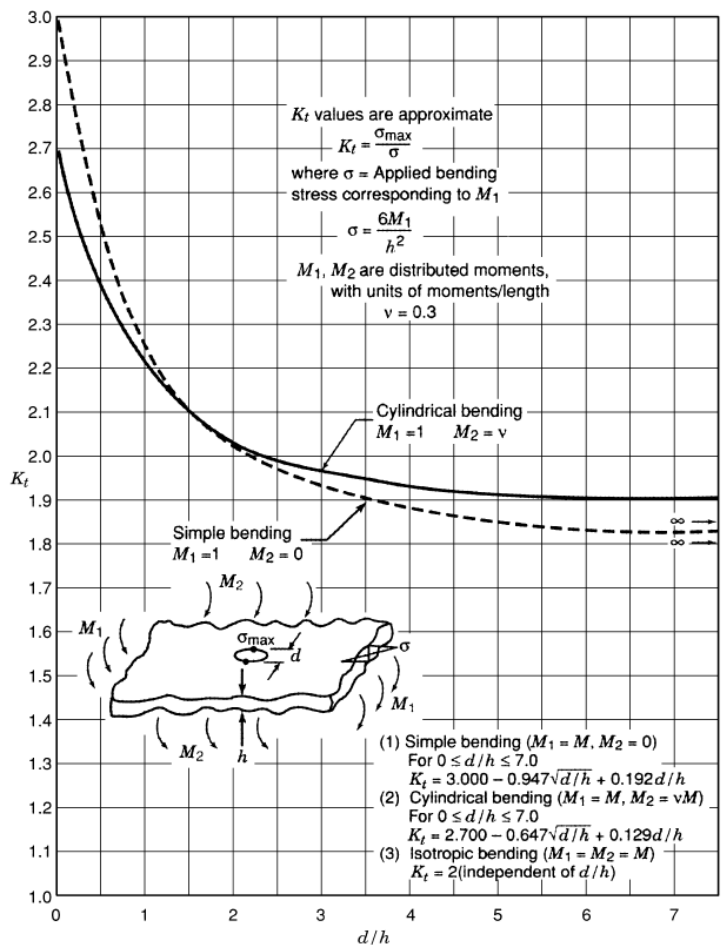


Figura 8.36. Fattore di concentrazione della tensione K , per il caso di lastra infinita in flessione con foro circolare [Pilkey, 1997]

Vento mediato su 10 min

Utilizzando lo stesso procedimento visto nella sezione precedente, la risultante delle tensioni sulla superficie circolare fornita dal software è pari a :

$$\sigma = 4.13 \text{ MPa};$$

si ottiene quindi una tensione massima pari a:

$$\sigma_{\max}^{w,10\min} = K_t \cdot \sigma = 2.05 \cdot 4.13 = 8.46 \text{ MPa}.$$

8.2.3.6.2 Azione del peso proprio

Oltre alla tensione indotta dal vento, si deve tenere conto della massima tensione che si ha sul foro per effetto del contatto tra la guarnizione in alluminio e il vetro a causa del peso proprio della lastra. La massima tensione di trazione sul foro può essere valutata a partire dalla tensione media di contatto in corrispondenza della superficie cilindrica all'interno del foro. Poiché la lastra è appesa ai due supporti superiori, l'azione gravante su ogni supporto è esattamente pari a metà del peso proprio.

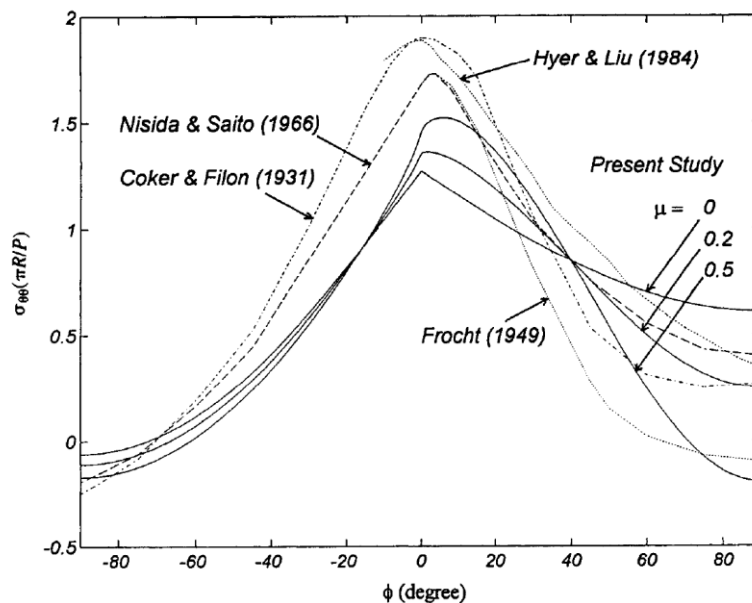


Figura 8.37. Tensione circonferenziale normalizzata al variare dell'angolo ϕ . Massima tensione di trazione per $\phi = 0^\circ$. [Ho & Chau, 1997]

Facendo riferimento ai dati sperimentali riportati in Ho & Chau [Ho & Chau, 1997] (Figura 8.37), è evidente come la massima tensione di trazione (ottenuta in corrispondenza di un angolo $\phi = 0^\circ$) sia circa 1.5÷2 volte la pressione media, valutata come:

$$p_{\text{media}}^G = \frac{F_d / 2}{2Rs},$$

dove:

- F_d azione dovuta al peso proprio;
- R raggio del foro nella lastra di vetro, pari a 36.5 mm;
- s spessore della lastra, pari a 20.76 mm.

Si ottiene quindi $p_{\text{media}}^G = 1.04 \text{ MPa}$.

Per andare a vantaggio di sicurezza si considera un rapporto tra la tensione di trazione e la pressione media pari a 2. La tensione di trazione massima è quindi pari a

$$\sigma_{t,\max}^G \approx 2 \cdot p_{\text{media}}^G = 3.26 \text{ MPa}.$$

8.2.4 Verifica della lastra soggetta alle diverse combinazioni di carico

Per effettuare le verifiche di resistenza, è necessario combinare l'effetto delle diverse azioni, a cui corrispondono, come già discusso al paragrafo 8.2.3.2, resistenze di progetto diverse.

Nel presente esempio, si dovrà effettuare la verifica globale della lastra soggetta all'azione del vento, e la verifica locale di resistenza in corrispondenza dei bordi dei fori, sotto l'azione di vento e peso proprio. In quest'ultimo caso, si rende necessario utilizzare il criterio (7.8) per combinare gli effetti delle diverse azioni.

8.2.4.1 Verifica globale della lastra soggetta all'azione del vento

Per effettuare la verifica globale della lastra soggetta all'azione del vento, si esegue la verifica in corrispondenza della mezzeria del lato lungo della lastra. Poiché la lastra è verticale, il contributo del peso proprio sarà trascurabile rispetto a quello del vento. Si avrà quindi

- Lastra soggetta all'azione del vento – raffica di 3 secondi:

$$\sigma_{\max}^{w,3\text{sec}} = 17.25 \text{ MPa} \leq f_{g;d}^{w,3\text{sec}} = 42.53 \text{ MPa}$$

- Lastra soggetta all'azione del vento – mediata su 10 minuti:

$$\sigma_{\max}^{w,10\text{min}} = 9.77 \text{ MPa} \leq f_{g;d}^{w,10\text{min}} = 37.04 \text{ MPa} .$$

La condizione di resistenza è verificata.

Le verifiche di resistenza

- Lastra soggetta all'azione del vento – raffica di 3 secondi:

$$w_{\max}^{3\text{sec}} = 14 \text{ mm} < \frac{1}{100} L_{\text{inf}} = 22.92 \text{ mm};$$

- Lastra soggetta all'azione del vento – mediata su 10 minuti:

$$w_{\max}^{10\text{min}} = 8.6 \text{ mm} < \frac{1}{100} L_{\text{inf}} = 22.92 \text{ mm};$$

risultano soddisfatte.

8.2.4.2 Verifica locale della lastra soggetta a peso proprio + vento

Per quanto riguarda la verifica locale della lastra soggetta all'azione del vento e al peso proprio, si considerano le tensioni in corrispondenza dei fori, così come valutate al paragrafo 8.2.3.6; si applica il criterio (7.8), ottenendo:

$$\frac{\sigma_{\max}^G}{f_{g;d}^{G,l}} + \frac{\sigma_{\max}^{w,3\text{sec}}}{f_{g;d}^{w,3\text{sec},l}} = \frac{3.26}{20.79} + \frac{21.20}{31.14} = 0.838 \leq 1,$$

$$\frac{\sigma_{\max}^G}{f_{g;d}^{G,l}} + \frac{\sigma_{\max}^{w,10\text{min}}}{f_{g;d}^{w,10\text{min},l}} = \frac{3.26}{20.79} + \frac{8.46}{27.30} = 0.467 \leq 1.$$

La condizione di resistenza è verificata.

8.2.5 Verifica del comportamento post-rottura

Secondo l'approccio *fail safe*, si deve prevedere che, a causa di un evento imponderabile, alcuni componenti di vetro si possano frammentare del tutto o in parte (Capitolo 3.1), verificando che, anche in questa condizione limite, l'elemento riesca a conservare una capacità portante sufficiente per far fronte ai carichi permanenti, nonché a una aliquota dei carichi variabili che venga stimata congrua per le condizioni di esercizio, evitando cadute pericolose di materiale. Nel caso in esame, si deve verificare il comportamento post-rottura della vetrata sotto l'azione del vento.

Come descritto nel Paragrafo 6.5.3, nel comportamento a rottura di pannelli di vetro stratificato si possono riconoscere in genere tre fasi:

- fase I, in cui entrambe le lastre di vetro sono ancora integre;
- fase II, che inizia dopo la rottura della prima lastra, in cui la totalità del carico viene portata dalla lastra rimasta intatta;
- fase III, in cui entrambe le lastre sono giunte a rottura, solo il polimero può portare i carichi di trazione, mentre i frammenti di vetro rotto equilibrano le forze interne di compressione grazie alle azioni di contatto diretto.

La fase alla quale si fa riferimento nelle verifiche di questo caso specifico è la fase II, in cui una delle due lastre sia rotta, e si abbia quindi una sola lastra di vetro indurito di spessore 10 mm a resistere alle azioni esterne. Si effettuano le verifiche di resistenza e deformabilità della vetrata nel caso in cui la lastra esterna sia danneggiata, e il carico dovuto all'azione del vento sia interamente portato dalla sola lastra interna. Data la simmetria dell'elemento stratificato, la verifica è analoga nel caso sia la lastra interna ad essere danneggiata.

In accordo con quanto prevede il Paragrafo 3.2.2, per le verifiche post-rottura per gli elementi di prima classe, si fa riferimento ad una vita nominale convenzionalmente assunta pari a 10 anni. Si rende quindi necessario riscaldare l'azione del vento per adattarlo al variare del periodo di ritorno. Le relazioni (4.10) e (4.11) permettono di determinare la velocità di riferimento per un periodo di ritorno pari a 10 anni:

$$v_r = v_{b,50} \cdot c_r, \quad c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}, \quad \text{per } 5 \text{ anni} < T_R \leq 50 \text{ anni},$$

dove:

c_r coefficiente di ritorno;

$v_{b,50}$ velocità di riferimento, definita come il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni

T_R periodo di ritorno.

Si ottiene quindi, per un periodo $T_R=10$ anni, $c_r = 0.903$. Essendo la pressione del vento direttamente proporzionale al quadrato della velocità, per la (4.14), la pressione del vento a 10 anni si può calcolare come segue

$$\frac{P_{w,10}}{P_{w,50}} = (0.903)^2 \rightarrow P_{w,10} = (0.903)^2 P_{w,50} = 0.816 \cdot 1 = 0.816 \text{ kN/m}^2$$

La resistenza di progetto del vetro, a causa delle diverse durate di applicazione dei carichi, assume valori diversi nei riguardi delle diverse azioni. Le resistenze di progetto sono le medesime calcolate al Paragrafo 8.2.3.2.

Nel seguito, l'apice $p-r$ indica tensioni e deflessioni relative al comportamento post-rottura.

- **Calcolo di tensioni e deflessione per la lastra soggetta all'azione del vento**

Per il calcolo delle deflessioni, si considera lo Stato Limite di Esercizio, a cui è associata un'azione di progetto pari all'azione del vento per un periodo di 10 anni:

$$F_d = p_{w,10} = 0.816 \text{ kN/m}^2,$$

L'azione di progetto per lo Stato Limite Ultimo è data da

$$F_d = \gamma_Q p_{w,10} = 1.22 \text{ kN/m}^2,$$

dove:

$\gamma_Q=1.5$ fattore parziale per le azioni variabili, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali;

$p_{w,10}$ azione del vento riferita ad un periodo di ritorno di 10 anni.

Per una piastra di vetro monolitico di spessore 10 mm e per il vento di picco su 3 s, si ha

$$\sigma_{max}^{w,p-r} = 21.66 \leq f_{g;d}^{w,3sec} \quad \text{allo SLU};$$

Si omette il calcolo relativo alla raffica di 10 minuti in quanto azione meno gravosa rispetto alla raffica di 3 secondi. Si omette inoltre, per brevità, il calcolo delle concentrazioni di tensione in corrispondenza dei fori, e le verifiche corrispondenti. Questo si effettua secondo lo stesso procedimento del Paragrafo 8.2.3.6, considerando nel calcolo l'unica lastra monolitica supposta integra.

8.3 Coperture di vetro

8.3.1 Copertura vincolata su due lati, soggetta al carico della neve e all'azione antropica per manutenzione

L'esempio prevede l'analisi di una lastra di copertura di vetro stratificato composta da una lastra di vetro temperato e una di vetro indurito, entrambe di spessore 12 mm, con intercalare in materiale ionoplastico di spessore 1.52 mm, così come descritto in Figura 8.38 (12.12.4, 12 + 12 mm di vetro, intercalare di spessore 4×0.38 mm). Data la sua maggiore resistenza agli urti rispetto all'indurito, è preferibile collocare il vetro temperato all'esterno. La copertura è considerata in classe seconda, per quanto riguarda lo stato limite ultimo. Per questa particolare applicazione, dato che la lastra è semplicemente appoggiata su soli due lati, l'eventuale rottura può portare facilmente alla caduta dell'elemento, per cui verrà considerata in classe seconda anche nello stato limite di collasso.

La lastra ha dimensioni di calcolo 1400×3000 mm, è semplicemente appoggiata sui lati lunghi e deve essere verificata sotto l'azione della neve e del carico antropico di manutenzione prescritto dalla normativa italiana [NTC 2008].

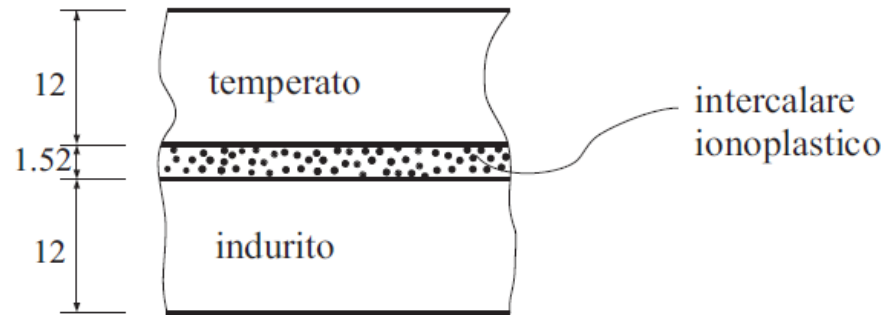


Figura 8.38. Composizione della lastra di vetro stratificato.

I carichi (uniformemente distribuiti) dovuti a peso proprio e neve agiscono su tutta la lastra, che si deforma secondo una superficie pressoché cilindrica. Approssimativamente, le tensioni sono uniformi sulle generatrici parallele ai lati lunghi della lastra. Per piastre larghe si ha però un ben noto incremento di tensioni al bordo, e di conseguenza la zona più sollecitata è quella in corrispondenza dei lati corti (non appoggiati) della piastra. Il carico antropico di manutenzione agisce invece su un'impronta molto ridotta, di dimensioni 50×50 mm, come da [NTC 2008]. La situazione più gravosa è quella in cui il carico è applicato a metà del bordo libero, causando tensioni massime e deflessione massime in questa zona.

Le diverse durate di applicazione dei carichi (desumibili dalla Tabella 2.2) influenzano attraverso il coefficiente k_{mod} la resistenza del vetro, calcolata al paragrafo 8.3.3, che risulterà quindi diversa a seconda dell'azione considerata. Occorre anche osservare che il carico neve è presente a temperature basse, mentre il carico antropico può sussistere anche a temperature elevate, per le quali la rigidità dell'intercalare è modesta. Questo porta a dover utilizzare, nella valutazione dello stato tensionale e deformativo della lastra, differenti valori del modulo a taglio dell'intercalare a seconda dell'azione considerata, funzione della sua durata caratteristica e della temperatura di esercizio. Si rende quindi necessario calcolare separatamente l'effetto delle tre azioni, e successivamente combinarli, secondo il criterio esposto al paragrafo 8.3.7.

8.3.2 Analisi dei carichi

I carichi agenti sono costituiti da:

Peso proprio del vetro stratificato:

Si ha:

peso specifico del vetro: $\gamma_v = 25 \text{ kN/m}^3$;
 peso specifico dell'intercalare: $\gamma_{PVB} = 10.5 \text{ kN/m}^3$;

Il peso proprio risulta essere equivalente ad un carico distribuito di

$$G = \gamma_v \cdot (h_1 + h_2) + \gamma_{PVB} \cdot h_{int} = 25 \cdot 0.024 + 10.5 \cdot 0.00152 = 0.62 \text{ kN/m}^2;$$

La durata di progetto è pari alla vita dell'opera, supposta pari a 50 anni. La temperatura di riferimento per il calcolo della rigidità dell'intercalare polimerico si assume, a favore della sicurezza, pari a 50°C .

Azione della neve:

$$q_s = \mu q_{sk} c_e c_T = 1.2 \text{ kN/m}^2 .$$

La durata di progetto dell'azione è di 3 mesi, mentre la temperatura di riferimento è di 10°C. Tale valore è convenzionale e tiene conto di una media fra temperatura esterna ed interna. Si ricorda che la rigidità dell'intercalare influenza l'accoppiamento delle lastre: a temperature più alte corrispondono rigidità minori. Nel caso di particolari ambienti climatizzati si dovrà considerare con più precisione la temperatura di esercizio dell'intercalare.

Azione antropica per manutenzione sulle coperture:

Carico $Q_k = 1.20 \text{ kN}$ distribuito su un'impronta $50 \times 50 \text{ mm}$ (Tab. 3.1.II, [NTC 2008]).

La durata di progetto dell'azione è di 30 secondi (pari a quella dell'azione dovuta al transito temporaneo, si veda la Tabella 4.18); la temperatura di riferimento per il calcolo della rigidità dell'intercalare polimerico è di 30°C.

L'azione è da utilizzarsi per verifiche locali, e quindi non è da sovrapporre ad altre azioni, fatta eccezione naturalmente per il peso proprio.

8.3.3 Resistenza di progetto

La resistenza di progetto del vetro stratificato viene calcolata distintamente per le diverse condizioni di carico; per il calcolo si fa riferimento alla (7.5):

$$f_{g;d} = \frac{k_{mod} k_{ed} k_{sf} \lambda_{gA} \lambda_{gl} f_{g;k}}{R_M \gamma_M} + \frac{k'_{ed} k_v (f_{b;k} - f_{g;k})}{R_{M,v} \gamma_{M,v}}$$

dove:

k_{mod}	coefficiente di riduzione per il fenomeno della fatica statica, riportato in Tabella 2.2 in funzione del tipo di azione esterna e della sua durata caratteristica;
k_{ed}	coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori; nel caso di piastre inflesse da carichi ortogonali al piano medio, si assume convenzionalmente $k_{ed}=1$.
$k_{sf}=1$	coefficiente per il profilo superficiale del vetro senza trattamenti superficiali (Tabella 7.4);
$f_{g;k} = 45 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica nominale del vetro float;
$R_M = 1$	fattore riduttivo del coefficiente parziale, per verifiche in seconda classe (Tabella 7.10);
$\gamma_M=2.50$	coefficiente parziale del vetro float (Tabella 7.9);
$k'_{ed} = 0.8$	coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori; nel caso di piastre inflesse da carichi ortogonali al piano medio, si assume convenzionalmente $k'_{ed} = 1$.
$k_v = 1$	coefficiente per lastre con indurimento termico effettuato in orizzontale (Tabella 7.8);
$R_{M,v} = 1$	fattore riduttivo del coefficiente parziale, per verifiche in seconda classe (Tabella 7.10);
$\gamma_{M,v} = 1.35$	coefficiente parziale per il vetro sottoposto a trattamenti termici di indurimento (Tabella 7.9);

λ_{gA} fattore di scala, che considera l'area sottoposta alla massima tensione sollecitante, calcolato tramite la:

$$\lambda_{gA} = \left(\frac{0.24 \text{ m}^2}{k A} \right)^{1/7} = \left(\frac{0.24}{0.054 \cdot 1.4 \cdot 3} \right)^{1/7} = 1.008 \Rightarrow \lambda_{gA} = 1$$

dove A rappresenta l'area totale della lastra soggetta a trazioni, mentre il coefficiente $k=0.054$ che ne definisce l'area efficace è riportato nella Tabella 7.5, per lastra rettangolare vincolata su due lati;

λ_{gl} fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo, per verifiche ad una distanza $d < 5 s$ dal bordo, dato dalla (7.7). Per verifiche a distanza $d > 5 s$ (s = spessore lastra), o nel caso di piastre inflesse da carichi ortogonali al piano medio, si assume convenzionalmente $\lambda_{gl} = 1$.

Il coefficiente k_{mod} varia in funzione dell'azione considerata.

8.3.3.1 Resistenza di progetto della lastra di vetro indurito

Per il vetro indurito si ha

$f_{b;k} = 70 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica nominale del vetro indurito (Tabella 7.7);

Resistenza per il peso proprio:

Da Tabella 2.2 si ha, per un tempo convenzionale di applicazione del carico pari a 50 anni $k_{mod} = 0.26$. Si ottiene quindi una resistenza di progetto pari a

$$f_{g;d}^G = 23.20 \text{ MPa.}$$

Resistenza per l'azione della neve:

Si ha $k_{mod} = 0.36$, per un tempo convenzionale di applicazione del carico pari a 3 mesi (da Tabella 2.2); si ottiene quindi una resistenza di progetto pari a:

$$f_{g;d}^S = 25.00 \text{ MPa.}$$

Resistenza per l'azione antropica di manutenzione:

Si ha $k_{mod} = 0.78$, per un tempo convenzionale di applicazione del carico pari a 30 secondi (da Tabella 2.2), si ottiene quindi una resistenza di progetto pari a:

$$f_{g;d}^P = 32.56 \text{ MPa.}$$

8.3.3.2 Resistenza di progetto della lastra di vetro temperato

Per il vetro temperato si ha $f_{b;k} = 120 \text{ MPa}$: resistenza caratteristica nominale del vetro temperato (Tabella 7.7);

Resistenza per il peso proprio:

Da Tabella 2.2 si ha, per un tempo convenzionale di applicazione del carico pari a 50 anni $k_{mod} = 0.26$. Si ottiene quindi una resistenza di progetto pari a:

$$f_{g;d}^G = 60.24 \text{ MPa.}$$

Resistenza per l'azione della neve:

Si ha $k_{mod} = 0.36$, per un tempo convenzionale di applicazione del carico pari a 3 mesi (da Tabella 2.2); si ottiene quindi una resistenza di progetto pari a:

$$f_{g;d}^S = 62.04 \text{ MPa.}$$

Resistenza per l'azione antropica di manutenzione:

Si ha $k_{mod} = 0.78$, per un tempo convenzionale di applicazione del carico pari a 30 secondi (da Tabella 2.2), si ottiene quindi una resistenza di progetto pari a:

$$f_{g;d}^P = 69.60 \text{ MPa.}$$

La deflessione di progetto vale $w_{max} = L_{inf}/100 = 14 \text{ mm}$ (si veda la Tabella 7.11).

8.3.4 Calcolo di tensioni e deflessione per lastra soggetta a peso proprio

La Figura 8.39 mostra la geometria, le condizioni di carico e di vincolo della lastra. L'azione di progetto per lo Stato Limite Ultimo è data da

$$F_d = \gamma_G G = 0.806 \text{ kN/m}^2$$

dove $\gamma_G=1.3$ è il fattore parziale per le azioni permanenti, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali; (Tabella 7.2).

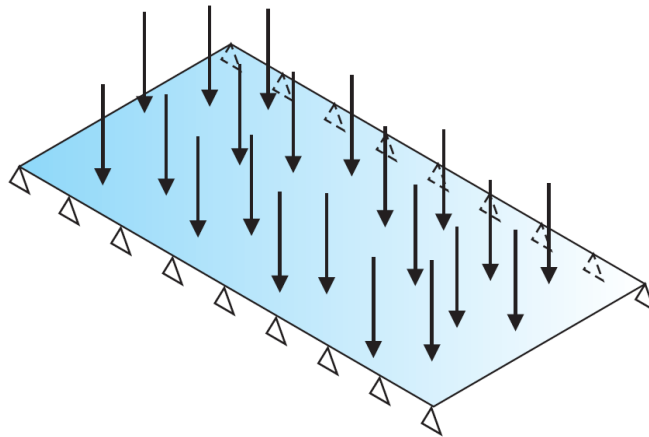


Figura 8.39 Condizioni di carico e vincolo per la lastra soggetta a peso proprio

Per il calcolo delle deflessioni, allo Stato Limite di Esercizio, si considera

$$F_d = G = 0.62 \text{ kN/m}^2 .$$

Le proprietà dell'intercalare in polimero ionoplastico vengono considerate a tempo infinito e a 50°C . Il modulo a taglio dell'intercalare viene assunto pari a 1.5 MPa .

8.3.4.1 Calcolo mediante il metodo “Enhanced Effective Thickness”

Il problema viene risolto dapprima tramite il metodo degli spessori equivalenti “Enhanced Effective Thickness” descritto nella Sezione 6.3.3.1 [Galuppi *et al.*, 2012], dove lo spessore effettivo per il calcolo delle deflessioni è funzione di un coefficiente adimensionale η . A titolo esemplificativo, questo caso verrà trattato sia come lastra, sia come trave semplicemente appoggiata.

Se si considera la lastra con un comportamento a trave (deformata perfettamente cilindrica), l’espressione di η è dato dalla (6.49) nella forma

$$\eta_{1D;2} = \frac{1}{1 + \frac{Eh_{int} J_{abs}}{G_{int} b J_{full}} A^* \Psi},$$

dove il coefficiente Ψ dipende dalle condizioni di carico e vincolo. In particolare, per trave semplicemente appoggiata soggetta a carico uniforme si ha $\Psi = \frac{168}{17l^2} = 5.042 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2}$, ottenendo di conseguenza $\eta_{1D;2} = 0.6914$. Gli spessori equivalenti per il calcolo delle deformazioni e delle tensioni, calcolati tramite le equazioni (6.46) e (6.48), risultano quindi essere

$$\hat{h}_w = 19.695 \text{ mm};$$

$$\hat{h}_{1,\sigma} = \hat{h}_{2,\sigma} = 21.651 \text{ mm}.$$

Se invece si considera il comportamento a piastra, ovvero se non si trascura l’effetto di bordo relativo a lastre di larghezza rilevante, il coefficiente η è dato dalla (6.55) nella forma

$$\eta_{2D} = \frac{1}{1 + \frac{h_{int} E}{G_{int} (1 - \nu^2)} \frac{D_{abs}}{D_{full}} \frac{h_1 h_2}{h_1 + h_2} \Psi}.$$

Il coefficiente Ψ in questo caso si può ricavare dalla Tabella 6.4, in funzione delle dimensioni della piastra e delle condizioni di carico e vincolo. Per la piastra considerata, semplicemente appoggiata su due lati e soggetta a carico uniforme, si ottiene per interpolazione $\Psi = 5.397 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2}$ e, di conseguenza, $\eta_{2D} = 0.6658$.

Gli spessori equivalenti per il calcolo delle deformazioni e delle tensioni, calcolati tramite le equazioni (6.46) e (6.48), risultano quindi essere:

$$\hat{h}_w = 19.409 \text{ mm};$$

$$\hat{h}_{1,\sigma} = \hat{h}_{2,\sigma} = 21.403 \text{ mm}.$$

Si noti che i valori degli spessori equivalenti ottenuti nell’ipotesi di comportamento a trave e di comportamento a piastra sono molto simili, stante la forma approssimativamente cilindrica della deformata.

Una volta definiti gli spessori equivalenti, le tensioni e la deflessione massima vengono determinate analiticamente, oppure tramite un codice agli elementi finiti, utilizzando elementi 2D di tipo PLATE o SHELL. La Tabella 8.7 riporta i valori di tensione e deflessione massima, confrontati con i risultati ottenuti tramite l’analisi agli elementi finiti.

8.3.4.2 Calcolo mediante abachi e tabelle (con spessori equivalenti secondo il metodo E.E.T.)

Una volta determinati gli spessori effettivi (Capitolo 8.3.4.2), la massima tensione e la massima deflessione si possono determinare anche tramite l'utilizzo di abachi e tabelle per il calcolo analitico delle massime tensioni e deflessioni per il caso di lastre piane, soggette a carichi uniformemente distribuiti, proposto nella sezione 6.6. Si fa riferimento all'Appendice 6.6.1.3 (lastra rettangolare appoggiata su due lati).

La massima tensione σ_{\max} e la freccia massima w_{\max} dovute all'azione di calcolo F_d possono essere valutate secondo le formule (6.97) e (6.98):

$$\sigma_{\max} = 0.750 \frac{a^2}{h^2} F_d ;$$

$$w_{\max} = 0.148 \frac{a^4}{h^3} \frac{F_d}{E} ;$$

dove

$a = 1400$ mm = lunghezza del lato non appoggiato della lastra;

h = spessore della lastra.

Per il calcolo delle tensioni allo SLU e della deformazione allo SLE si considerano gli spessori efficaci ricavati con il metodo "Enhanced Effective Thickness" (piastra) ed è possibile ottenere

$$\sigma_{\max} = 0.750 \frac{a^2}{h_{1;\sigma}} F_d = 2.586 \text{ MPa};$$

$$w_{\max} = 0.148 \frac{a^4}{h_w^3} \frac{F_d}{E} = 0.689 \text{ mm} .$$

8.3.4.3 Calcolo 3D agli elementi finiti

In questa simulazione il pacchetto stratificato viene calcolato tramite modellazione 3D agli Elementi Finiti, utilizzando il software ABAQUS, modellando la geometria tramite elementi SOLID a 20 nodi. La Figura 8.40 e la Figura 8.41 riportano rispettivamente la massima tensione principale e la deformata della lastra. Per evidenziare le tensioni di trazione all'intradosso, la deformata della copertura è rappresentata capovolta.

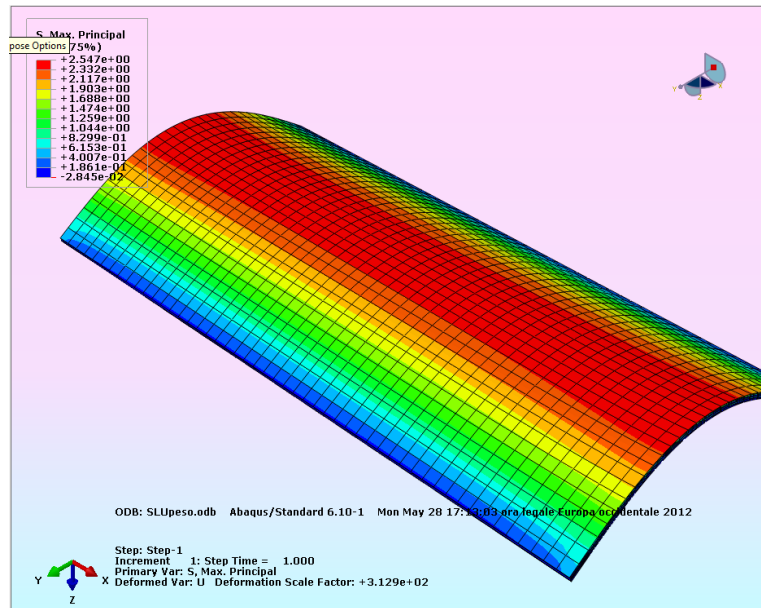


Figura 8.40 Copertura soggetta a peso proprio (vista capovolta). Tensioni allo SLU.

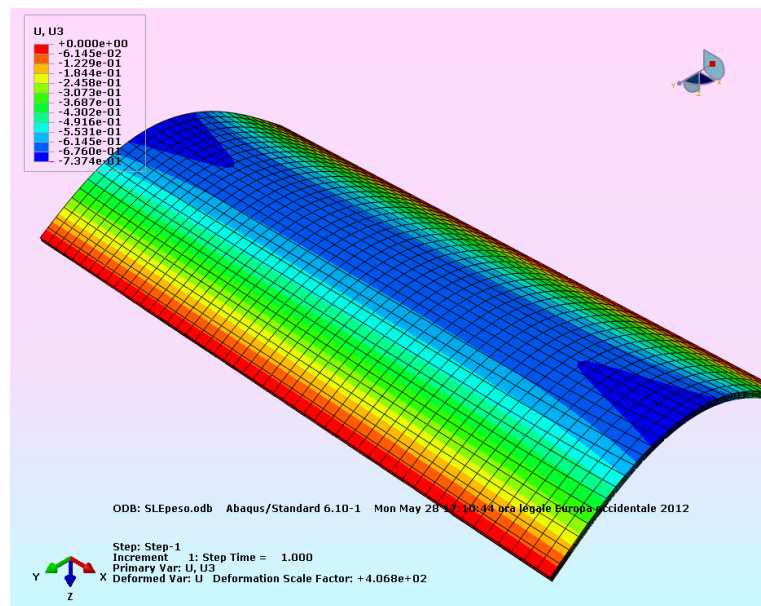


Figura 8.41 Copertura soggetta a peso proprio (vista capovolta). Deformata allo SLE.

Come mostrato dalle figure, il calcolo agli elementi finiti permette di determinare:

$$\sigma_{max} = 2.547 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{max} = 0.737 \text{ mm allo SLE.}$$

8.3.4.4 Confronto

Le tre soluzioni proposte vengono ora confrontate nella in Tabella 8.7, dove sono riportati i valori della massima deflessione e della massima tensione calcolati:

- tramite analisi FEM della lastra monolitica equivalente, i cui spessori efficaci sono stati calcolati trascurando gli effetti di bordo e considerando quindi la lastra come una trave inflessa (E.E.T., trave);

- tramite analisi FEM della lastra monolitica equivalente, i cui spessori efficaci sono stati calcolati considerando il comportamento a piastra (E.E.T., piastra);
- considerando il modello 3D agli elementi finiti.

Tabella 8.7. Copertura soggetta al peso proprio: confronto fra varie soluzioni.

METODO	Freccia massima allo SLE	Tensione massima allo SLU
E.E.T. trave, analisi FEM	0.730 mm	2.636 MPa
E.E.T. piastra, analisi FEM	0.763mm	2.697 MPa
E.E.T. piastra, abachi e tabelle	0.689 mm	2.586 MPa
Elementi finiti 3D	0.737 mm	2.547 MPa

E' evidente che l'approccio "Enhanced Effective Thickness" permette di ottenere risultati molto accurati. Nel caso in esame, essendo la deformata della lastra pressoché cilindrica, anche il semplice approccio "a trave" fornisce ottimi risultati.

Nelle verifiche successive, si considereranno i valori ottenuti con l'analisi 3D agli elementi finiti, ovvero:

$$\sigma_{max}^G = 2.547 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{max}^G = 0.737 \text{ mm allo SLE}.$$

8.3.5 Calcolo di tensioni e deflessione per lastra soggetta all'azione della neve

La geometria e le condizioni di carico e di vincolo della lastra sono analoghe a quelle della lastra soggetta al peso proprio, mostrate in Figura 8.39.

L'azione di progetto per lo Stato Limite Ultimo è data da

$$F_d = \gamma_Q q_s = 1.8 \text{ kN/m}^2,$$

dove

$\gamma_Q=1.5$ fattore parziale per le azioni variabili, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali;

q_s azione neve.

Per il calcolo delle deflessioni, si considera lo Stato Limite di Esercizio, a cui è associata un'azione di progetto

$$F_d = q_s = 1.2 \text{ kN/m}^2.$$

Le proprietà dell'intercalare in polimero ionoplastico vengono considerate relative a un tempo di applicazione del carico di 3 mesi e a 10°C. Il modulo a taglio dell'intercalare, desunto dai dati di un produttore, si assume pari a 170 MPa.

8.3.5.1 Calcolo mediante il metodo "Enhanced Effective Thickness"

Il problema viene risolto tramite il metodo degli spessori equivalenti (Enhanced Effective Thickness) della Sezione 6.3.3.1. Gli spessori effettivi per il calcolo delle tensioni e delle deformazioni possono essere calcolati tramite le formule (6.46) e (6.48) rispettivamente, in funzione del coeffi-

ciente η , che dipende dalla geometria della struttura (trave o lastra), dalle caratteristiche meccaniche di vetro e intercalare. I valori del coefficiente Ψ sono analoghi a quelli calcolati per il caso di trave (o lastra) soggetta al peso proprio, cioè:

$$\Psi = \frac{168}{17l^2} = 5.042 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2} \text{ per comportamento a trave};$$

$$\Psi = 5.397 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2} \text{ per comportamento a piastra (da Tabella).}$$

I relativi valori degli spessori equivalenti risultano essere:

$$\hat{h}_w = 25.392 \text{ mm}; \quad \hat{h}_{1,\sigma} = \hat{h}_{2,\sigma} = 25.454 \text{ mm, per comportamento a trave};$$

$$\hat{h}_w = 25.380 \text{ mm}; \quad \hat{h}_{1,\sigma} = \hat{h}_{2,\sigma} = 25.446 \text{ mm, per comportamento a piastra.}$$

Si noti che anche in questo caso gli spessori efficaci valutati tramite l'assunzione di comportamento a trave e a piastra risultano molto simili, in quanto le condizioni di carico e di vincolo sono tali da conferire alla lastra deformata pressoché cilindrica.

La Tabella 8.8 riporta i valori di tensione e deflessione massima, confrontati con i risultati ottenuti tramite l'analisi agli elementi finiti.

8.3.5.2 Calcolo mediante abachi e tabelle (con spessori equivalenti secondo il metodo E.E.T.)

Si fa riferimento all'Appendice 6.6.1.3 (lastra rettangolare appoggiata su due lati), che fornisce formule e tabelle utili per il calcolo analitico delle massime tensioni e deflessioni per il caso di lastre piane, soggette a carichi uniformemente distribuiti.

La massima tensione σ_{\max} e la freccia massima w_{\max} dovute all'azione di calcolo F_d possono essere valutate secondo le formule (6.97) e (6.98):

$$\sigma_{\max} = 0.750 \frac{a^2}{h^2} F_d ;$$

$$w_{\max} = 0.148 \frac{a^4}{h^3} \frac{F_d}{E} ;$$

dove

$a = 1400 \text{ mm}$ = lunghezza del lato non appoggiato della lastra;

h = spessore della lastra.

Per il calcolo delle tensioni allo SLU e della deformazione allo SLE si considerano gli spessori efficaci ricavati con il metodo "Enhanced Effective Thickness" (piastra) ed è possibile ottenere

$$\sigma_{\max} = 0.750 \frac{a^2}{h_{1,\sigma}} F_d = 4.087 \text{ MPa};$$

$$w_{\max} = 0.148 \frac{a^4}{h_w^3} \frac{F_d}{E} = 0.596 \text{ mm}$$

8.3.5.3 Calcolo agli elementi finiti

Il problema viene risolto tramite modellazione agli Elementi Finiti, utilizzando il software ABAQUS, modellando la geometria tramite elementi SOLID a 20 nodi. La Figura 8.40 e la Figura

8.41 riportano le tensioni e la deflessione della lastra. Si osservi che, per evidenziare le tensioni di trazione all'intradosso, la deformata è rappresentata capovolta.

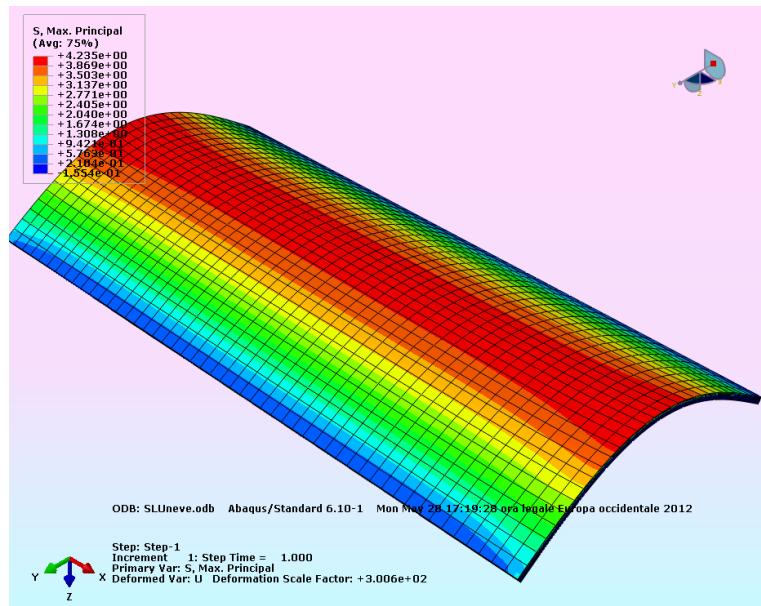


Figura 8.42 Copertura soggetta ad azione della neve (vista capovolta): tensioni allo SLU.

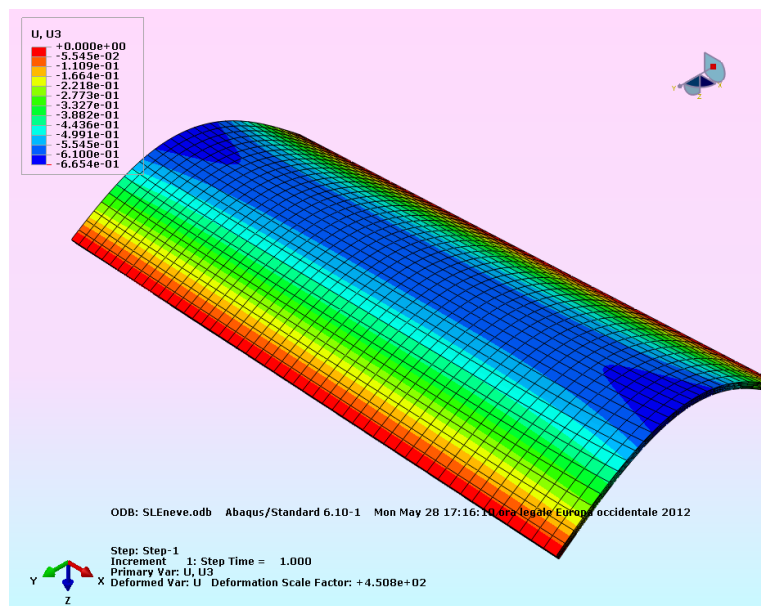


Figura 8.43 Copertura soggetta ad azione della neve (vista capovolta): deformata allo SLE.

Come mostrato dalle figure, il calcolo agli elementi finiti permette di determinare:

$$\sigma_{max} = 4.235 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{max} = 0.665 \text{ mm allo SLE}.$$

8.3.5.4 Confronto

Le tre soluzioni proposte vengono ora confrontate: analogamente alla Tabella 8.7, in Tabella 8.8 sono riportati i valori della massima deflessione e della massima tensione calcolati con i diversi metodi.

Tabella 8.8. Copertura soggetta all'azione della neve: confronto fra varie soluzioni.

METODO	Freccia massima allo SLE	Tensione massima allo SLU
E.E.T. trave, analisi FEM	0.660 mm	4.260 MPa
E.E.T. piastra, analisi FEM	0.661 mm	4.261 MPa
E.E.T. piastra, abachi e tabelle	0.596 mm	4.087 MPa
Elementi finiti 3D	0.665 mm	4.235 MPa

Per la verifica di resistenza della copertura di vetro, si considerano la tensione massima e la deflessione massima ottenuta dall'analisi agli elementi finiti 3D, pari a

$$\sigma_{max}^S = 4.235 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{max}^S = 0.665 \text{ mm allo SLE}.$$

8.3.6 Calcolo di tensioni e deflessione per lastra soggetta all' azione antropica per manutenzione

L'azione di progetto è data dall'azione antropica:

$$F_d = \gamma_Q Q_k = 1.8 \text{ kN},$$

dove

$\gamma_Q=1.5$:fattore parziale per le azioni variabili;

Q_k : azione antropica di manutenzione.

Il carico di progetto allo Stato Limite di Esercizio, per il calcolo della deflessione, è dato da:

$$F_d = Q_k = 1.2 \text{ kN}.$$

Il carico è distribuito su un'impronta $50 \times 50 \text{ mm}$. La condizione più gravosa si verifica quando il carico dovuto all'azione antropica di manutenzione è applicato in corrispondenza della mezzeria del lato corto (non appoggiato) della lastra, come riportato in Figura 8.44.

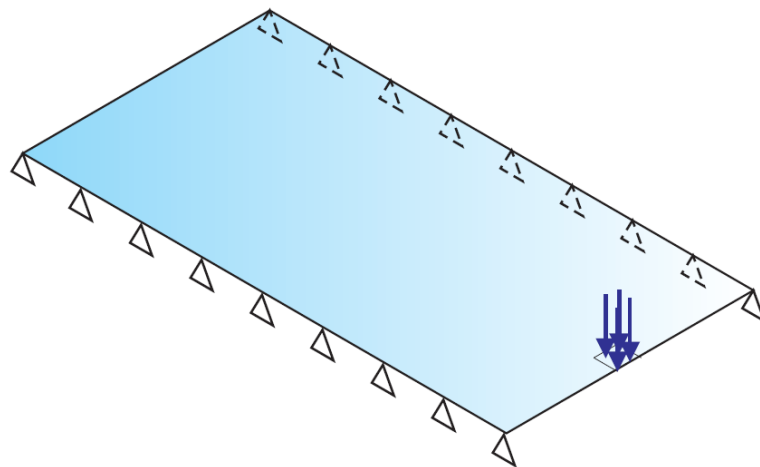


Figura 8.44 Condizioni di vincolo e di carico per l'azione antropica per la manutenzione

Le proprietà dell'intercalare vengono considerate a una temperatura di 30°C, per un tempo di applicazione del carico di 30 secondi. Il modulo a taglio dell'intercalare risulta quindi pari a 120 MPa, così come si suppone dedotto da tabelle fornite da un produttore.

Si ricorda che nel caso di condizioni particolari, come quelle di carico concentrato, il metodo degli spessori effettivi potrebbe portare a risultati non accurati. Pertanto, in questo caso di studio, il problema viene risolto tramite modellazione agli Elementi Finiti, utilizzando il software ABAQUS. La Figura 8.45e la Figura 8.46 riportano le tensioni e la deflessione della lastra.

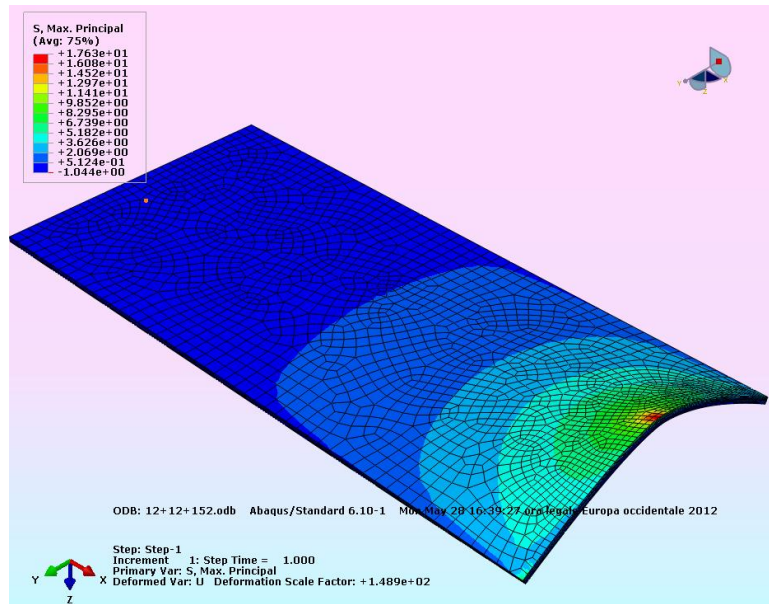


Figura 8.45 Copertura soggetta a peso proprio e carico antropico per manutenzione (vista capovolta): tensioni allo SLU.

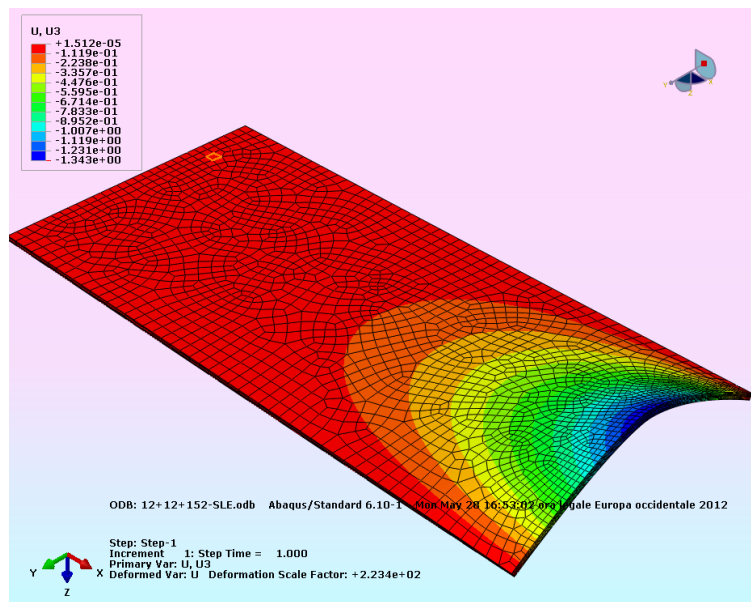


Figura 8.46 Copertura soggetta a peso proprio e carico antropico per manutenzione (vista capovolta): deformata allo SLE.

La lastra di vetro stratificato risulta avere

$$\sigma_{max}^P = 17.63 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{max}^P = 1.343 \text{ mm allo SLE.}$$

8.3.7 Verifica della copertura soggetta alle diverse combinazioni di carico

Per effettuare le verifiche di resistenza, è necessario combinare l'effetto delle diverse azioni, che, come discusso al paragrafo 8.3.3, corrispondono a resistenze di progetto diverse.

L'azione antropica di manutenzione è convenzionale per il calcolo di effetti locali e non è quindi da sovrapporre ad altre azioni, fatta eccezione per il peso proprio. Si rende quindi necessario verificare la resistenza della copertura sotto l'azione di:

- peso proprio e neve;
- peso proprio e azione antropica di manutenzione

In generale, per combinare l'effetto di due, o più, generiche azioni, in un medesimo punto, si può effettuare la verifica secondo l'espressione (7.8). Questa verifica è di tipo puntuale, quindi è necessario considerare le tensioni agenti nella stessa zona di verifica. Nel caso in esame, tutte le azioni considerate causano tensioni massime in corrispondenza della mezzeria del lato corto (non appoggiato): è quindi sufficiente applicare il criterio (7.8) alle tensioni massime valutate per i diversi casi (paragrafi 8.3.4, 8.3.5 e 8.3.6).

Per il calcolo della freccia massima allo Stato Limite di Esercizio, si utilizza semplicemente la sovrapposizione degli effetti: la deflessione in un punto viene valutata come la somma delle deflessioni, in quello stesso punto, dovute alle diverse azioni. Il valore massimo, calcolato tramite la (7.9) deve rientrare nei limiti prescritti dalla Tabella 7.11.

Nel caso in esame, la freccia massima dovuta ad ogni azione si ha in corrispondenza della mezzeria del lato non appoggiato, quindi per calcolare la deflessione massima è sufficiente sommare i valori ricavati ai paragrafi 8.3.4, 8.3.5 e 8.3.6.

8.3.7.1 Verifica della copertura soggetta a peso proprio e carico neve

Si esegue la verifica in corrispondenza della mezzeria del lato corto. Applicando il criterio (7.8), si ottiene

$$\frac{\sigma_{max}^G}{f_{g;d}^G} + \frac{\sigma_{max}^S}{f_{g;d}^S} = \frac{2.547}{23.20} + \frac{4.235}{25.00} = 0.110 + 0.169 \leq 1.$$

La condizione di resistenza è verificata.

La freccia massima è data dalla (7.9):

$$w_{max} = w_{max}^G + w_{max}^S = 0.737 + 0.665 = 1.402 < \frac{1}{100} L_{inf} = 14 \text{ mm.}$$

8.3.7.2 Verifica della copertura soggetta al peso proprio e all'azione antropica di manutenzione

Applicando il criterio (7.8), si ottiene

$$\frac{\sigma_{max}^G}{f_{g;d}^G} + \frac{\sigma_{max}^P}{f_{g;d}^P} = \frac{2.547}{23.20} + \frac{17.63}{32.56} = 0.110 + 0.542 \leq 1.$$

La condizione di resistenza è verificata. È evidente che il carico più gravoso è quello dovuto all'azione antropica di manutenzione.

La freccia massima è data dalla (7.9):

$$w_{max} = w_{max}^G + w_{max}^S = 0.737 + 1.343 = 2.080 < \frac{1}{100} L_{inf} = 14 \text{ mm.}$$

8.3.8 Verifica del comportamento post-rottura

Come descritto nel Capitolo 3.1, nell'approccio *fail safe* si deve prevedere che, a causa di un evento imponderabile, alcuni componenti di vetro si possano frammentare del tutto o in parte. Si rende quindi necessario verificare che, anche in questa condizione limite, l'elemento possa conservare una capacità portante sufficiente per far fronte ai carichi permanenti, portanti e portati, nonché a una aliquota dei carichi variabili che venga stimata congrua per le condizioni di esercizio, evitando cadute pericolose di materiale.

Si dovrà quindi verificare il comportamento post-rottura della copertura di vetro sotto l'azione della neve e del peso proprio, tralasciando gli effetti del carico di manutenzione. Si ritiene infatti che, in presenza di danneggiamento della copertura, non si effettuino azioni di manutenzione senza prima aver messo in sicurezza la copertura stessa, e che comunque durante l'operazione di manutenzione l'operatore sia fornito di idonea imbracatura atta a proteggerlo da eventuali cadute.

Per quanto riguarda la verifica di deformabilità, nella fase post-rottura si dovrà verificare che la deformazione dell'elemento sia compatibile con la concezione e conformazione dei vincoli, evitando ad esempio il distacco dagli afferraggi.

La fase alla quale si fa riferimento nella verifica di questo caso specifico è la fase II (Sezione 6.5.3), con una delle due lastre di vetro rotta, e quindi con un'unica lastra integra di spessore 12 mm.

Nel caso in cui la rottura sia dovuta al sovraccarico, sarà la lastra inferiore di vetro indurito, meno resistente, ad essere danneggiata: il carico dovuto all'azione della neve e al peso proprio sarà quindi interamente portato dalla sola lastra superiore temperata. Esiste però anche la possibilità che sia la lastra di vetro temperato a rompersi, a causa ad esempio di inclusioni di solfuro di nichel, che possono provocare la rottura spontanea del vetro temperato anche tempo dopo la sua installazione. È evidente che in questo secondo caso, nella fase II si avrà la sola lastra di vetro indurito. Questa seconda condizione è più gravosa della prima, e sarà quindi oggetto delle verifiche post-rottura.

Seguendo il Paragrafo 3.2.2, per le verifiche post-rottura per gli elementi di seconda classe, si fa riferimento ad una vita nominale convenzionalmente assunta pari a 10 anni. Si rende quindi necessario riscalfare l'azione della neve per adattarla al variare del periodo di ritorno. La relazione (4.33) permette di determinare il carico q_{sn} della neve riferito ad un periodo di ritorno di n anni tramite l'espressione

$$q_{sn} = q_{sk} \left\{ \frac{1 - V \frac{\sqrt{6}}{\pi} \left[\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0.57722 \right]}{(1 + 2.5923V)} \right\},$$

dove:

- q_{sk} valore caratteristico del carico neve al suolo (con un periodo di ritorno di 50 anni);
- P_n probabilità annuale di superamento (approssimativamente equivalente a $1/n$, dove n è il corrispondente intervallo di ritorno, espresso in anni);
- V coefficiente di variazione della serie dei massimi annuali del carico della neve.

In mancanza di indicazioni più precise, si sceglie per il coefficiente V , in vantaggio di sicurezza, il valore 0.6 relativo alle condizioni più gravose.

Si ottiene quindi, per un periodo $n=10$ anni,

$$q_{sn} / q_{sk} = 0.698.$$

Di conseguenza il carico di progetto per il periodo di ritorno di 10 anni risulta pari a

$$q_{s,10} = 0.698 \times 1.2 \text{ kN/m}^2 = 0.837 \text{ kN/m}^2.$$

La resistenza di progetto del vetro, a causa delle diverse durate di applicazione dei carichi, assume valori diversi nei riguardi delle diverse azioni. Le resistenze di progetto sono le medesime calcolate al Paragrafo 8.3.3. Per il calcolo delle sollecitazioni, si utilizzano le relazioni relative al comportamento a piastra della copertura (ovvero non si trascura l'effetto di bordo).

Nel seguito, l'apice $p-r$ indica tensioni e deflessioni relative al comportamento post-rottura.

8.3.8.1 Verifica della lastra soggetta al peso proprio

L'azione di progetto per lo Stato Limite Ultimo è data da

$$F_d = \gamma_G G = 0.806 \text{ kN/m}^2$$

dove $\gamma_G = 1.3$ è il fattore parziale per le azioni permanenti, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali; (Tabella 7.2).

Per il calcolo delle deflessioni, allo Stato Limite di Esercizio, si considera

$$F_d = G = 0.62 \text{ kN/m}^2.$$

Per una piastra di vetro monolitico di spessore 12 mm, soggetta ai carichi succitati, si ha:

$$\sigma_{max}^{G,p-r} = 8.938 \text{ MPa allo SLU};$$

$$w_{max}^{G,p-r} = 3.251 \text{ mm allo SLS}.$$

8.3.8.2 Verifica della lastra soggetta all'azione della neve

Per le verifiche di resistenza allo Stato Limite di Collasso (post-rottura), si considera un'azione di progetto pari a

$$F_d = \gamma_Q q_{sn} = 1.256 \text{ kN/m}^2,$$

dove:

$\gamma_Q = 1.5$ fattore parziale per le azioni variabili, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali;

q_{sn} azione della neve.

Per una piastra di vetro monolitico di spessore 12 mm, l'analisi FEM permette di determinare la massima tensione, pari a

$$\sigma_{max}^{S,p-r} = 13.37 \text{ MPa}.$$

La verifica della copertura soggetta alla combinazione delle due azioni viene effettuata secondo il criterio (7.8), ovvero

$$\frac{\sigma_{max}^{G,p-r}}{f_{g;d}^{G,t}} + \frac{\sigma_{max}^{S,p-r}}{f_{g;d}^{S,t}} = \frac{8.938}{23.20} + \frac{13.37}{25} = .385 + .535 = 0.920 \leq 1$$

La condizione di resistenza è quindi verificata.

8.4 Verifica di un parapetto incastrato alla base

Questo esempio riguarda la verifica di un parapetto di vetro stratificato, la cui geometria è mostrata in Figura 8.47. Si assume che questo faccia parte di un edificio comune (categoria 4 in Tabella 3.10), la cui vita di progetto è pari a 50 anni. Si ipotizza che il parapetto sia costituito da moduli af-

fiancati secondo la disposizione indicata in Figura 8.47. Per semplicità di calcolo, l'altezza del parapetto è convenzionalmente qui supposta di 1 m, ricordando che altre normative specifiche possono prescrivere altezze diverse.

Per quanto indicato al paragrafo 4.3.2, per questo elemento strutturale è necessario eseguire anche delle verifiche allo stato limite di collasso, volte a garantire che l'elemento strutturale, anche parzialmente rotto, sia in grado di sopportare i carichi variabili di natura antropica riportati in Tabella 4.2 e le altre azioni variabili riferite ad un periodo di ritorno pari a 10 anni.

I carichi agenti sull'elemento strutturale sono il peso proprio, l'azione del vento, l'azione sismica e la spinta della folla. Dato che l'elemento è verticale, il peso proprio produce solo delle lievi compressioni nella lastra, che costituiscono un contributo benefico in quanto diminuiscono le massime tensioni di trazione nel vetro, ma sono comunque trascurabili. Per quanto riguarda l'azione del vento, questa si considera come già illustrato nei casi precedenti; tale azione risulta comunque preponderante rispetto all'azione sismica data l'entità delle masse in giuoco. A puro titolo di esempio illustrativo della procedura di calcolo, le verifiche riguarderanno la sola azione orizzontale dovuta alla spinta della folla, che rappresenta di gran lunga l'azione più gravosa.

Sebbene la vita nominale si assuma pari a 50 anni per le verifiche pre-rottura e a 10 anni per le verifiche post-rottura (v. paragrafo 3.2.2), per questo particolare tipo di azione (spinta della folla), in vantaggio di sicurezza il carico per le verifiche post-rottura non verrà riscalato in base al periodo di ritorno. Le verifiche più restrittive risulteranno quindi essere quelle allo SLC.

In particolare, si prenderanno in esame varie soluzioni alternative per il pacchetto stratificato, in modo da illustrare le conseguenze a livello progettuale conseguenti alle regole presentate nel documento. Considerando gli spessori minimi richiesti per ogni situazione, si potrà infatti giudicare quale soluzione progettuale risulta essere la più competitiva. Verrà inoltre preso in considerazione il comportamento del parapetto nel caso in cui, in corrispondenza del bordo superiore, venga inserito un corrimano continuo che colleghi tra loro pannelli adiacenti, in modo da realizzare ridondanza di sistema (si veda il par. 3.1.3.2).

Al fine di mostrare le diverse possibilità costruttive, verranno prese in considerazione diverse ipotesi:

- Parapetto in classe prima. Si ipotizza che siano presenti strutture di contenimento che svolgano la funzione di presidio anti caduta; in questo caso il parapetto può essere pensato di classe 1 per le verifiche allo SLU e di classe 0 per le verifiche allo SLS. Verrà progettato un parapetto composto da uno stratificato con due lastre di vetro. (Capitolo 8.4.3)
- Parapetto in classe seconda. Si ipotizza che non siano presenti altre strutture di contenimento che svolgano la funzione di presidio anti caduta, e che pertanto sia demandato al vetro di sopportare la spinta orizzontale antropica. L'elemento strutturale è quindi di classe 2 (vedi Tabella 3.9) per quanto riguarda lo SLU. Supponendo che il collasso del parapetto non implichi conseguenze di livello alto, la struttura si potrà considerare in classe 1 per quanto riguarda lo SLC. Il parapetto verrà dapprima progettato come composto da due lastre di vetro (Capitolo 8.4.4); in seguito verranno proposte due differenti soluzioni: parapetto composto da tre lastre (Capitolo 8.4.4.1) e parapetto composto da due lastre, con corrimano di ripartizione (Capitolo 8.4.4.2).

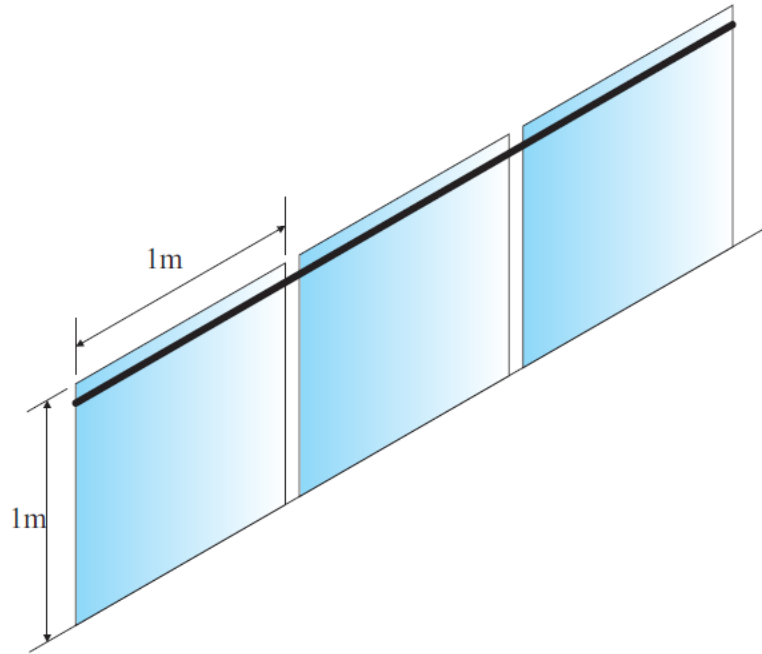


Figura 8.47. Rappresentazione schematica del parapetto oggetto di analisi.

8.4.1 Analisi dei carichi

Si considera convenzionalmente l'elemento sollecitato da carico distribuito su una linea orizzontale in corrispondenza del bordo della lastra pari a

$$H_k = 1 \text{ kN/m} .$$

Ci si limiterà in questo capitolo alla verifica nei confronti di questa sola azione orizzontale; le verifiche nei confronti degli altri carichi orizzontali indicati nella Tabella 4.2 (carichi orizzontali distribuiti su tutta la lastra e carichi concentrati) si svolgono in modo del tutto analogo. Si ricorda che ai sensi delle [NTC2008] le azioni orizzontali di progetto non devono essere considerate concomitanti con le altre azioni, ad eccezione dei carichi permanenti portanti e portanti.

Le azioni orizzontali si considerano essere quelle di picco, applicate per un intervallo temporale convenzionale pari a 30 s, secondo quanto indicato nella Tabella 4.18.

Per questo tipo di strutture, così come indicato nella Sezione 4.3.2, la capacità portante nei confronti delle azioni orizzontali deve anche essere garantita in caso di rottura accidentale di una o più parti del vetro, e specificatamente nel caso di rottura di uno degli strati componenti il vetro laminato. Le verifiche di gran lunga più cogenti riguarderanno quindi lo SLC.

La deformata della lastra è pressoché cilindrica; è quindi possibile, in prima approssimazione, considerare, per il calcolo delle sollecitazioni, un comportamento a trave.

8.4.2 Resistenza di progetto

Come si è detto, per l'elemento strutturale in esame è necessario effettuare le verifiche allo stato limite di esercizio (SLE), allo stato limite ultimo (SLU) e allo stato limite di collasso (SLC), come indicato in tabella 7.1. Di seguito si determinano i limiti di progetto da utilizzare in tali verifiche.

Verifiche allo stato limite ultimo (SLU)

I vetri che compongono il pacchetto stratificato si ipotizzano essere termicamente induriti. Le tensioni massime di trazione indotte dalle azioni di progetto devono essere inferiori alla resistenza a trazione per flessione del vetro calcolata attraverso la (7.5) come segue

$$f_{g;d} = \frac{k_{mod} k_{ed} k_{sf} \lambda_{gA} f_{g;k}}{R_M \gamma_M} + \frac{k'_{ed} k_v (f_{b;k} - f_{g;k})}{R_{M,v} \gamma_{M,v}}$$

Oltre al peso proprio, che ha durata pari alla vita nominale della struttura, nel caso in esame si hanno delle azioni di progetto che per la verifica in esame hanno durata nominale pari a 30 s, al quale corrisponde il valore di $k_{mod} = 0.78$ (Tabella 2.2).

Per gli altri coefficienti presenti nella (7.5) si pone

k_{ed}	coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori. Nel caso di piastre inflesse da carichi ortogonali al piano medio si ha $k_{ed} = 1$;
$k_{sf} = 1$	coefficiente per il profilo superficiale del vetro senza trattamenti superficiali (Tabella 7.4)
$f_{g;k} = 45$ MPa	resistenza caratteristica nominale del vetro float (Tabella 7.7);
$\gamma_M = 2.50$	coefficiente parziale del vetro float (Tabella 7.9);
k'_{ed}	coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori, nel caso di piastre inflesse da carichi ortogonali al piano medio si ha $k'_{ed} = 1$;
$k_v = 1$	coefficiente per lastre con indurimento termico orizzontale (Tabella 7.8);
$f_{b;k} = 70$ MPa	resistenza caratteristica nominale del vetro float indurito termicamente (Tabella 7.7);
$\gamma_{M,v} = 1.35$	coefficiente parziale per il vetro sottoposto a trattamenti termici di indurimento (Tabella 7.9);
$\lambda_{gA} = 1$	fattore riduttivo della tensione resistente, calcolato tramite la (7.6). Si ha: $\lambda_{gA} = \left(\frac{0.24 \text{ m}^2}{0.019 \times 1 \text{ m}^2} \right)^{1/7} = 1.437 > 1 \Rightarrow \lambda_{gA} = 1,$ per lastra rettangolare incastrata in un bordo; carico distribuito su una linea parallela al bordo incastrato.
λ_{gl}	fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo, nel caso di piastre inflesse da carichi ortogonali al piano medio si ha $\lambda_{gl} = 1$.

I fattori riduttivi dei coefficienti parziali R_M e $R_{M,v}$ (Tabella 7.10) valgono:

- $R_M = 0.7$, $R_{M,v} = 0.9$ per verifiche in prima classe;
- $R_M = 1$, $R_{M,v} = 1$ per verifiche in seconda classe.

Utilizzando i precedenti valori si ottiene quindi la tensione di progetto per verifiche in prossimità del bordo incastrato per azioni antropiche orizzontali, che risulta essere pari a

$f_{g;d} = 40.63$ MPa per verifiche in prima classe;

$f_{g;d} = 32.56$ MPa per verifiche in seconda classe.

Per quanto riguarda l'intercalare polimerico utilizzato nel processo di laminazione, si suppone che questo sia un PVB per il quale il produttore, per una temperatura di progetto assunta pari a 30°C e

per una durata caratteristica delle azioni pari a 30 secondi, abbia garantito un valore del modulo a taglio $G = 0.8$ MPa. Per quanto riguarda il coefficiente di Poisson, si assume $\nu = 0.50$.

Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

È necessario verificare che lo spostamento massimo indotto dalle azioni di progetto sia inferiore al minimo tra 25 mm e 1/50 dell'altezza del parapetto (Tabella 7.13). Per il caso in esame lo spostamento limite è pari a:

$$w_{lim} = 1000 \text{ mm}/50 = 20 \text{ mm.}$$

8.4.3 Ipotesi 1. Parapetto con presidio anticaduta

In questo caso, il parapetto (in classe 1) non necessita di verifiche post rottura (allo SLC), come indicato dalla Tabella 3.9.

La progettazione va quindi riferita ai requisiti allo SLE e allo SLU.

Si considera la possibilità di utilizzare un vetro stratificato composto da due lastre di uguale spessore, con un intercalare di PVB da 0.76 mm.

Considerando la lastra come una trave, il momento massimo alla base, tenendo conto del coefficiente $\gamma_Q = 1.5$, risulta essere

$$M_{max} = 1 \text{ kNm allo SLE;}$$

$$M_{max} = 1.5 \text{ kNm allo SLU.}$$

Tenendo conto del valore della resistenza pari a 40.63 MPa, si ottiene un modulo di resistenza minimo pari a $W_{min} = \frac{M_{max}}{f_{g;d}} = 36919 \text{ mm}^3$, a cui corrisponde uno spessore minimo del vetro pari a

14.88 mm.

Si sceglie quindi di utilizzare un pacchetto stratificato 8.8.2, ovvero composto da due lastre di vetro di 8 mm di spessore, con un intercalare di PVB di spessore 0.76 mm. In questo caso, utilizzando il metodo EET (Capitolo 6.3.3.1.5) si ha

$\Psi = \frac{5}{2l^2} = 2.5 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2}$ (da Tabella 6.3), che permette di calcolare il coefficiente di trasferimento del taglio

$$\eta_{1D;2} = \frac{1}{1 + \frac{Eh_{int} J_{abs}}{G_{int} b J_{full}} A^* \Psi} = 0.8736,$$

e di conseguenza,

$$\hat{h}_w = 14.792 \text{ mm;}$$

$$\hat{h}_{1;\sigma} = \hat{h}_{2;\sigma} = 15.622 \text{ mm.}$$

Verifica allo SLU

Dato $\hat{h}_{1;\sigma} = \hat{h}_{2;\sigma} = 15.622 \text{ mm}$, si può calcolare la massima tensione di trazione (uguale per ognuna delle due lastre di vetro), che risulta pari a

$$\sigma_{\max} = \frac{6M_{\max}}{\hat{h}_{1;\sigma}^2 b} = 36.88 \text{ MPa} \leq f_{g;d} = 40.63 \text{ MPa}.$$

Verifica allo SLE

La verifica viene effettuata considerando l'azione H_k non maggiorata del coefficiente γ_Q . La corrispondente freccia massima vale

$$w_{\max} = \frac{H_k l^3}{3E \frac{\hat{h}_w^3 b}{12}} = 17.65 \text{ mm} \leq w_{\lim} = 20 \text{ mm}$$

8.4.4 Ipotesi 2. Parapetto senza presidio anticaduta

In questo caso, essendo l'elemento in classe 2, la resistenza di progetto è $f_{g;d} = 32.56 \text{ MPa}$.

Tenendo conto di questo valore della resistenza, si ottiene un modulo di resistenza minimo pari a

$$W_{\min} = \frac{M_{\max}}{f_{g;d}} = 46069 \text{ mm}^3, \text{ a cui corrisponde uno spessore minimo del vetro pari a } 16.62 \text{ mm}.$$

Si sceglie quindi di utilizzare un pacchetto stratificato composto da due lastre di vetro di 10 mm di spessore, con un intercalare di PVB di spessore 0.76 mm. In questo caso, utilizzando il metodo EET (Capitolo 6.3.3.1.5) si ha

$$\Psi = \frac{5}{2l^2} = 2.5 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2}; \quad \eta_{1D;2} = \frac{1}{1 + \frac{Eh_{\text{int}} J_{\text{abs}} A^* \Psi}{G_{\text{int}} b J_{\text{full}}}} = 0.8736;$$

$$\hat{h}_w = 17.960 \text{ mm};$$

$$\hat{h}_{1;\sigma} = \hat{h}_{2;\sigma} = 19.103 \text{ mm}.$$

Verifica allo SLU

Dato $\hat{h}_{1;\sigma} = \hat{h}_{2;\sigma} = 19.103 \text{ mm}$, si può calcolare la massima tensione di trazione (uguale per ognuna delle due lastre di vetro), che risulta pari a

$$\sigma_{\max} = \frac{6M_{\max}}{\hat{h}_{1;\sigma}^2 b} = 24.66 \text{ MPa} \leq f_{g;d} = 32.55 \text{ MPa}.$$

Verifica allo SLE

La verifica viene effettuata considerando l'azione H_k non maggiorata del coefficiente γ_Q . La corrispondente freccia massima vale

$$w_{\max} = \frac{H_k l^3}{3E \frac{\hat{h}_w^3 b}{12}} = 9.86 \text{ mm} \leq w_{\lim} = 20 \text{ mm}$$

Verifica allo SLC

In condizioni post-rottura, è necessario effettuare la verifica di resistenza per la sola lastra rimanente, di spessore 10 mm. La resistenza di progetto vale $f_{g;d} = 40.63 \text{ MPa}$. La massima tensione di risulta pari a

$$\sigma_{\max} = \frac{6M_{\max}}{10^2 b} = 90 \text{ MPa} > f_{g;d} = 40.63 \text{ MPa}. \text{ La verifica allo SLC } \underline{\text{non}} \text{ è soddisfatta.}$$

Anche scegliendo di aumentare gli spessori delle lastre al massimo consentito per il vetro indurito, cioè 12 mm, si avrebbe

$$\sigma_{\max} = \frac{6M_{\max}}{12^2 b} = 62.5 \text{ MPa} > f_{g;d} = 40.63 \text{ MPa}. \text{ La verifica allo SLC } \underline{\text{non}} \text{ è soddisfatta.}$$

Non è quindi possibile realizzare il parapetto composto di due lastre di vetro indurito. Si ricorda che è in ogni caso sconsigliabile realizzare parapetti con vetri temperati in quanto questi, in caso di crisi, si frammentano completamente in minuscoli pezzi con ovvio annullamento catastrofico della rigidità. Il vetro indurito, che si rompe in frammenti di dimensioni più grandi, rappresenta in ogni caso una scelta obbligata.

Le possibili alternative per ovviare all'impossibilità di utilizzare stratificati con solo due lastre di vetro indurito sono:

- realizzare il parapetto utilizzando un pacchetto stratificato composto da tre lastre di vetro (Capitolo 8.4.4.1);
- utilizzare un corrimano che consenta di ripartire i carichi tra lastre adiacenti (Capitolo 8.4.4.2).

In entrambi i casi, la verifica più restrittiva è quella allo Stato Limite di Collasso.

8.4.4.1 Soluzione A. Pannello stratificato composto da tre lastre di vetro

Si consideri un vetro stratificato composto da tre lastre di uguale spessore, con intercalari in PVB da 0.76 mm di spessore.

Verifica allo SLC

Considerando la possibilità di rottura di una lastra, la verifica si effettua per un laminato composto da due lastre di vetro. In fase di predimensionamento, tenendo conto del momento massimo alla base e del modulo minimo di resistenza, si ottiene un modulo di resistenza minimo pari a

$$W_{\min} = \frac{M_{\max}}{f_{g;d}} = 36918 \text{ mm}^3, \text{ a cui corrisponde uno spessore minimo del vetro (in termini di tensione) pari a } 14.88 \text{ mm}.$$

Si considera quindi, in fase post-rottura, un pacchetto stratificato composto da due strati di vetro da 8 mm l'uno. Lo spessore efficace per il calcolo delle tensioni viene effettuato tramite il metodo "Enhanced Effective Thickness" che fornisce

$$\hat{h}_{1;\sigma} = \hat{h}_{2;\sigma} = 15.62 \text{ mm}.$$

La massima tensione di trazione (uguale per ognuna delle due lastre di vetro) risulta pari a

$$\sigma_{\max} = \frac{6M_{\max}}{\hat{h}_{1;\sigma}^2 b} = 36.88 \text{ MPa} \leq f_{g;d} = 40.63 \text{ MPa}.$$

Verifica allo SLU

La verifica va effettuata prendendo in considerazione la lastra integra, composta da tre lastre di 8 mm l'una. Il modello Enhanced Effective Thickness permette di calcolare gli spessori effettivi per i multilaminati; nel caso in esame si ha

$$\eta_{1D;2} = 0.921 \text{ dalla (6.51); per le lastre esterne più sollecitate } \hat{h}_\sigma = 22.50 \text{ mm.}$$

La massima tensione di trazione vale quindi

$$\sigma_{\max} = \frac{6M_{\max}}{\hat{h}_\sigma^2 b} = 17.78 \text{ MPa} \leq f_{g;d} = 32.56 \text{ MPa} .$$

Verifica allo SLE

La verifica viene effettuata sul pacchetto stratificato integro, composto di tre strati di vetro da 10 mm l'uno, considerando l'azione H_k non maggiorata del coefficiente γ_Q . Secondo il metodo Enhanced Effective Thickness, lo spessore effettivo per il calcolo delle deformazioni vale $\hat{h}_w = 19.88$ mm; la corrispondente freccia massima risulta essere

$$w_{\max} = \frac{H_k l^3}{3E \frac{\hat{h}_w^3 b}{12}} = 7.27 \text{ mm} \leq w_{\lim} = 20 \text{ mm} .$$

8.4.4.2 Soluzione B. Pannello stratificato composto da due lastre di vetro, con corrimano di ripartizione

Si considera ancora la possibilità di utilizzare pannelli stratificati composti da due lastre di uguale spessore, ma in questo caso sul bordo superiore dei vetri viene inserito un corrimano metallico sufficientemente rigido, adatto a svolgere funzione di ripartizione dei carichi. In particolare, il corrimano continuo collega fra loro i vari pannelli che compongono il parapetto; nel caso di rottura di una delle lastre, si suppone che il corrimano sia in grado di trasferire una parte delle azioni agenti sul pannello danneggiato sui due pannelli limitrofi. In questo modo si raggiunge la cosiddetta ridondanza di sistema, discussa nel paragrafo 3.1.3.2.

Si ipotizza di utilizzare un pacchetto stratificato composto di due lastre di spessore 10 mm, unite da un intercalare in PVB di 0.76 mm.

Si suppone inoltre che il carico che agisce sulle tre lastre si trasferisca fra i vari pannelli proporzionalmente alla loro rigidità, quindi proporzionalmente al cubo degli spessori. Per i pannelli integri, si può calcolare la rigidità in base allo spessore effettivo per il calcolo delle deformazioni che, utilizzando il metodo "Enhanced Effective Thickness" nel caso di pacchetto 10.10.2, vale $\hat{h}_w = 17.960$ m.

Si ha inoltre uno spessore effettivo per il calcolo delle tensioni di

$$\hat{h}_{1,\sigma} = \hat{h}_{2,\sigma} = 19.103 \text{ mm} .$$

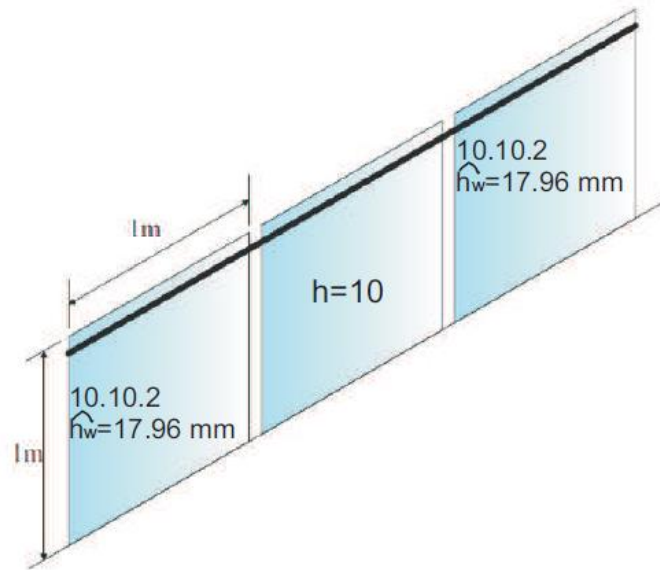


Figura 8.48. Parapetto con lastra danneggiata, con corrimano di ripartizione che distribuisce i carichi sulle lastre adiacenti

I momenti agenti sulla lastra interna e su quelle esterne sono quindi, rispettivamente,

$$M_{\text{int}} = 3 \cdot \frac{10^3}{10^3 + 2 \cdot 17.960^3} \cdot 1.5 \cdot 10^6 = 0.358 \cdot 10^6 \text{ Nm},$$

$$M_{\text{ext}} = 3 \cdot \frac{17.960^3}{10^3 + 2 \cdot 17.960^3} \cdot 1.5 \cdot 10^6 = 2.071 \cdot 10^6 \text{ Nm}.$$

Verifica allo SLC

Sulla lastra interna per effetto del momento flettente M_{int} , si ha, una tensione massima pari a

$$\sigma_{\text{max;int}} = \frac{6M_{\text{int}}}{10^2 b} = 21.45 \text{ MPa} < f_{g;d} = 40.63 \text{ MPa}.$$

Analogamente, sulla lastra interna la tensione massima vale

$$\sigma_{\text{max;ext}} = \frac{6M_{\text{ext}}}{19.103^2 b} = 34.05 \text{ MPa} < f_{g;d} = 40.63 \text{ MPa}.$$

Verifica allo SLU

Su ogni lastra si ha una tensione massima dell'ordine di

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{6M}{19.103^2 b} = 24.66 \text{ MPa} < f_{g;d} = 32.56 \text{ MPa}.$$

Verifica allo SLE

La verifica viene effettuata sul pacchetto stratificato integro, composto di due strati di vetro da 10 mm l'uno, considerando l'azione H_k non maggiorata del coefficiente γ_Q .

La freccia massima corrispondente allo spessore effettivo per il calcolo delle deformazioni $\hat{h}_w = 17.960 \text{ mm}$ vale

$$w_{\max} = \frac{H_k l^3}{3E \frac{\hat{h}_w^3 b}{12}} = 9.86 \text{ mm} \leq w_{\lim} = 20 \text{ mm}.$$

8.4.5 Considerazioni conclusive

Dall'esempio appena esposto emerge l'importanza della fase post-rottura nel dimensionamento dei vetri stratificati. In generale, è sempre necessario assumere che vi possa essere la rottura prematura di un vetro, ad esempio per un difetto interno.

In generale, componenti stratificati composti da tre lastre di vetro comportano spessori minori rispetto a stratificati con due sole lastre. Infatti, nel caso di rottura di un vetro, la riduzione percentuale di capacità portante sarà di circa il 33% nel caso di un triplo vetro, di circa il 50% nel caso di doppio vetro. Lo stratificato con tre lastre consente quindi di ottenere buoni risultati in termini di "ridondanza di sezione", così come ricordato nel par.3.1.3.1.

Per evitare spessori eccessivi dei vetri, è poi buona norma ricorrere a dispositivi di ripartizione (il corrimano nell'esempio appena esposto) che permettano la collaborazione di più componenti nel caso di crisi di uno di essi. Si ottiene in questo caso una ridondanza di sistema, così come descritto nel par. 3.1.3.2. Si ricorda che, per semplicità, nell'esempio sopra esposto il corrimano è considerato rigido. Mettendo in conto la deformabilità del corrimano, cambia la ripartizione dei carichi fra i pannelli, specialmente nel caso in cui i carichi non siano uniformemente distribuiti.

8.5 Travi e solai di vetro

Travi portanti di vetro sono in genere realizzate in modo tale che il piano di inflessione sia parallelo al piano medio della lastra (Figura 8.49). La sollecitazione può essere calcolata con la teoria delle lastre in stati piani generalizzati di tensione o, in caso di elementi snelli, con la teoria delle travi. In ogni caso, la flessione comporta una sollecitazione di trazione lungo il bordo dell'elemento strutturale. Per questo motivo, l'effettiva resistenza a flessione della trave è condizionata in modo determinante dal tipo di lavorazione del bordo-lastra, perché lungo i bordi si concentrano i microdifetti, e qui la resistenza è solitamente inferiore a quella riscontrabile sulle facce. Le finiture del bordo a filo tondo lucido sono quelle da preferire, perché è per queste che risulta più alta la resistenza. Nell'esempio si considerano travi con bordo molato.

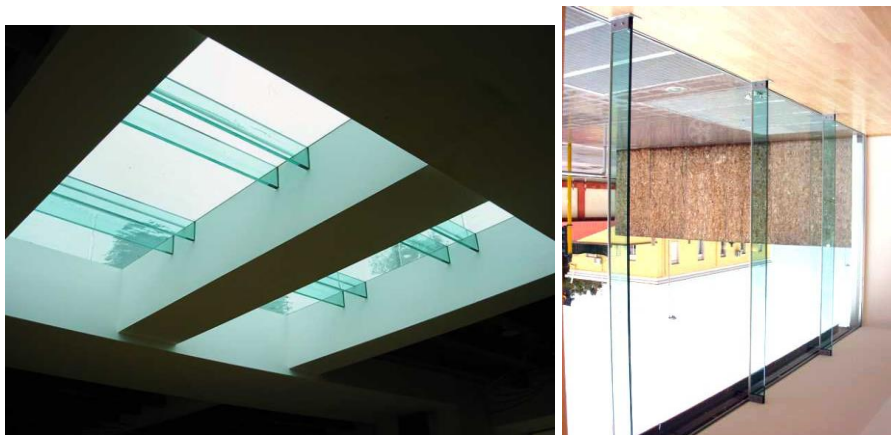


Figura 8.49. Esempi di travi di vetro, usate a sostegno di un solaio o come pinne.

Data la mancanza di duttilità nel vetro, che non consente la redistribuzione plastica delle sollecitazioni, è preferibile utilizzare schemi statici isostatici. Quello più usato è ovviamente lo schema di

trave semplicemente appoggiata. Gli appoggi possono essere realizzati inserendo le travi in apposite scarpe metalliche, con opportuna interposizione di uno strato sofficе che, assicurando una ripartizione uniforme della sollecitazione e delle tensioni sulle relative superfici di contatto, consenta di evitare concentrazioni di tensione (Figura 8.50). Siffatti vincoli riducono anche i rischi di instabilità flessione-torsionale della trave.

Per migliorare il comportamento a flessione del vetro è utile rinforzare il bordo della lastra connettendolo a materiali dotati di una maggiore duttilità. Si possono realizzare sistemi compositi il cui comportamento dipende dalle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati e dalla loro effettiva collaborazione strutturale. Tra le soluzioni ad oggi studiate si possono citare le travi rinforzate all'intradosso con profili in acciaio o polimeri rinforzati con fibre d'acciaio o di carbonio.



Figura 8.50. Particolare di estremità di travi inserite in apposite scarpe metalliche.

L'esempio proposto (Figura 8.51) è quello di un solaio di vetro sorretto da travi per un ambiente non suscettibile di affollamento, delle dimensioni in pianta di 4×5 m. Le travi, di vetro stratificato, hanno lunghezza 4000 mm, altezza pari a 350 mm e sono poste ad un interasse di 1000 mm. Il pacchetto viene realizzato con quattro lastre di vetro indurito termicamente con bordo filo lucido, ciascuna dello spessore di 10 mm, solidarizzate con intercalari in PVB (Figura 8.52). La presenza dell'intercalare garantisce un miglior comportamento post rottura, trattiene i frammenti, limita la dimensione ed il propagarsi delle fessure e fornisce una capacità portante residua. Lo schema statico è di trave semplicemente appoggiata. Il solaio viene realizzato con vetro stratificato costituito da 3 strati di vetro temperato-indurito-temperato ciascuno dello spessore di 12 mm. Per garantire la ridondanza di sezione, si deve prevedere che uno degli elementi che compongono il pacchetto stratificato si possa danneggiare (paragrafo 3.1.3.1).

Travi e solaio sono classificati come elementi di seconda classe (Tabella 3.9). In generale per il solaio e per le travi è necessario effettuare le verifiche allo stato limite di esercizio (SLE), allo stato limite ultimo (SLU) e allo stato limite di collasso (SLC), in cui si considera la possibilità di rottura di una lastra (Tabella 3.8). Poiché, nel caso in esame, i carichi agenti sono gli stessi per lo SLU e per lo SLC, le verifiche più cogenti riguardano lo SLC, e pertanto si può omettere la verifica allo SLU perché soddisfatta a maggior ragione.

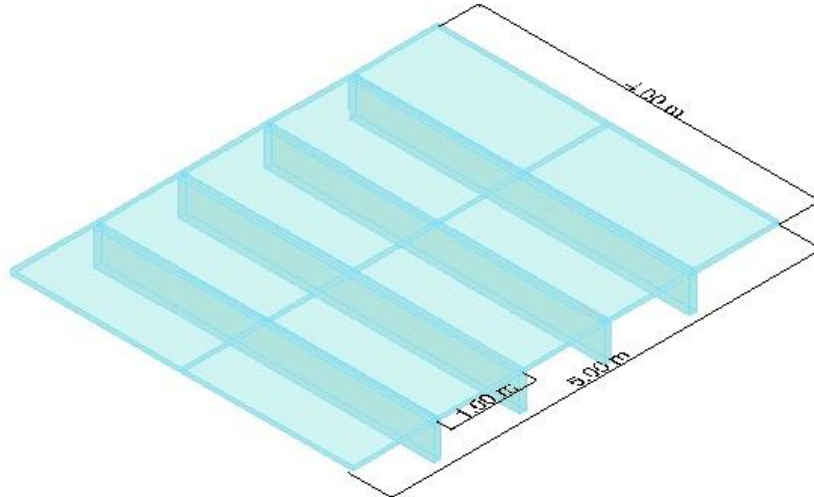


Figura 8.51. Impalcato con travi e solaio di vetro.

8.5.1 Trave appoggiata, soggetta al peso proprio, ai carichi permanenti e all'azione antropica

La trave, della lunghezza di 4000 mm, è costituita da 4 lastre (ciascuna dello spessore 10 mm) di vetro indurito termicamente, accoppiate verticalmente con intercalari in PVB di spessore 0.76 mm. La geometria del pacchetto stratificato è riportata in Figura 8.52. In base alla configurazione di progetto, il piano di sollecitazione è parallelo al piano delle lastre. Pertanto nel calcolo a flessione la sezione può essere trattata come omogenea e monolitica della dimensione di 40x350 mm, prescindendo dalla presenza del PVB, il cui contributo è sicuramente trascurabile.

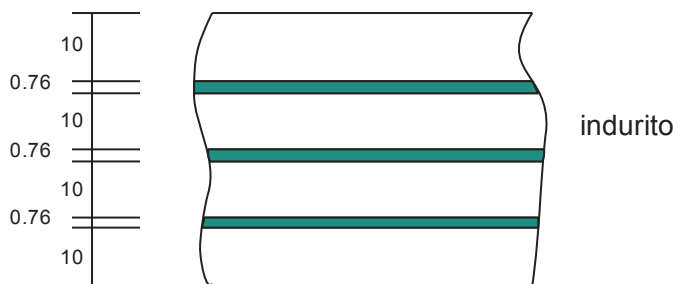


Figura 8.52. Composizione della trave di vetro stratificato.

8.5.1.1 Analisi dei carichi

I carichi agenti sono costituiti da:

Peso proprio della trave:

peso specifico del vetro: $\gamma_v = 25 \text{ kN/m}^3$;
 peso specifico dell'intercalare: $\gamma_{PVB} = 10.5 \text{ kN/m}^3$;

Il peso proprio della trave per unità di lunghezza risulta essere

$$G_1 = (\gamma_v \cdot 4h + \gamma_{PVB} \cdot 3h_{int}) \cdot b = (25 \cdot 4 \cdot 0.01 + 10.5 \cdot 3 \cdot 0.00076) \cdot 0.35 = 0.36 \text{ kN/m}.$$

La durata di progetto è pari alla vita dell'opera, supposta pari a 50 anni. La temperatura di riferimento per il calcolo della rigidità dell'intercalare polimerico si assume, a favore della sicurezza, pari a 50°C.

Carico permanente portato (dovuto al solaio):

Il carico trasmesso alla trave dal solaio risulta essere

$$G_2 = (25 \cdot 3 \cdot 0.012 + 10.5 \cdot 2 \cdot 0.00076) \cdot 1 = 0.92 \text{ kN/m};$$

La durata di progetto dei pesi propri e del carico permanente portato è di 50 anni.

Azione di Cat. B2 (area di transito per uffici aperti al pubblico):

Il carico antropico risulta essere

$$q_k = 3.0 \text{ kN/m}.$$

La durata di progetto è quella relativa al transito temporaneo in ambienti non suscettibili di affollamento (30 secondi). La temperatura di riferimento per la determinazione delle proprietà meccaniche dell'intercalare polimerico è scelta, in favore della sicurezza, di 50°C.

8.5.1.2 Resistenza di progetto

A causa della geometria e delle modalità di carico, le massime tensioni si avranno in corrispondenza del bordo in trazione; le verifiche verranno pertanto effettuate ad una distanza $d < 5 s$ dal bordo. La resistenza di progetto del vetro viene calcolata distintamente per le diverse condizioni di carico. Nel caso di trave di vetro indurito termicamente, si andrà a determinare la resistenza di progetto facendo riferimento alla (7.5) e considerando coefficienti riduttivi per il bordo. Si utilizza pertanto l'espressione

$$f_{g;d} = \frac{k_{mod} k_{ed} k_{sf} \lambda_{gA} \lambda_{gl} f_{g;k}}{R_M \gamma_M} + \frac{k'_{ed} k_v (f_{b;k} - f_{g;k})}{R_{M,v} \gamma_{M,v}};$$

dove:

k_{mod}	coefficiente di riduzione per il fenomeno della fatica statica, riportato in Tabella 2.2 in funzione del tipo di azione esterna e della sua durata caratteristica;
$k_{ed}=0.8$	coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori (Tabella 7.3) per il vetro con bordi lucidati;
$k_{sf}=1$	coefficiente per il profilo superficiale del vetro senza trattamenti superficiali (Tabella 7.4)
$f_{g;k} = 45 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica nominale del vetro float;
$R_M = 1$	fattore riduttivo del coefficiente parziale, per verifiche in seconda classe (Tabella 7.10);
$\gamma_M = 2.50$	coefficiente parziale del vetro float (Tabella 7.9);
$k_{ed} = 0.8$	coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori (Tabella 7.3) per il vetro con bordi lucidati;
$k_v = 1$	coefficiente per lastre con trattamento termico effettuato in orizzontale (Tabella 7.8);
$f_{b;k} = 70 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica nominale del vetro indurito (Tabella 7.7);
$R_{M,v} = 1$	fattore riduttivo del coefficiente parziale, per verifiche in seconda classe (Tabella 7.10);
$\gamma_{M,v} = 1.35$	coefficiente parziale per il vetro presollecitato (Tabella 7.9);

λ_{gA} fattore di scala, che considera l'area sottoposta alla massima tensione sollecitante, calcolato tramite la (7.6):

$$\lambda_{gA} = \left(\frac{0.24 \text{ m}^2}{kA} \right)^{1/7} = \left(\frac{0.24 \text{ m}^2}{0.054 \cdot 4 \cdot 0.04} \right)^{1/7} = 1.607 \Rightarrow \lambda_{gA} = 1;$$

dove A rappresenta l'area soggetta alla massima trazione, mentre il coefficiente $k=0.054$ che ne definisce l'area efficace è riportato nella Tabella 7.5, per lastra rettangolare vincolata su due lati;

λ_{gl} fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo, per verifiche ad una distanza $d < 5$ s dal bordo, dato dalla (7.7); per bordi lucidati si ha

$$\lambda_{gl} = \left(\frac{0.0741 \cdot 0.45 \text{ m}}{k_b \cdot l_b} \right)^{1/12.5} = 0.763 \leq 1;$$

$k_b=0.2434$ coefficiente per il calcolo dell'effetto scala in prossimità del bordo, per distribuzione della tensione parabolica (Tabella 7.6);

$l_b = 4$ m lunghezza totale dei bordi in trazione.

Resistenza per il peso proprio e il carico permanente portato:

Da Tabella 2.2 si ha, per un tempo convenzionale di applicazione del carico pari a 50 anni $k_{\text{mod}} = 0.26$. Si ottiene quindi una resistenza di progetto pari a:

$$f_{g;d}^G = 17.67 \text{ MPa per verifiche in prossimità dei bordi (distanza } d < 5 \text{ s);}$$

Resistenza per l'azione di Cat B2:

Si ha $k_{\text{mod}} = 0.78$, per un tempo convenzionale di applicazione del carico pari a 30 secondi (da Tabella 2.2); si ottiene quindi una resistenza di progetto pari a:

$$f_{g;d}^Q = 23.39 \text{ MPa per verifiche in prossimità dei bordi (distanza } d < 5 \text{ s);}$$

La deflessione di progetto, allo SLE, è pari a $\frac{1}{250} L_{\text{inf}} = 16 \text{ mm [NTC2008]}$.

8.5.1.3 Calcolo di tensioni e deflessione per trave soggetta al peso proprio e al carico permanente portato allo SLC

La verifica più cogente è quella relativa allo SLC, in cui si considera che una delle lastre sia rotta e il carico sia quindi portato dalle rimanenti tre lastre. Lo spessore totale del vetro resistente è perciò di 30 mm.

L'azione di progetto per lo Stato Limite di Collasso è data da:

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 = 1.85 \text{ kN/m;}$$

dove $\gamma_{G1}=1.3$ è il fattore parziale per i pesi propri e $\gamma_{G2}=1.5$ è il fattore parziale per i carichi permanenti portati, comprensivi delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali (Tabella 7.2).

La sollecitazione e tensione massima risultano pari a

$$M_d = \frac{1}{8} F_d l^2 = \frac{1}{8} 1.85 \cdot 4^2 = 3.70 \text{ kNm;}$$

$$\sigma_{\text{max}}^G = \frac{M_d}{W} = \frac{3.70 \cdot 10^6}{\frac{30 \cdot 350^2}{6}} = 6.04 \text{ MPa.}$$

Per il calcolo delle deflessioni, si considera lo Stato Limite di Esercizio, a cui è associata l'azione di progetto

$$F_d = G_1 + G_2 = 1.28 \text{ kN/m};$$

a cui corrisponde la deflessione massima

$$w_{\max}^G = \frac{5F_d l^4}{384EJ} = \frac{5 \cdot 1.28 \cdot 4000^4}{384 \cdot 70000 \cdot \frac{30 \cdot 350^3}{12}} = 0.57 \text{ mm}.$$

Pertanto, per la trave di vetro soggetta al peso proprio e al carico permanente portato, risulta:

$$\sigma_{\max}^G = 6.04 \text{ MPa} \text{ allo SLC};$$

$$w_{\max}^G = 0.57 \text{ mm} \text{ allo SLE}.$$

8.5.1.4 Calcolo di tensioni e deflessione per trave soggetta all'azione di Cat. B2 allo SLC

L'azione di progetto per lo Stato Limite di Collasso, fase post-rottura, è data da:

$$F_d = \gamma_Q q_k = 4.5 \text{ kN/m},$$

dove

$\gamma_Q=1.5$: fattore parziale per le azioni variabili, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali;

q_k : azione di Cat. B2.

La sollecitazione e la tensione massima risultano rispettivamente:

$$M_d = \frac{1}{8} F_d l^2 = \frac{1}{8} 4.5 \cdot 4^2 = 9.0 \text{ kNm};$$

$$\sigma_{\max}^Q = \frac{M_d}{W} = \frac{9.0 \cdot 10^6}{\frac{30 \cdot 350^2}{6}} = 14.70 \text{ MPa}.$$

Per il calcolo delle deflessioni, si considera lo Stato Limite di Esercizio, a cui è associata un'azione di progetto

$$F_d = q_k = 3.0 \text{ kN/m};$$

a cui corrisponde la deflessione massima

$$w_{\max}^Q = \frac{5F_d l^4}{384EJ} = \frac{5 \cdot 3.0 \cdot 4000^4}{384 \cdot 70000 \cdot \frac{30 \cdot 350^3}{12}} = 1.33 \text{ mm}.$$

In sintesi, per la trave di vetro soggetta all'azione di Cat. B2, risulta:

$$\sigma_{\max}^Q = 14.70 \text{ MPa} \text{ allo SLC};$$

$$w_{\max}^Q = 1.33 \text{ mm} \text{ allo SLE}.$$

8.5.1.5 Verifica della trave soggetta alle diverse combinazioni di carico

Per effettuare le verifiche di resistenza è necessario combinare l'effetto delle diverse azioni, che corrispondono a resistenze di progetto diverse. Per completezza, occorre ricordare che le [NTC 2008] prescrivono che vengano considerati sugli orizzontamenti anche carichi convenzionali, concentrati su un'impronta di dimensioni ridotte, non cumulabili con le altre azioni ad eccezione dei carichi permanenti. Per brevità di esposizione tale verifica non viene qui sviluppata. Nel caso in esa-

me ci si limiterà alle verifiche di resistenza sotto l'azione di peso proprio, carico permanente e carico di servizio distribuito.

Verifica allo SLC

La verifica viene effettuata a livello puntuale secondo l'espressione (7.8). Nel caso in esame, tutte le azioni considerate causano tensioni massime in corrispondenza della mezzeria della trave, per cui si applica direttamente il criterio (7.8) ai valori valutati prima per i diversi casi.

Sotto l'azione del peso proprio, del carico permanente e del carico accidentale distribuito, si ha

$$\frac{\sigma_{\max}^G}{f_{g;d}^G} + \frac{\sigma_{\max}^Q}{f_{g;d}^Q} = \frac{6.04}{17.67} + \frac{14.70}{23.39} = 0.970 \leq 1.$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica allo SLE

Come indicato al paragrafo 7.5, per il calcolo della freccia massima allo Stato Limite di Esercizio, si utilizza semplicemente la sovrapposizione degli effetti: la deflessione in un punto viene valutata come la somma delle deflessioni, in quello stesso punto, dovute alle diverse azioni. La freccia massima dovuta ad ogni azione si ha in corrispondenza della mezzeria della trave, per cui è sufficiente sommare i valori precedentemente ricavati per ogni condizione di carico. Nel caso in esame si ha

$$w_{\max} = w_{\max}^G + w_{\max}^Q = 0.57 + 1.33 = 1.90 \text{ mm} < \frac{1}{250} L_{inf} = 16 \text{ mm}.$$

La verifica di deformabilità è quindi soddisfatta.

8.5.2 Solaio vincolato su due lati, soggetto al peso proprio e all'azione antropica

In accordo con la Tabella 3.8, il solaio costituito da tre lastre (temperato-indurito-temperato) di spessore 12 mm, con intercalare in PVB da 0.76 mm (Figura 8.53).

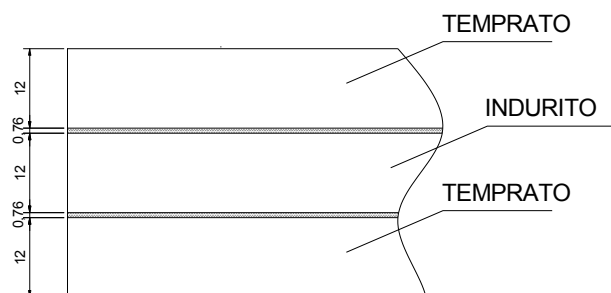


Figura 8.53. Composizione della lastra di vetro stratificato.

Le lastre hanno dimensioni di 1000×2000 mm e sono appoggiate alla trave sui lati lunghi. Sono soggette all'azione del peso proprio e del carico antropico, che si compone di un carico di servizio uniformemente distribuito e di un carico accidentale convenzionale per il calcolo degli effetti locali, concentrato su una piccola impronta. I carichi uniformemente distribuiti dovuti al peso proprio e al carico accidentale agiscono su tutta la superficie lastra, che si deforma secondo una superficie pressoché cilindrica. Approssimativamente, le tensioni sono quindi uniformi sulle generatrici parallele ai lati lunghi della lastra, ma data la larghezza, si ha un effetto di bordo, così che la zona più sollecitata risulta essere in corrispondenza dei lati corti non appoggiati.

Il solaio è anche soggetto ad un carico concentrato che, così come indicato in [NTC 2008], insiste su un'impronta di dimensioni 50×50 mm. La situazione più gravosa è quella in cui il carico è applicato a metà del bordo non appoggiato, causando tensioni massime e deflessione massima proprio in questa zona. Si suppone comunque che questo carico, previsto essenzialmente per la fase di manutenzione, non sia applicabile in caso di danneggiamento di una delle lastre.

Il comportamento del solaio viene analizzato facendo riferimento alle seguenti fasi:

fase I – comportamento pre-rottura in cui le tre lastre del pacchetto portante sono integre;

fase II – comportamento post-rottura della lastra superiore di vetro, soggetta all'azione diretta dei carichi, per cui il pacchetto portante è costituito da due lastre, una indurita e una temperata.

Per le verifiche nei confronti del carico concentrato convenzionale, oltre alle azioni permanenti, si farà riferimento alla fase I. Per le verifiche sotto i carichi di servizio distribuiti, dovendo considerare la possibilità di rottura di una lastra ai sensi del Paragrafo 3.1.4, si farà riferimento alla fase II.

8.5.2.1 Analisi dei carichi

I carichi agenti sono costituiti da:

Peso proprio del vetro stratificato:

peso specifico del vetro: $\gamma_v = 25 \text{ kN/m}^3$;
 peso specifico dell'intercalare: $\gamma_{PVB} = 10.5 \text{ kN/m}^3$;

Il peso proprio risulta essere $G = (25 \cdot 3 \cdot 0.012 + 10.5 \cdot 2 \cdot 0.00076) = 0.92 \text{ kN/m}^2$.

La durata di progetto relativa al peso proprio è di 50 anni.

Azione di Cat. B2 (area di transito per uffici aperti al pubblico):

$q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$ (Tab. 3.1.II di [NTC2008]).

La durata di progetto è quella relativa al transito temporaneo in ambienti non suscettibili di affollamento (30 secondi). In vantaggio di sicurezza, si assume una temperatura di 50°C, a cui corrisponde un modulo a taglio dell'intercalare di 0.44 MPa.

Azione di Cat. B2 per effetti locali (area di transito per uffici aperti al pubblico):

$Q_k = 2.0 \text{ kN}$ distribuito su un'impronta 50 x 50 mm (Tab. 3.1.II di [NTC2008]).

La durata di progetto dell'azione è di 30 secondi (pari a quella dell'azione dovuta al transito temporaneo, si veda la Tabella 2.2). In vantaggio di sicurezza, si assume una temperatura di 50°C, a cui corrisponde un modulo a taglio dell'intercalare di 0.44 MPa.

L'azione è da utilizzarsi per verifiche locali distinte, e quindi da non sovrapporre ad altre azioni, fatta eccezione per il peso proprio.

8.5.2.2 Resistenza di progetto

La resistenza di progetto del vetro stratificato viene calcolata distintamente per le diverse condizioni di carico. Nel caso di solaio composto da tre lastre di vetro temperato-indurito-temperato, è necessario calcolare le resistenze di progetto per entrambi i tipi di vetro. Facendo riferimento alla (7.5)

$$f_{g;d} = \frac{k_{\text{mod}} k_{\text{ed}} k_{\text{sf}} \lambda_{\text{gA}} \lambda_{\text{gl}} f_{g;k}}{R_M \gamma_M} + \frac{k'_{\text{ed}} k_v (f_{b;k} - f_{g;k})}{R_{M;v} \gamma_{M;v}}$$

dove:

k_{mod}	coefficiente di riduzione per il fenomeno della fatica statica, riportato in Tabella 2.2 in funzione del tipo di azione esterna e della sua durata caratteristica;
$k_{ed} = 1$	coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori per lastra caricata ortogonalmente al piano;
$k_{sf} = 1$	coefficiente per il profilo superficiale del vetro senza trattamenti superficiali (Tabella 7.4)
$f_{g;k} = 45 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica nominale del vetro float;
$R_M = 1$	fattore riduttivo del coefficiente parziale, per verifiche in seconda classe (Tabella 7.10);
$\gamma_M = 2.50$	coefficiente parziale del vetro float (Tabella 7.9);
$k_{ed} = 1$	coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori per lastra caricata ortogonalmente al piano;
$k_v = 1$	coefficiente per lastre con trattamento termico effettuato in orizzontale (Tabella 7.8);
$R_{M;v} = 1$	fattore riduttivo del coefficiente parziale, per verifiche in seconda classe (Tabella 7.10);
$\gamma_{M;v} = 1.35$	coefficiente parziale per il vetro presollecitato (Tabella 7.9);
λ_{gA}	fattore riduttivo della tensione resistente, calcolato tramite la (7.6): $\lambda_{gA} = \left(\frac{0.24}{k \cdot A} \right)^{1/7} = 1.12 \Rightarrow \lambda_{gA} = 1;$ $k=0.054$, per lastra rettangolare vincolata in modo continuo su due bordi (Tabella 7.5); $A=2 \text{ m}^2$;
λ_{gl}	fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo, per lastra caricata ortogonalmente al piano si ha $\lambda_{gl} = 1$;

la resistenza caratteristica nominale del vetro del vetro a seguito di un trattamento di rafforzamento vale $f_{b;k} = 120 \text{ MPa}$ per vetro temperato termicamente e $f_{b;k} = 70 \text{ MPa}$ per vetro indurito (Tabella 7.7);

il coefficiente k_{mod} varia in funzione dell'azione considerata.

Resistenza per il peso proprio:

Da Tabella 2.2 si ha, per un tempo convenzionale di applicazione del carico pari a 50 anni $k_{mod} = 0.26$. Si ottiene quindi una resistenza di progetto pari a:

$$f_{g;d}^G = 60.24 \text{ MPa per il vetro temperato;}$$

$$f_{g;d}^G = 23.20 \text{ MPa per il vetro indurito.}$$

Resistenza per l'azione di Cat B2:

Per questo caso si ha $k_{mod} = 0.78$, per un tempo convenzionale di applicazione del carico pari a 30 secondi (da Tabella 2.2); si ottiene quindi una resistenza di progetto pari a:

$$f_{g;d}^Q = 69.60 \text{ MPa, per il vetro temperato;}$$

$$f_{g;d}^Q = 32.56 \text{ MPa, per il vetro indurito.}$$

L'inflessione massima di progetto, data dalla Tabella 7.13, è pari a $\frac{1}{500}L_{inf} = 2 \text{ mm}$.

8.5.2.3 Fase I – comportamento pre-rottura

In questa fase vengono eseguite le verifiche allo SLU, allo SLE considerando tutte le tre lastre integre e per le seguenti combinazioni dei carichi:

1. Peso proprio + carico accidentale (distribuito) di categoria B2
2. Peso proprio + carico accidentale (azione concentrata) di categoria B2

Per completezza si riportano tutte le verifiche. Si sottolinea che nello SLU è strettamente necessaria solo la verifica relativa alla condizione di carico 2, poiché per quella relativa alla condizione di carico 1, la verifica più cogente riguarda lo SLC (fase II).

8.5.2.3.1 Calcolo della lastra soggetta al peso proprio

L'azione di progetto per lo Stato Limite Ultimo è data da

$$F_d = \gamma_G G = 1.20 \text{ kN/m}^2,$$

dove $\gamma_G=1.3$ è il fattore parziale per le azioni permanenti, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali (Tabella 7.2).

Per il calcolo delle deflessioni, si considera lo Stato Limite di Esercizio, a cui è associata un'azione di progetto

$$F_d = G = 0.92 \text{ kN/m}^2.$$

Le proprietà dell'intercalare in PVB sono considerate per un tempo di 50 anni e una temperatura di 50°C. Il modulo a taglio dell'intercalare risulta, in base ai valori forniti da un produttore, pari a 0.052 MPa.

8.5.2.3.1.1 Calcolo della lastra soggetta al peso proprio tramite il metodo Enhanced Effective Thickness

La verifica del comportamento globale del pannello può essere svolta in prima approssimazione considerando lo stratificato come un vetro monolitico di spessore pari ad uno spessore efficace, che tenga conto degli effetti sul trasferimento del taglio prodotti dalla presenza dell'intercalare. Il modello Enhanced Effective Thickness, trattato al Capitolo 6.3.3.1.5, fornisce le relazioni che permettono di determinare gli spessori efficaci anche per il caso di multilaminati (si veda [Galuppi & Royer-Carfagni, 2013b]). Essendo la deformata pressoché cilindrica, si può considerare, con buona approssimazione, il comportamento a trave.

Per il caso in esame, il pacchetto stratificato composto da tre lastre di vetro tutte dello stesso spessore h , connesse tramite intercalari tutti di spessore h_{int} , il coefficiente di trasferimento del taglio è dato dalla (6.51), e risulta della forma

$$\eta_{1D,N} = \frac{1}{1 + \frac{Eh_{int}}{12 G_{int}} \frac{Nh^3(N+1)}{h^2 + (h+h_{int})^2(N^2-1)} \Psi},$$

in cui

$N=3$: numero di strati di vetro;

$h = 12 \text{ mm}$: spessore di ogni strato di vetro;

$h_{int}=0.76 \text{ mm}$: spessore di ogni intercalare;

Ψ = coefficiente che dipende dalle condizioni di carico e vincolo, ricavabile dalla Tabella 6.3; per il caso in esame, $\Psi = 168 / 17l^2 = 9.8824 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2}$.

Il coefficiente di trasferimento del taglio risulta essere $\eta_{1D,N} = 0.0765$.

Lo spessore efficace per il calcolo della deformazione e quello per il calcolo della tensione vengono valutati tramite la (6.46) e la (6.48) e risultano essere

$$\hat{h}_w = 17.724 \text{ mm};$$

$$\hat{h}_{1,\sigma} = \hat{h}_{3,\sigma} = 21.355 \text{ mm per gli strati esterni (vetro temperato);}$$

$$\hat{h}_{2,\sigma} = 21.539 \text{ mm per lo strato interno (vetro indurito).}$$

Dato che le lastre costituenti il solaio hanno resistenze diverse, si rende necessario valutare gli spessori efficaci per il calcolo delle tensioni sia per le lastre esterne che per la lastra interna. Infatti, è necessario effettuare la verifica di entrambi i tipi di vetri nei confronti delle massime tensioni di trazione agenti su ognuna, in quanto l'accoppiamento fra le lastre non è perfetto.

Tramite l'analisi agli elementi finiti sulla lastra monolitica equivalente, si possono calcolare:

$$\sigma_{\max}^G = 2.05 \text{ MPa allo SLU, sugli strati esterni;}$$

$$\sigma_{\max}^G = 2.01 \text{ MPa allo SLU, sulla lastra interna;}$$

$$w_{\max}^G = 0.387 \text{ mm allo SLE.}$$

8.5.2.3.1.2 Calcolo agli elementi finiti della lastra soggetta al peso proprio

In questa simulazione, il pacchetto stratificato viene calcolato tramite modellazione 3D agli Elementi Finiti utilizzando elementi SOLID a 20 nodi. La Figura 8.54 e la Figura 8.55 riportano rispettivamente le tensioni allo SLU e la deformata allo SLE della lastra.

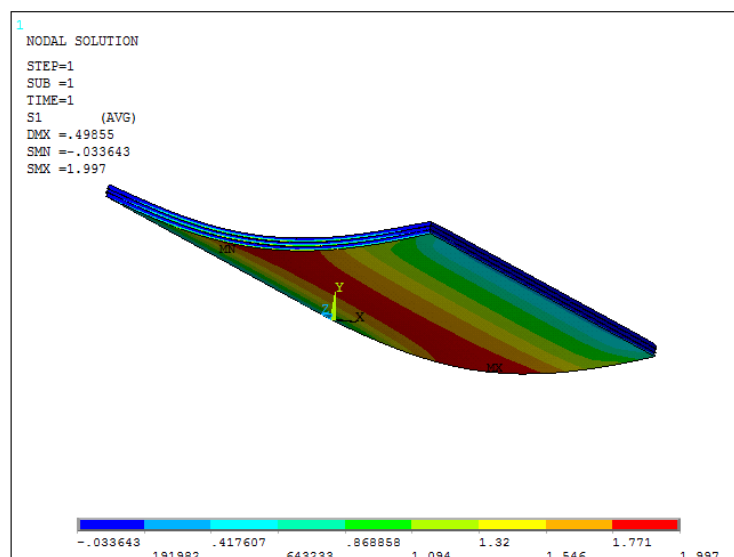


Figura 8.54. Solaio soggetto al peso proprio: tensioni allo SLU.

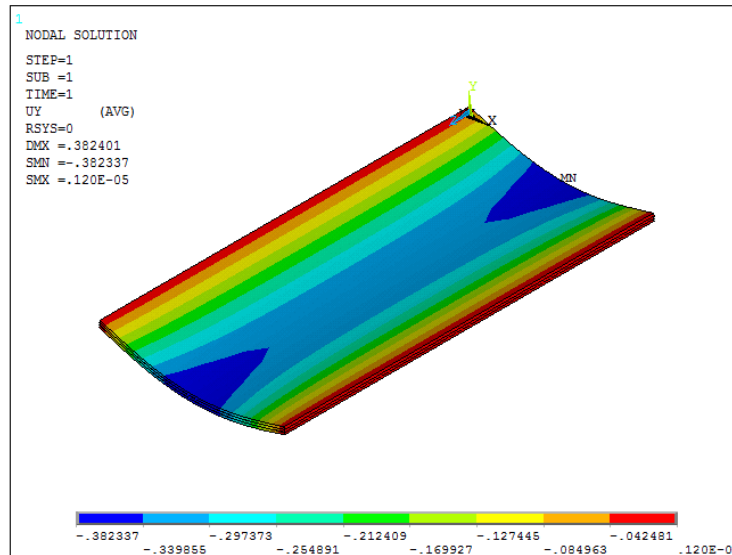


Figura 8.55. Solaio soggetto al peso proprio: deformata allo SLE.

In sintesi, per la lastra di vetro soggetta al peso proprio risulta:

- $\sigma_{\max}^G = 2.00 \text{ MPa}$ allo SLU, strati esterni;
- $\sigma_{\max}^G = 1.94 \text{ MPa}$ allo SLU, lastra interna;
- $w_{\max}^G = 0.38 \text{ mm}$ allo SLE.

8.5.2.3.1.1 Confronto tra risultati analitici e agli elementi finiti

Il confronto tra i risultati ottenibili coi diversi metodi viene riportato in Tabella 8.5 per i valori della massima deflessione e della massima tensione. Da qui è evidente che il modello E.E.T. permette di valutare tensioni e deflessioni della lastra di vetro multi-laminata con ottima approssimazione.

Tabella 8.9. Lastra soggetta a peso proprio: confronto fra varie soluzioni.

METODO	Freccia massima allo SLE	Tensione massima allo SLU, lastre esterne	Tensione massima allo SLU, lastra interna
E.E.T.	0.39 mm	2.05 MPa	2.01 MPa
F.E.M.	0.38 mm	2.00 MPa	1.94 MPa

Al fine della verifica di resistenza della lastra di vetro, si considereranno nel seguito i valori ottenuti con il modello 3D non lineare (in teoria più preciso), ovvero

- $\sigma_{\max}^G = 2.00 \text{ MPa}$ allo SLU, strati esterni;
- $\sigma_{\max}^G = 1.94 \text{ MPa}$ allo SLU, lastra interna;
- $w_{\max}^G = 0.38 \text{ mm}$ allo SLE.

8.5.2.3.2 Calcolo lastra soggetta all'azione di Cat. B2

L'azione di progetto per lo Stato Limite Ultimo è data dal carico uniformemente distribuito

$$F_d = \gamma_Q q_k = 4.5 \text{ kN/m},$$

dove $\gamma_Q=1.5$: fattore parziale per le azioni variabili, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali;

q_k : azione di Cat B2.

Per il calcolo delle deflessioni, si considera lo Stato Limite di Esercizio, con un'azione di progetto

$$F_d = q_k = 3.0 \text{ kN/m}.$$

8.5.2.3.2.2 Calcolo della lastra soggetta all'azione di Cat. B2 tramite il metodo Enhanced Effective Thickness

In analogia con il paragrafo 8.5.2.3.1.1, la verifica del comportamento globale del pannello può essere svolta in prima approssimazione utilizzando ancora il modello E.E.T.

Per il caso in esame, si ha $\Psi = \frac{168}{17l^2} = 9.8824 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2}$, per cui

$$\eta_{1D,N} = \frac{1}{1 + \frac{Eh_{\text{int}}}{G_{\text{int}}} \frac{Nh^3(N+1)}{h^2 + (h+h_{\text{int}})^2(N^2-1)} \Psi} = 0.412.$$

Lo spessore efficace per il calcolo della deformazione e quello per il calcolo della tensione vengono valutati tramite la (6.46) e la (6.48) e risultano essere

$$\hat{h}_w = 20.199 \text{ mm};$$

$$\hat{h}_{1,\sigma} = \hat{h}_{3,\sigma} = 24.559 \text{ mm per gli strati esterni (vetro temperato);}$$

$$\hat{h}_{2,\sigma} = 26.206 \text{ mm per lo strato interno (vetro indurito).}$$

Tramite l'analisi agli elementi finiti della lastra monolitica equivalente, si possono calcolare

$$\sigma_{\text{max}}^G = 5.82 \text{ MPa allo SLU, sugli strati esterni;}$$

$$\sigma_{\text{max}}^G = 5.11 \text{ MPa allo SLU, nella lastra interna;}$$

$$w_{\text{max}}^G = 0.854 \text{ mm allo SLE.}$$

8.5.2.3.2.3 Calcolo agli elementi finiti della lastra soggetta all'azione di Cat. B2

Il problema viene ora risolto tramite modellazione agli Elementi Finiti, modellando il pacchetto stratificato tramite elementi SOLID a 20 nodi. La Figura 8.56 e la Figura 8.57 riportano i valori della tensione principale massima e la deflessione della lastra, rispettivamente.

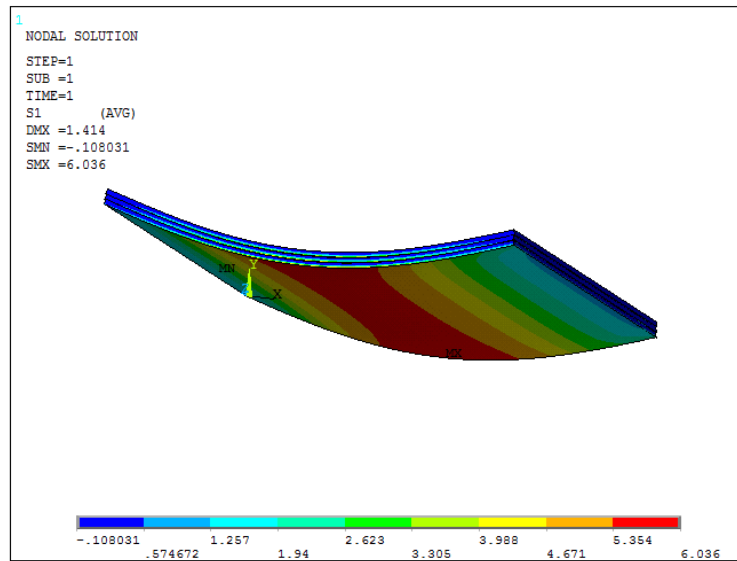


Figura 8.56. Solaio soggetto al carico accidentale di categoria B2: tensioni allo SLU.

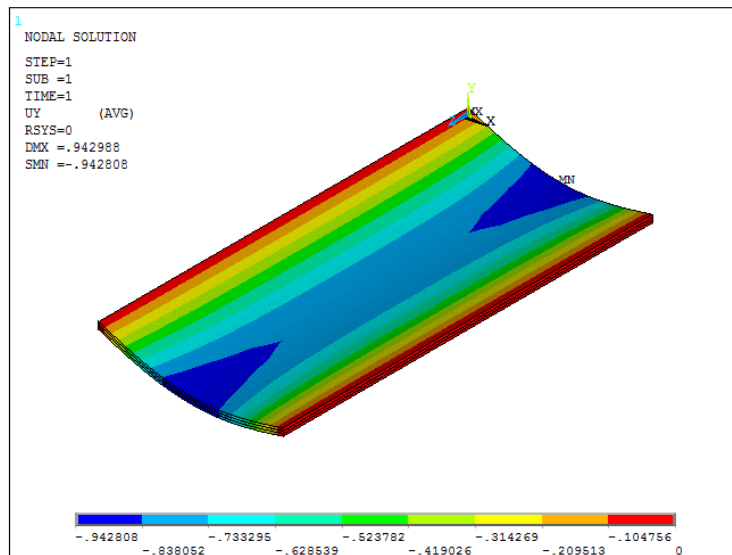


Figura 8.57. Solaio soggetto al carico accidentale di categoria B2: deformata allo SLE.

Dall'analisi agli elementi finiti della lastra risulta:

$$\sigma_{\max}^q = 6.04 \text{ MPa} \quad \text{allo SLU, strati esterni;}$$

$$\sigma_{\max}^q = 5.50 \text{ MPa} \quad \text{allo SLU, lastra interna;}$$

$$w_{\max}^q = 0.94 \text{ mm} \quad \text{allo SLE.}$$

8.5.2.3.2.4 Confronto tra risultati analitici e agli elementi finiti

Il confronto tra le soluzioni ricavate coi vari metodi viene riportato in Tabella 8.10, relativamente ai valori della massima deflessione e della massima tensione. Si nota ancor che il modello E.E.T. permette di valutare tensioni e deflessioni della lastra di vetro multi-laminata con ottima approssimazione.

Tabella 8.10. Lastra soggetta all'azione di categoria B2. Confronto fra le varie soluzioni.

METODO	Freccia massima allo SLE	Tensione massima allo SLU, lastre esterne	Tensione massima allo SLU, lastra interna
E.E.T.	0.854 mm	5.82 MPa	5.11 MPa
F.E.M.	0.94 mm	6.04 MPa	5.50 MPa

Al fine della verifica di resistenza della lastra di vetro, si considereranno i valori ottenuti con il modello F.E.M. 3D, ovvero

$$\sigma_{\max}^G = 6.04 \text{ MPa} \quad \text{allo SLU, strati esterni;}$$

$$\sigma_{\max}^G = 5.50 \text{ MPa} \quad \text{allo SLU, lastra interna;}$$

$$w_{\max}^G = 0.94 \text{ mm} \quad \text{allo SLE.}$$

8.5.2.3.3 Calcolo della lastra soggetta all'azione del carico concentrato di Cat. B2

L'azione di progetto per lo Stato Limite Ultimo è data da

$$F_d = \gamma_Q Q_k = 3.0 \text{ kN,}$$

dove

$\gamma_Q=1.5$: fattore parziale per le azioni variabili, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali;

Q_k : azione di Cat B2.

Per il calcolo delle deflessioni, si considera lo Stato Limite di Esercizio, a cui è associata un'azione di progetto

$$F_d = Q_k = 2.0 \text{ kN.}$$

Il carico è distribuito su un'impronta 50 x 50 mm. La condizione più gravosa si verifica quando il carico è applicato in corrispondenza della mezzzeria del lato corto (non appoggiato) della lastra.

Il problema viene risolto tramite analisi agli Elementi Finiti 3D. La Figura 8.58 e la Figura 8.59 riportano rispettivamente le tensioni e la deflessione della lastra.

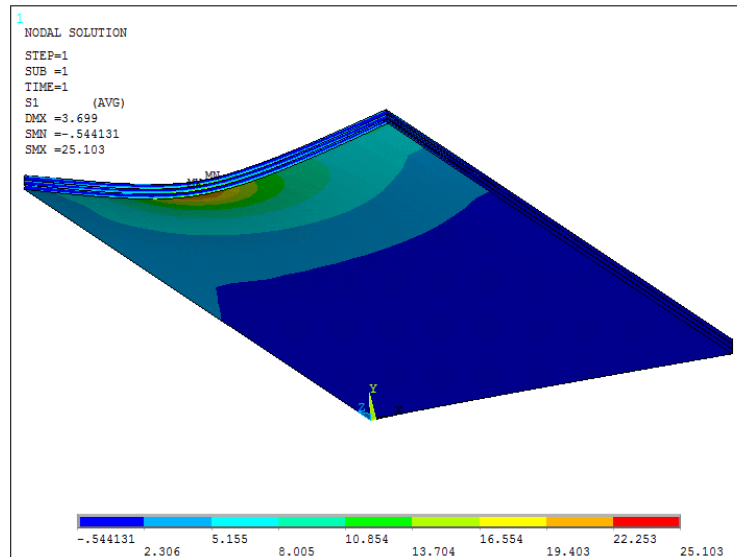


Figura 8.58. Solaio soggetto al carico concentrato: tensioni allo SLU.

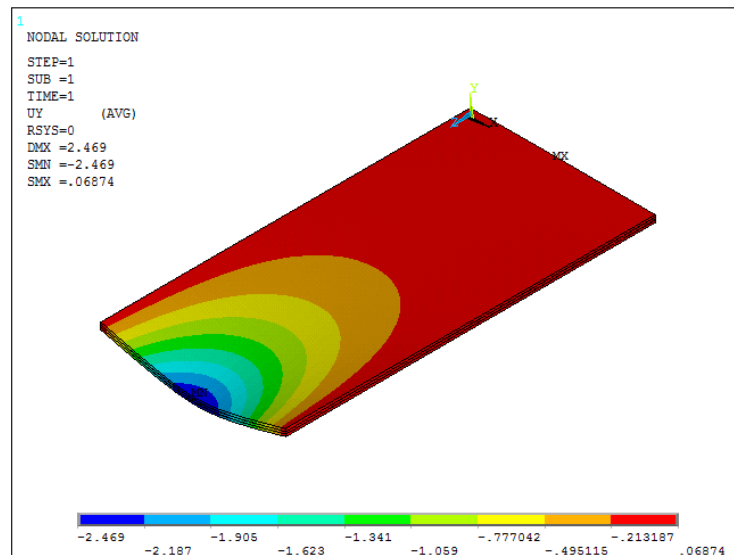


Figura 8.59. Solaio soggetto al carico concentrato: deformata allo SLE.

Dall'analisi risulta

$\sigma_{\max}^{\ell} = 25.10 \text{ MPa}$ allo SLU, strati esterni;

$\sigma_{\max}^{\ell} = 18.75 \text{ MPa}$ allo SLU, lastra interna;

$w_{\max}^{\ell} = 2.50 \text{ mm}$ allo SLE.

8.5.2.3.4 Verifica del solaio soggetto alle diverse combinazioni di carico

Per effettuare le verifiche di resistenza, è necessario combinare l'effetto delle diverse azioni, che corrispondono a resistenze di progetto diverse, in analogia a quanto fatto negli esempi precedenti. Essendo la verifica delle tensioni di tipo puntuale, è necessario considerare le tensioni agenti nella stessa zona di verifica. Nel caso in esame, tutte le azioni considerate causano tensioni massime in corrispondenza della mezzeria del lato corto (non appoggiato): quindi è sufficiente applicare il criterio (7.8) alle tensioni massime valutate per i diversi casi.

Per il calcolo della freccia massima si utilizza semplicemente la sovrapposizione degli effetti. In questo caso, la freccia massima dovuta ad ogni azione si ha in corrispondenza della mezzeria del lato non appoggiato, quindi per calcolare la deflessione massima è sufficiente sommare i valori già calcolati. Il valore massimo deve rientrare nei limiti prescritti dalla Tabella 7.13.

8.5.2.3.1 Verifica del solaio soggetto a peso proprio e carico accidentale (distribuito)

Verifiche allo SLU

Le verifiche vengono eseguite, mediante la (7.9), all'intradosso della lastra di vetro temperato e di quella di vetro indurito.

Dalla verifica dello stato di tensione sulla lastra di vetro temperato risulta

$$\frac{\sigma_{\max}^G}{f_{g;d}^G} + \frac{\sigma_{\max}^q}{f_{g;d}^q} = \frac{2.00}{60.24} + \frac{6.04}{69.60} = 0.120 \leq 1$$

Dalla verifica dello stato di tensione sulla lastra di vetro indurito risulta

$$\frac{\sigma_{\max}^G}{f_{g;d}^G} + \frac{\sigma_{\max}^q}{f_{g;d}^q} = \frac{1.94}{23.20} + \frac{5.50}{32.56} = 0.253 \leq 1$$

La condizione di resistenza è soddisfatta.

Verifiche allo SLE

La freccia massima, secondo la (7.9), risulta essere

$$w_{\max} = w_{\max}^G + w_{\max}^q = 0.38 + 0.94 = 1.32 \text{ mm} < \frac{1}{500} L_{\text{inf}} = 2 \text{ mm}.$$

La verifica di deformabilità è soddisfatta.

8.5.2.3.2 Verifica del solaio soggetto a peso proprio e carico accidentale (concentrato)

Verifiche allo SLU

Le verifiche vengono eseguite, mediante la (7.8), in corrispondenza della mezzeria del lato corto, all'intradosso della lastra di vetro temperato e di quella di vetro indurito.

Dalla verifica dello stato di tensione sulla lastra di vetro temperato risulta

$$\frac{\sigma_{\max}^G}{f_{g;d}^G} + \frac{\sigma_{\max}^Q}{f_{g;d}^Q} = \frac{2.00}{60.24} + \frac{25.10}{69.60} = 0.394 \leq 1$$

Dalla verifica dello stato di tensione sulla lastra di vetro indurito risulta:

$$\frac{\sigma_{\max}^G}{f_{g;d}^G} + \frac{\sigma_{\max}^q}{f_{g;d}^q} = \frac{1.94}{23.20} + \frac{18.75}{32.56} = 0.660 \leq 1.$$

La condizione di resistenza è soddisfatta. Si noti comunque che la condizione più gravosa si verifica in corrispondenza della lastra interna.

Verifiche allo SLE

La freccia massima è fornita dalla (7.9):

$$w_{\max} = w_{\max}^G + w_{\max}^Q = 0.38 + 2.50 = 2.88 \text{ mm} .$$

Tale valore è leggermente superiore a quello considerato ammissibile ($L_{inf}/500$) ma dato che si tratta di una verifica convenzionale per il calcolo degli effetti locali, tale eccesso può essere tollerato.

8.5.2.4 Fase II - Verifica del comportamento post-rottura

Si verifica il comportamento post-rottura del solaio di vetro sotto l'azione del carico antropico e del peso proprio. Per quanto riguarda la verifica di deformabilità, nella fase post-rottura si dovrà verificare che la deformazione dell'elemento sia compatibile con la concezione e conformazione dei vincoli. In questo caso specifico si fa riferimento alla fase II nella quale si ipotizza la rottura di una lastra di vetro temperato. Il pacchetto stratificato rimanente è quindi composto da una lastra di vetro temperato e una di vetro indurito. Non si considera l'azione del carico concentrato, rappresentativo di un'azione convenzionale, in quanto questa si pensa relativa alla sola fase I, pre-rottura. A favore della sicurezza, le azioni di carattere antropico non vengono riscalate per tenere conto di un periodo di ritorno ridotto di 10 anni.

Per il peso proprio si considera la seguente azione di progetto per lo Stato Limite di Collasso:

$F_d = \gamma_G G = 1.20 \text{ kN/m}^2$, dove $\gamma_G=1.3$ è il fattore parziale per le azioni permanenti, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali (Tabella 7.2).

Per il carico accidentale (distribuito) si considera un'azione di progetto allo SLC pari a

$$F_d = \gamma_Q q_k = 4.5 \text{ kN/m}^2, \text{ dove}$$

$\gamma_Q=1.5$: fattore parziale per le azioni variabili, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali;

q_k : azione di Cat B2.

Per completezza, viene riportato anche il calcolo delle deflessioni, per cui si considera un'azione di progetto

$$F_d = q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2.$$

8.5.2.4.1 Calcolo di tensioni e deflessione per la lastra soggetta al peso proprio

Il calcolo viene effettuato con il metodo "Enhanced Effective Thickness" descritto nella Sezione 6.3.3.1.5. Essendo la deformata della struttura pressoché cilindrica, gli spessori effettivi vengono calcolati modellando la lastra come trave semplicemente appoggiata. Le proprietà dell'intercalare in PVB vengono considerate per un tempo di 10 anni e a una temperatura di 50°C. Il modulo a taglio dell'intercalare risulta, in base ai valori forniti da un produttore, pari a 0.052 MPa.

I valori ottenuti con un semplice calcolo a trave vengono successivamente confrontati con quelli ottenuti mediante un'analisi FEM tridimensionale sulla lastra monolitica equivalente. In questo modo si può tener conto dell'effetto bordo, che viene trascurato nell'analisi a trave.

Per il caso di trave semplicemente appoggiata soggetta a carico uniforme si ha $\Psi = 168/17l^2 = 9.8824 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2}$. Il coefficiente adimensionale η , che tiene conto del grado di accoppiamento offerto dall'intercalare, viene calcolato tramite la (6.49) e vale

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{Eh_{\text{int}}}{G_{\text{int}}b} \frac{J_1 + J_2}{J_{\text{tot}}} \frac{A_1 A_2}{A_1 + A_2} \Psi} = 0.0675.$$

Lo spessore efficace per il calcolo delle deflessioni viene valutato tramite la (6.46) e vale

$$h_w = 15.39 \text{ mm}.$$

Gli spessori equivalenti per il calcolo delle tensioni nella lastra 1 e nella lastra 2 sono invece forniti dalla (6.48):

$$h_{1,\sigma} = h_{2,\sigma} = 17.28 \text{ mm}.$$

Nel caso in esame, le lastre costituenti il solaio hanno resistenze diverse per cui è necessario effettuare la verifica di entrambe le lastre nei confronti delle massime tensioni di trazione agenti su ognuna. È necessario quindi calcolare le tensioni di interfaccia sulla lastra di vetro indurito che sono significative essendo l'accoppiamento fra le lastre non perfetto (Figura 6.16).

Lo spessore efficace per effettuare quindi le verifiche di resistenza relative alla lastra di vetro indurito, così come risulta dalla (6.57), vale

$$\hat{h}_{NT1,\sigma} = \sqrt{\frac{1}{\frac{2\eta d_1}{h_1^3 + h_2^3 + 12I_s} - \frac{h_1}{h_w^3}}} = 17.58 \text{ mm}.$$

L'azione di progetto per lo Stato Limite di Collasso è data da

$$F_d = \gamma_G G = 1.20 \text{ kN/m}^2,$$

dove $\gamma_G = 1.3$ è il fattore parziale per le azioni permanenti, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali (Tabella 7.2).

La tensione massima risulta

$$M_d = \frac{1}{8} F_d l^2 = \frac{1}{8} (1.20 \cdot 2) \cdot l^2 = 0.30 \text{ kNm};$$

$$\sigma_{\text{max}}^G = \frac{M_d}{W_{eq}} = \frac{0.30 \cdot 10^6}{\frac{2000 \cdot 17.28^2}{6}} = 3.01 \text{ MPa}.$$

La tensione massima di trazione sulla lastra di vetro indurito risulta:

$$\sigma_{\text{max};ind}^G = \frac{M_d}{W_{eq}} = \frac{0.30 \cdot 10^6}{\frac{2000 \cdot 17.58^2}{6}} = 2.91 \text{ MPa}.$$

Per il calcolo delle deflessioni, si considera lo Stato Limite di Esercizio, a cui è associata un'azione di progetto

$$F_d = G = 0.92 \text{ kN/m}^2,$$

a cui corrisponde la seguente deflessione massima

$$w_{\max}^G = \frac{5F_d l^4}{384EJ} = \frac{5 \cdot (0.92 \cdot 2) \cdot 1000^4}{384 \cdot 70000 \cdot \frac{2000 \cdot 15.39^3}{12}} = 0.56 \text{ mm.}$$

Dopo il calcolo a trave, per confronto il pacchetto stratificato viene adesso calcolato tramite modellazione 3D agli Elementi Finiti della lastra monolitica equivalente, i cui spessori sono stati valutati tramite il metodo EET. La Figura 8.60, la Figura 8.61 e la Figura 8.62 riportano le tensioni massime per il vetro temperato e per il vetro indurito e la deformata della lastra.

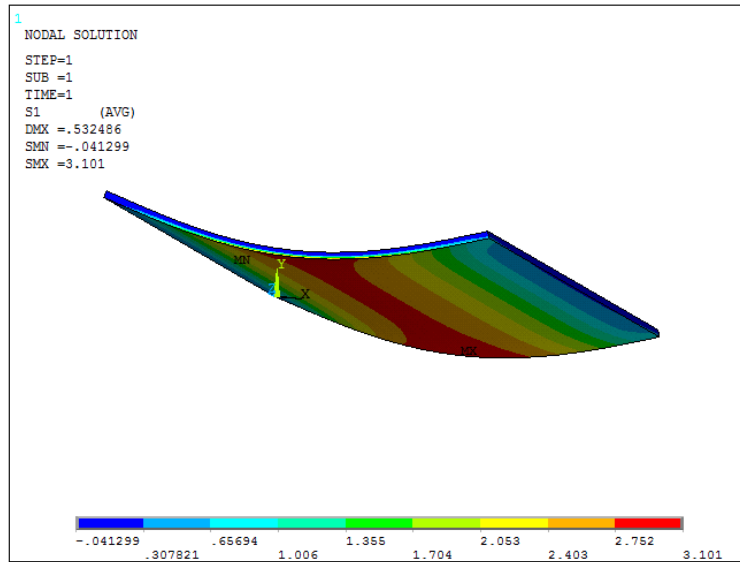


Figura 8.60. Solaio soggetto al peso proprio: tensioni allo SLC.

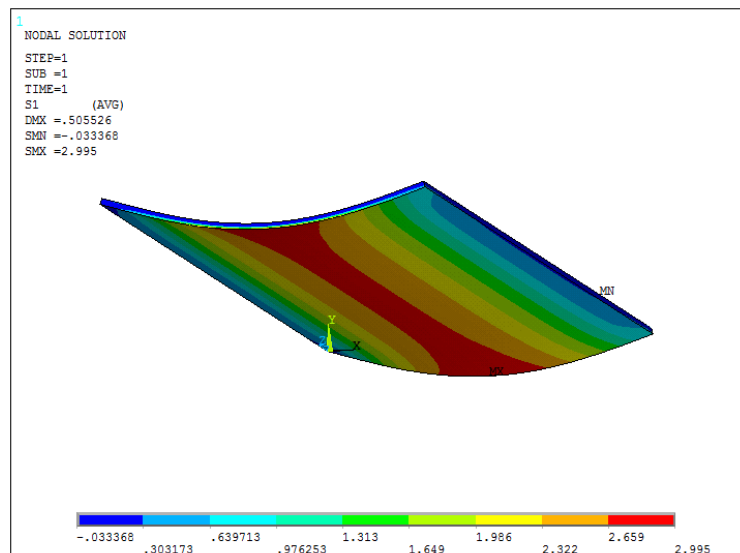


Figura 8.61. Solaio soggetto al proprio: tensioni allo SLC sulla lastra di vetro indurito.

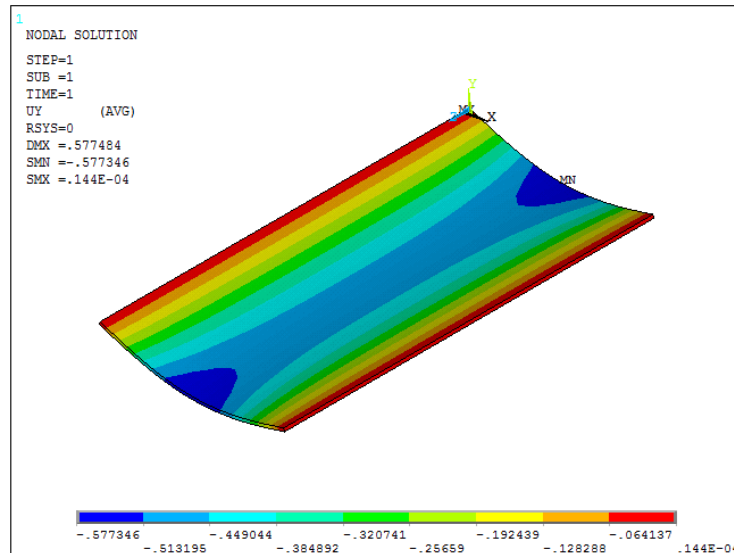


Figura 8.62. Solaio soggetto al peso proprio: deformata allo SLE.

Pertanto per la lastra di vetro risulta

$$\sigma_{\max}^G = 3.10 \text{ MPa} \text{ allo SLC (modello 3D);}$$

$$w_{\max}^G = 0.58 \text{ mm} \text{ allo SLE (modello 3D).}$$

La tensione massima di trazione sulla lastra di vetro indurito risulta:

$$\sigma_{\max;\text{ind}}^G = 2.99 \text{ MPa} \text{ allo SLC (modello 3D).}$$

Si noti che i valori delle tensioni sono leggermente superiori a quelli calcolati con il modello a trave. Questa differenza è dovuta all'effetto bordo, dove si ha un aumento di tensione nel caso di lastre sottili di notevole larghezza.

8.5.2.4.2 Calcolo di tensioni e deflessioni per la lastra soggetta all'azione di Cat. B2 (distribuito)

Il calcolo di tensioni e deflessione massime viene ancora effettuato con il metodo degli spessori equivalenti E.E.T. della Sezione 6.3.3.1. Le proprietà dell'intercalare in PVB vengono considerate per un tempo di 30 secondi e a una temperatura di 50°C. Il modulo a taglio dell'intercalare risulta, in base ai valori forniti da un produttore, pari a 0.3 MPa.

Dopo il calcolo a trave, le tensioni e la deflessione massima vengono calcolati mediante un'analisi FEM tridimensionale della lastra monolitica equivalente al solo scopo di confronto dei risultati.

Per il caso di trave semplicemente appoggiata soggetta a carico uniforme si ha $\Psi = \frac{168}{17l^2} = 9.8824 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-2}$; il coefficiente η vale:

$$\eta = \frac{1}{1 + \frac{Eh_{\text{int}}}{G_{\text{int}}b} \frac{J_1 + J_2}{J_{\text{tot}}} \frac{A_1 A_2}{A_1 + A_2} \Psi} = 0.2946.$$

Le grandezze geometriche necessarie per il calcolo degli spessori efficaci sono le stesse calcolate al paragrafo 8.5.2.4.1. Lo spessore efficace per il calcolo delle deflessioni secondo (6.46) è:

$$h_w = 16.48 \text{ mm.}$$

Gli spessori equivalenti per il calcolo delle tensioni nella lastra 1 e nella lastra 2 sono invece forniti dalla (6.48):

$$h_{1;\sigma} = h_{2;\sigma} = 18.47 \text{ mm.}$$

Dato che le lastre hanno resistenze diverse, è necessario effettuare la verifica anche nella lastra interna. Lo spessore efficace per effettuare le verifiche di resistenza relative alla lastra di vetro indurito risulta essere

$$\hat{h}_{INT1;\sigma} = \sqrt{\frac{1}{\left| \frac{2\eta d_1}{h_1^3 + h_2^3 + 12I_s} - \frac{h_1}{h_w^3} \right|}} = 20.27 \text{ mm.}$$

L'azione di progetto per lo Stato Limite Ultimo è data dal carico distribuito:

$$F_d = \gamma_Q q_k = 4.5 \text{ kN/m}$$

dove

$\gamma_Q=1.5$: fattore parziale per le azioni variabili, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali;

q_k : azione di Cat B2.

$$M_d = \frac{1}{8} F_d l = \frac{1}{8} (4.5 \cdot 2) \cdot 1 = 1.125 \text{ kNm};$$

$$\sigma_{\max}^q = \frac{M_d}{W_{eq}} = \frac{1.125 \cdot 10^6}{\frac{2000 \cdot 18.47^2}{6}} = 9.90 \text{ MPa.}$$

La tensione massima di trazione sulla lastra di vetro indurito risulta:

$$\sigma_{\max;\text{ind}}^G = \frac{M_d}{W_{eq}} = \frac{1.125 \cdot 10^6}{\frac{2000 \cdot 20.27^2}{6}} = 8.21 \text{ MPa.}$$

Per il calcolo delle deflessioni, si considera lo Stato Limite di Servizio, a cui è associata un'azione di progetto

$$F_d = q_k = 3.0 \text{ kN/m,}$$

a cui corrisponde la deflessione massima

$$w_{\max}^q = \frac{5F_d l^4}{384EJ} = \frac{5 \cdot (3.0 \cdot 2) \cdot 1000^4}{384 \cdot 70000 \cdot \frac{2000 \cdot 16.48^3}{12}} = 1.50 \text{ mm.}$$

Le tensioni massime e la deflessione vengono ora calcolate tramite modellazione agli Elementi Finiti 3D delle lastre monolitiche equivalenti. La Figura 8.63 e la Figura 8.64 riportano le massime tensioni sulla lastra di vetro temperato e sulla lastra di vetro indurito, rispettivamente; la Figura 8.65 riporta la deflessione della lastra.

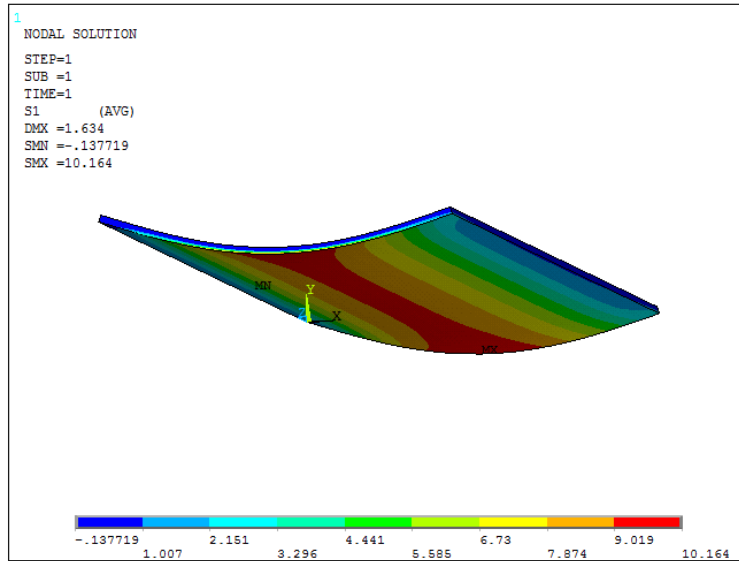


Figura 8.63. Solaio soggetto al carico accidentale: tensioni allo SLC

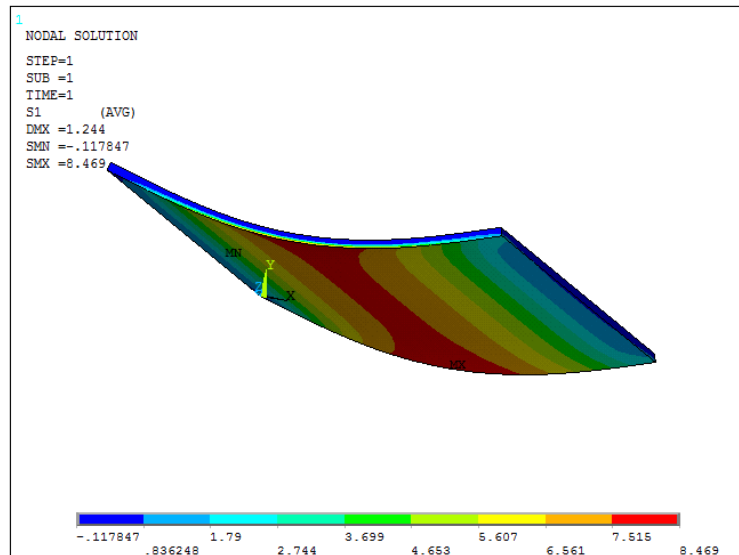


Figura 8.64. Solaio soggetto al carico accidentale: tensioni allo SLC sulla lastra di vetro indurito

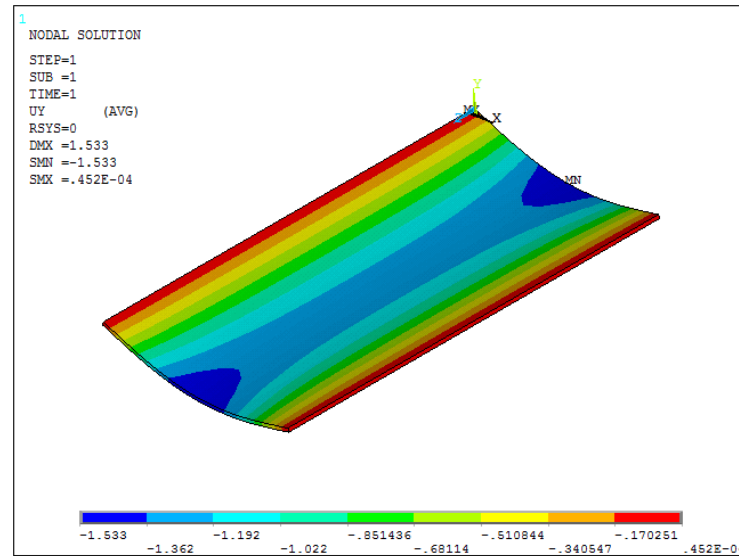


Figura 8.65. Solaio soggetto al carico accidentale: deformata allo SLE

Dall'analisi della lastra risulta:

$$\sigma_{\max}^q = 10.16 \text{ MPa} \quad \text{allo SLC};$$

$$w_{\max}^q = 1.53 \text{ mm} \quad \text{allo SLE}.$$

La tensione massima di trazione sulla lastra di vetro indurito risulta:

$$\sigma_{\max;\text{ind}}^q = 8.47 \text{ MPa} \quad \text{allo SLC}.$$

Si ribadisce ancora che il valore della tensione massime ottenuti mediante l'analisi FEM è leggermente superiore a quello calcolato con il modello a trave a causa dell'effetto bordo, già discusso in precedenza.

8.5.2.4.3 Verifica del solaio soggetto a peso proprio + accidentale (azione distribuita)

Per effettuare le verifiche allo SLC, i valori delle tensioni massime precedentemente calcolati con il metodo analitico e con il calcolo agli elementi finiti devono essere combinati secondo il criterio (7.8). Si esegue una verifica locale in corrispondenza della mezzera del lato corto considerando i risultati del metodo agli elementi finiti, sia sulla lastra di vetro temperato che su quella di vetro indurito.

Considerando i risultati dell'analisi F.E.M., dalla verifica dello stato di tensione sulla lastra di vetro temperato risulta

$$\frac{\sigma_{\max}^G}{f_{g;d}^G} + \frac{\sigma_{\max}^q}{f_{g;d}^q} = \frac{3.10}{60.24} + \frac{10.16}{69.60} = 0.197 \leq 1.$$

Dalla verifica dello stato di tensione sulla lastra di vetro indurito risulta

$$\frac{\sigma_{\max}^G}{f_{g;d}^G} + \frac{\sigma_{\max;\text{ind}}^q}{f_{g;d}^q} = \frac{2.99}{23.20} + \frac{8.47}{32.56} = 0.389 \leq 1.$$

La condizione di resistenza è soddisfatta.

8.6 Pinna a sostegno di una facciata

L'esempio proposto riguarda le pinne di 0.45 m di profondità, poste ad interasse di 2.0 m, a sostegno della facciata di vetro alta 4.0 m schematicamente rappresentata in Figura 8.66.

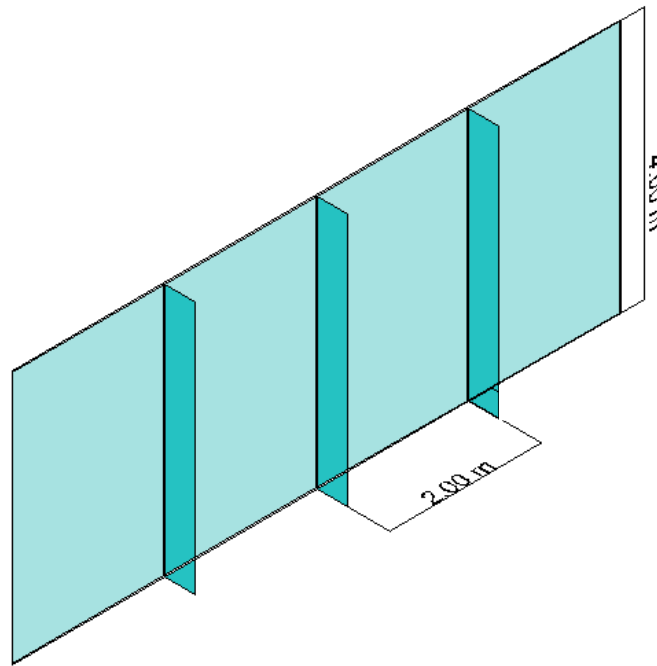


Figura 8.66 Facciata di vetro costituita da lastre e pinne.

Ciascuna pinna è realizzata mediante l'accoppiamento di due lastre di vetro indurito dello spessore di 12 mm ciascuna, tramite intercalare in PVB di spessore 1.52 mm, rappresentato in Figura 8.67.

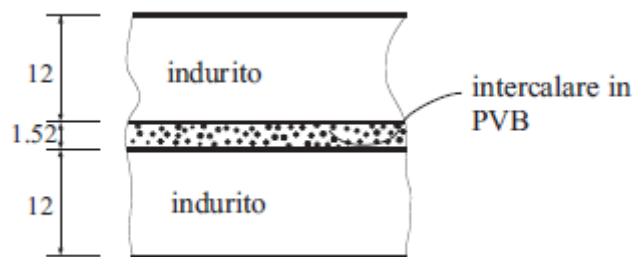


Figura 8.67. Composizione della lastra stratificata.

L'esempio di calcolo riguarda in modo specifico la pinna; per quanto riguarda le lastre di facciata si rimanda agli esempi precedenti.

La pinna è "appesa", ovvero incernierata all'estremo superiore e libera di muoversi in direzione assiale all'estremo inferiore. Si suppone che il peso proprio della vetrata sia portato da un altro sistema di supporto (ad esempio un cavo di sospensione, oppure che le lastre siano impilate a contatto l'una sull'altra): sotto queste ipotesi, la pinna entra in gioco nei confronti della sola azione del vento.

La facciata di vetro è realizzata mediante l'unione della vetrata alla pinna tramite supporti puntuali. Sotto queste condizioni, la pinna si comporta come una trave a carico indiretto e, supponendo di avere un supporto proprio in corrispondenza della mezzera della pinna, il momento flettente massimo in quest'ultima coincide con quello che risulterebbe se la facciata fosse linearmente vincolata alla pinna lungo tutta la sua lunghezza, ovvero

$$M_d = \frac{1}{8} F_d l^2,$$

dove F_d rappresenta l'azione del vento. In generale, se i vincoli sulla pinna sono sufficientemente diffusi, non si commette un errore rilevante a considerare l'azione trasmessa dalla vetrata come distribuita su tutta la lunghezza della pinna anche per il calcolo delle inflessioni.

Le pinne sono classificate come elementi di seconda classe (Tabella 3.7).

Il comportamento della pinna viene analizzato facendo riferimento alle seguenti fasi:

fase I – comportamento pre-rottura, in cui entrambe le lastre sono ancora integre (verifiche SLE e SLU);

fase II – comportamento post-rottura, dopo la rottura di una lastra, in cui la totalità del carico viene portato dalla lastra integra (verifica SLC).

8.6.1 Analisi dei carichi

I carichi agenti sono costituiti da:

Peso proprio della pinna:

peso specifico del vetro: $\gamma_v = 25 \text{ kN/m}^3$;
peso specifico dell'intercalare: $\gamma_{PVB} = 10.5 \text{ kN/m}^3$;

Il peso proprio risulta essere $G = (25 \cdot 2 \cdot 0.012 + 10.5 \cdot 0.00152) \cdot 0.45 = 0.277 \text{ kN/m}^2$ (corrispondente ad un peso totale 1.11 kN).

La durata del carico di progetto relativamente al peso proprio è di 50 anni.

Azione del vento:

Per tenere conto dei possibili effetti della fatica statica (Paragrafo 2.2.1.1), la verifica viene quindi eseguita, come prescritto nel Paragrafo 4.5.1, sia per il caso di vento con velocità di picco mediata su 3 s, che per il caso di vento con durata di 10 minuti.

Per la raffica di vento di durata 3 secondi, si ha una pressione pari a $p_w = 1.2 \text{ kN/m}^2$.

La pressione del vento mediata su 10 minuti può essere ricavata utilizzando la relazione (4.26)

$$\frac{p_{w,10\text{min}}}{p_{w,3\text{sec}}} = \frac{1}{c_{e,2}},$$

in cui $c_{e,2}$, secondo la (4.27), è dato da

$$c_{e,2}(z) = 1 + \frac{7}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)c_t},$$

dove:

$c_t=1$: coefficiente di attrito, il cui valore è ricavato dalle Norme Tecniche;

z : altezza rispetto al suolo;

z_0 : altezza di riferimento, fornita dalle Norme Tecniche in base alla categoria.

Assumendo che l'esposizione al vento sia in categoria II, si ha $z_0=0.05 \text{ m}$; considerando $z=50 \text{ m}$ si ottiene $c_{e,2} = 2.01$ e si può quindi calcolare la pressione del vento relativa a una durata dell'azione di 10 minuti come

$$p_{w,10\text{min}} = 1,2 / 2.01 = 0.597 \text{ MPa}.$$

8.6.2 Resistenza di progetto

La resistenza di progetto del vetro viene calcolata distintamente per le diverse condizioni di carico. Facendo riferimento alla (7.5) e considerando che la verifica è, nel caso in esame, sempre sul bordo si ha

$$f_{g;d} = \frac{k_{mod} k_{ed} k_{sf} \lambda_{gl} \lambda_{gA} f_{g;k}}{R_M \gamma_M} + \frac{k'_{ed} k_v (f_{b;k} - f_{g;k})}{R_{M,v} \gamma_{M,v}},$$

dove:

k_{mod}	coefficiente di riduzione per il fenomeno della fatica statica, riportato in Tabella 2.2 in funzione del tipo di azione esterna e della sua durata caratteristica;
$k_{ed}=0.8$	coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori (Tabella 7.3) per il vetro con bordi lucidati;
$k_{sf}=1$	coefficiente per il profilo superficiale del vetro senza trattamenti superficiali (Tabella 7.4)
$f_{g;k} = 45$ MPa	resistenza caratteristica nominale del vetro float;
$R_M = 1$	fattore riduttivo del coefficiente parziale, per verifiche in seconda classe (Tabella 7.10);
$\gamma_M = 2.50$	coefficiente parziale del vetro float (Tabella 7.9);
$k'_{ed} = 0.8$	coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori (Tabella 7.3) per il vetro con bordi lucidati;
$k_v = 1$	coefficiente per lastre con trattamento termico effettuato in orizzontale (Tabella 7.8);
$f_{b;k} = 70$ MPa	resistenza caratteristica nominale del vetro indurito termicamente (Tabella 7.7);
$R_{M,v} = 1$	fattore riduttivo del coeff. parziale, per verifiche in seconda classe (Tabella 7.10);
$\gamma_{M,v} = 1.35$	coefficiente parziale per il vetro presollecitato (Tabella 7.9);
λ_{gA}	fattore di scala per le sollecitazioni lontane dai bordi; nel caso in esame si ha $\lambda_{gA}=1$;
λ_{gl}	fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo, calcolato per la trave tramite la (7.7); per bordi molati si ha:

$$\lambda_{gl} = \left(\frac{0.0741 \cdot 0.45}{k_b \cdot l_b} \right)^{1/12.5} = 0.763 \leq 1,$$

Dove:

$k_b = 0.2434$	coefficiente per il calcolo dell'effetto scala in prossimità del bordo (Tabella 7.6);
$l_b = 4$ m	lunghezza totale del bordo soggetto a trazione.

Il coefficiente k_{mod} varia in funzione dell'azione considerata.

Resistenza per il peso proprio:

Essendo $k_{mod} = 0.26$. per un tempo convenzionale di applicazione del carico pari a 50 anni (Tabella 2.2), si ottiene quindi:

$$f_{g;d}^G = 17.67 \text{ MPa.}$$

Resistenza per l'azione del vento (raffica 3minuti):

Essendo $k_{mod} = 0.88$ il coefficiente di riduzione per il fenomeno della fatica statica per la raffica di durata caratteristica (equivalente all'integrale dello spettro) pari a 5 s (Tabella 2.2), così come suggerito nella Tabella 4.18, si ottiene quindi

$$f_{g;d}^{w,3\text{sec}} = 24.49 \text{ MPa.}$$

Resistenza per l'azione del vento (10 minuti):

Essendo $k_{mod} = 0.65$ per un tempo convenzionale di applicazione del carico pari a 10 minuti (Tabella 2.2), si ottiene una resistenza di progetto pari a

$$f_{g;d}^{w,10\text{min}} = 21.96 \text{ MPa.}$$

Per quanto riguarda la deformata di progetto, la pinna può essere equiparata la pinna ad un montante (EN13830). Si assume quindi il minore tra i due valori $L/200=20$ mm e 15 mm. Si ha quindi $w_{lim}=15$ mm.

8.6.3 Fase I – Comportamento pre-rottura

8.6.3.1 Calcolo di tensioni per la pinna soggetta al peso proprio

La pinna, per effetto del peso proprio, è soggetta a trazione a causa del carico distribuito in direzione verticale; la tensione di trazione si può quindi calcolare semplicemente come $\sigma_{max}^G = \frac{F_d}{A}$, dove A è l'area della sezione trasversale della pinna, di dimensioni $450 \times (12+12)$ mm e l'azione di progetto per lo Stato Limite Ultimo è fornita da

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 = 1.44 \text{ kN,}$$

dove $\gamma_{G1}=1.3$ è il fattore parziale per i pesi propri comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali (Tabella 7.2).

Si ha quindi una tensione di trazione uniforme pari a

$$\sigma_{max}^G = \frac{F_d}{A} = \frac{1.44 \cdot 10^3}{24 \cdot 450} = 0.13 \text{ MPa.}$$

In questa analisi si può trascurare il contributo del polimero.

8.6.3.2 Calcolo di tensioni e deflessioni per la pinna soggetta all'azione del vento

In base alla configurazione di progetto, il piano di sollecitazione è parallelo a quelli delle lastre costituenti la pinna. Pertanto, nel calcolo a flessione la sezione può essere trattata come omogenea e monolitica della dimensione di 24×450 mm.

Dato che il vetro è soggetto al fenomeno della fatica statica (Paragrafo 2.2.1.1), sarebbe necessario eseguire la verifica, come prescritto nel Paragrafo 4.5.1, sia per il caso di vento con velocità di picco mediata su 3 s, sia per il caso di vento con durata di 10 minuti. Nel caso in esame è però evidente che, essendo l'azione relativa alla raffica di 10 minuti decisamente minore di quella relativa alla raffica di 3 secondi e le resistenze equiparabili, la condizione più gravosa è comunque quella relativa all'azione di durata 3 secondi. Per completezza si farà comunque tale verifica.

8.6.3.2.1 Calcolo di tensioni e deflessioni sotto vento di raffica

L'azione di progetto per lo Stato Limite Ultimo è fornita da

$$F_d = \gamma_Q p_w i = 3.60 \text{ kN/m},$$

dove

$\gamma_Q=1.5$: fattore parziale per le azioni variabili, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali;

$p_w=1.2 \text{ kN/m}^2$: azione del vento di picco;

$i=2 \text{ m}$: interasse delle pinne.

Il momento flettente massimo è dato da

$$M_d = \frac{1}{8} F_d l^2 = \frac{1}{8} 3.60 \cdot 4^2 = 7.20 \text{ kNm};$$

la tensione massima risulta quindi pari a

$$\sigma_{\max}^{w,3\text{sec}} = \frac{M_d}{W} = \frac{7.20 \cdot 10^6}{\frac{24 \cdot 450^2}{6}} = 8.89 \text{ MPa}.$$

Per il calcolo delle deflessioni, si considera lo Stato Limite di Esercizio, a cui è associata un'azione di progetto

$$F_d = p_w i = 2.4 \text{ kN/m};$$

a cui corrisponde la deflessione massima

$$w_{\max}^{w,3\text{sec}} = \frac{5F_d l^4}{384EJ} = \frac{5 \cdot 2.4 \cdot 4000^4}{384 \cdot 70000 \cdot \frac{24 \cdot 450^3}{12}} = 0.627 \text{ mm}.$$

8.6.3.2.2 Calcolo di tensioni e deflessioni per l'azione del vento di 10 minuti

L'azione di progetto per lo Stato Limite Ultimo è fornito da

$$F_d = \gamma_Q p_{w,10\text{min}} i = 1.79 \text{ kN/m},$$

dove

$\gamma_Q=1.5$ fattore parziale per le azioni variabili, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali;

$p_{w,10\text{min}}$ azione del vento (10 minuti)

i interasse delle pinne.

Il momento flettente massimo è dato da

$$M_d = \frac{1}{8} F_d l^2 = \frac{1}{8} 1.79 \cdot 4.0^2 = 3.58 \text{ kNm};$$

la tensione massima risulta quindi

$$\sigma_{\max}^{w,10\text{min}} = \frac{M_d}{W} = \frac{3.58 \cdot 10^6}{\frac{24 \cdot 450^2}{6}} = 4.42 \text{ MPa}.$$

Per il calcolo delle deflessioni, si considera lo Stato Limite di Servizio, a cui è associata un'azione di progetto

$$F_d = p_w i = 1.19 \text{ kN/m};$$

a cui corrisponde una deflessione massima data da

$$w_{\max}^{w,10\text{min}} = \frac{5F_d l^4}{384EJ} = \frac{5 \cdot 1.19 \cdot 4000^4}{384 \cdot 70000 \cdot \frac{24 \cdot 450^3}{12}} = 0.311 \text{ mm.}$$

Risulta evidente che tensioni e sollecitazioni dovute all'azione del vento di 10 minuti sono minori dei quelle dovute alla raffica (3 secondi).

8.6.3.3 Verifica della pinna soggetta alle diverse combinazioni di carico

Per effettuare le verifiche di resistenza, è necessario combinare l'effetto delle diverse azioni, che corrispondono a resistenze di progetto diverse. Si rende quindi necessario verificare la resistenza della trave sotto l'azione di peso proprio, carico permanente e azione del vento (nei due casi di azione istantanea del vento di 3 secondi e azione del vento di 10 minuti).

La verifica è effettuata secondo l'espressione (7.8). Per il calcolo della freccia massima w allo Stato Limite di Servizio, si può utilizzare l'espressione (7.9) e la verifica è soddisfatta se

$$w \leq w_{\lim},$$

dove $w_{\lim} = 15$ mm. Nel caso in esame, la freccia massima dovuta ad ogni azione si ha in corrispondenza della mezzeria della pinna. Il peso proprio non causa deformazioni flessionali della pinna.

8.6.3.3.1 Verifica della pinna soggetta al peso proprio e all'azione del vento di raffica

Seguendo il criterio (7.8) si ha

$$\frac{\sigma^G}{f_{g;d}^G} + \frac{\sigma_{\max}^{w,3\text{sec}}}{f_{g;d}^{w,3\text{sec}}} = \frac{0.13}{17.67} + \frac{8.89}{24.49} = 0.370 \leq 1.$$

La condizione di resistenza allo SLU risulta verificata.

La freccia massima risulta essere:

$$w_{\max} = w_{\max}^{w,3\text{sec}} = 0.2627 \text{ mm} < 15 \text{ mm.}$$

La condizione di deformabilità allo SLE è verificata.

8.6.3.3.2 Verifica della pinna soggetta al peso proprio e all'azione del vento di durata 10 minuti

In accordo con il criterio (7.8)

$$\frac{\sigma^G}{f_{g;d}^G} + \frac{\sigma_{\max}^{w,10\text{min}}}{f_{g;d}^{w,10\text{min}}} = \frac{0.13}{17.67} + \frac{4.42}{21.96} = 0.209 \leq 1.$$

La condizione di resistenza allo SLU è verificata.

La freccia massima allo SLE vale:

$$w_{\max} = w_{\max}^{w,10\min} = 0.311 \text{ mm} < 15 \text{ mm}.$$

La condizione di deformabilità è verificata.

8.6.3.4 Verifica di stabilità flessio-torsionale

La verifica di stabilità flessio-torsionale della pinna viene eseguita nei due casi di azione del vento della durata di 3 secondi e azione del vento della durata di 10 minuti, ipotizzando, a vantaggio di sicurezza, la temperatura pari a 50°C.

8.6.3.4.1 Verifica di stabilità flessio-torsionale per l'azione del vento di raffica

L'azione produce un momento massimo di progetto $M_{ed} = 7.20 \text{ kNm}$.

Il momento critico $M_{cr}^{(E)}$ dell'elemento può essere valutato mediante l'equazione (6.81), ovvero

$$M_{cr}^{(E)} = C_1 \frac{\pi}{L_0} \sqrt{EJ_{eq} GJ_{t,tot}},$$

dove:

$E = 70000 \text{ N/mm}^2$ il modulo di elasticità normale del vetro;

$G = 28455 \text{ N/mm}^2$ (modulo a taglio del vetro, calcolato considerando $\nu=0.23$);

$C_1 = 1.13$ (coefficiente fornito dalla Tabella 6.8 per distribuzione parabolica del momento flettente).

Per il calcolo del momento d'inerzia equivalente J_{eq} , in accordo con l'equazione (6.72), è necessario calcolare lo spessore equivalente $h_{ef;w}$ (6.73). Per il caso in esame, si ha:

$$d = 0.5(h_1 + h_2) + h_{int} = 13.52 \text{ mm} \quad ;$$

$$I_s = \frac{h_1 + h_2}{h_1 h_2} d^2 = 1096.74 \text{ mm}^3;$$

$$\Gamma_b = \frac{1}{1 + \pi^2 \frac{h_{int} E I_s}{G_{int} I^2 d^2}} = 0.5277;$$

con $G_{int} = 0.44 \text{ MPa}$ (per un tempo di applicazione del carico di 3 secondi, sotto l'ipotesi di $T=50^\circ\text{C}$).

Si ottiene quindi:

$$h_{ef;w} = \sqrt[3]{h_1^3 + h_2^3 + 12\Gamma_b I_s} = 21.82 \text{ mm}; \quad J_{eq} = \frac{b h_{ef;w}^3}{12} = 3.898 \cdot 10^5 \text{ mm}^4.$$

Il momento d'inerzia torsionale della sezione di vetro stratificato è dato da:

$$J_{t,tot} = J_{t,1} + J_{t,2} + J_{t,int};$$

dove

$$J_{t,1} = \frac{b h_1^3}{3} = J_{t,2} = \frac{b h_2^3}{3} = 259200 \text{ mm}^4; \quad J_{t,int} = J_s \left(1 - \frac{\tanh \frac{\lambda b}{2}}{\frac{\lambda b}{2}} \right) = 5.444 \cdot 10^4 \text{ mm}^4;$$

con

$$\lambda = \sqrt{\frac{G_{int}}{G} \frac{h_1 + h_2}{h_1 h_2 h_{int}}} = 0.0013; \quad J_s = 4 \left(\frac{h_1 + h_2}{2} + h_{int} \right) \frac{h_1 h_2}{h_1 + h_2} b = 1.974 \cdot 10^6 \text{ mm}^4.$$

Si ha quindi

$$J_{t,tot} = J_{t,1} + J_{t,2} + J_{t,int} = 5.728 \cdot 10^6 \text{ mm}^4;$$

che permette di determinare:

$$M_{cr}^{(E)} = C_1 \frac{\pi}{L_0} \sqrt{EJ_{eq} GJ_{t,tot}} = 1.872 \cdot 10^7 \text{ Nmm}.$$

Il momento critico resistente della pinna è dato dalla relazione (6.78) nella forma

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_R = \chi_{LT} W_x f_{g;d},$$

dove il fattore di riduzione è dato dalla (6.66) in funzione della snellezza normalizzata dell'elemento stratificato, calcolata tramite la (6.79) come

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_x f_{gk;st}}{M_{cr}^{(E)}}} = 1.426;$$

con:

$f_{gk;st} = k_{mod} k_{ed} k_{sf} \lambda_{gt} \lambda_{gA} f_{g;k} + k'_{ed} k_v (f_{b;k} - f_{g;k}) = 44.19 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica a trazione, da considerarsi nelle verifiche di stabilità dell'equilibrio, definita come al paragrafo 6.4.2.1);

$$W_x = \frac{b^2 h_{ef;w}}{6} = 861300 \text{ mm}^3 \text{ (modulo di resistenza);}$$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha^* (\bar{\lambda} - \alpha_0) + \bar{\lambda}^2 \right] = 1.676,$$

dato dalla (6.67) con $\alpha^*=0.26$; $\alpha_0=0.20$; (paragrafo 6.4.3);

$f_{g;d} = 24.49 \text{ N/mm}^2$ (resistenza di progetto del vetro per l'azione del vento di 3 minuti).

Si ha quindi

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.3911;$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_R = \chi_{LT} W_x f_{g;d} = 8.25 \cdot 10^6 \text{ Nmm}.$$

Dalla verifica di stabilità risulta:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{7.20 \cdot 10^6}{8.25 \cdot 10^6} = 0.87 < 1;$$

8.6.3.4.2 Verifica di stabilità flessio-torsionale per l'azione del vento medio su 10 minuti

L'azione produce un momento massimo di progetto $M_{ed} = 3.58 \cdot 10^6 \text{ kNm}$.

Il momento critico resistente della pinna è dato dalla relazione (6.78):

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_R = \chi_{LT} W_x f_{g;d},$$

dove il fattore di riduzione è dato dalla (6.66) in funzione della snellezza normalizzata dell'elemento stratificato, calcolata tramite la (6.79), ovvero

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_x f_{gk;st}}{M_{cr}^{(E)}}} = 1.320,$$

con:

$f_{gk;st} = k_{mod} k_{ed} k_{sf} \lambda_{gl} \lambda_{gA} f_{g;k} + k'_{ed} k_v (f_{b;k} - f_{g;k}) = 37.86 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica a trazione, da considerarsi nelle verifiche di stabilità dell'equilibrio, definita come al paragrafo 6.4.2.1);

$$W_x = \frac{b^2 h_{ef;w}}{6} = 861300 \text{ mm}^3 \text{ (modulo di resistenza);}$$

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha^* (\bar{\lambda} - \alpha_0) + \bar{\lambda}^2 \right] = 1.517, \text{ , dato dalla (6.67) con } \alpha^*=0.26; \quad \alpha_0=0.20;$$

$f_{g;d} = 21.82 \text{ N/mm}^2$ (resistenza di progetto del vetro per l'azione del vento di 10 minuti).

Si ha quindi

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.4417;$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_R = \chi_{LT} W_x f_{g;d} = 8.35 \cdot 10^6 \text{ Nmm}.$$

Dalla verifica di stabilità risulta:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{3.58 \cdot 10^6}{8.35 \cdot 10^6} = 0.43 < 1.$$

8.6.4 Fase II - Comportamento post-rottura

Si verifica il comportamento post-rottura della pinna di vetro sotto l'azione del vento e del peso proprio. Si effettuano le verifiche nel caso in cui una lastra sia danneggiata, e il carico sia interamente portato dalla sola lastra restante. Nella fase post-rottura si dovrà inoltre verificare che la deformazione dell'elemento sia compatibile con la concezione e conformazione dei vincoli.

In accordo con quanto prevede il Paragrafo 3.2.2, per le verifiche post-rottura si fa riferimento ad una vita nominale convenzionalmente assunta pari a 10 anni. Per riscaldare l'azione del vento si utilizzano le relazioni (4.10) e (4.11) che permettono di determinare la velocità di riferimento per un periodo di ritorno pari a 10 anni secondo l'espressione

$$v_r = v_{b50} \cdot c_r, \quad c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}, \text{ per } 5 \text{ anni} < T_R \leq 50 \text{ anni},$$

dove:

c_r coefficiente di ritorno;

v_{b50} velocità di riferimento, definita come il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni

T_R periodo di ritorno.

Si ottiene quindi, per un periodo $T_R=10$ anni, $c_r = 0.903$. Essendo la pressione del vento direttamente proporzionale al quadrato della velocità, per la (4.14), la pressione del vento a 10 anni si può calcolare come segue:

$$\frac{P_{w,10}}{P_{w,50}} = c_r^2 \rightarrow P_{w,10} = (0.903)^2 P_{w,50} = 0.816 \cdot 1.2 = 0.979 \text{ kN/m}^2$$

Le resistenze di progetto sono le medesime calcolate al paragrafo 8.6.2. Nel seguito, l'apice *p-r* indica tensioni e deflessioni relative al comportamento post-rottura.

8.6.4.1 Calcolo di tensioni per la pinna soggetta a peso proprio

L'azione di progetto per lo Stato Limite di Collasso è fornito da

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 = 1.44 \text{ kN}$$

dove $\gamma_{G1}=1.3$ è il fattore parziale per i pesi propri comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali (Tabella 7.2), a cui corrisponde la tensione massima di trazione:

$$\sigma_{\max}^{G;p-r} = \frac{F_d}{A} = \frac{1.44 \cdot 10^3}{12 \cdot 450} = 0.27 \text{ MPa.}$$

8.6.4.2 Calcolo di tensioni e deflessione per la pinna soggetta all'azione del vento di raffica

L'azione di progetto per lo SLC è fornito da

$$F_d = \gamma_Q P_{w,10,3sec} i = 2.94 \text{ kN/m,}$$

dove

$\gamma_Q=1.5$ fattore parziale per le azioni variabili, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali;

$P_{w,10,3 sec}$ azione del vento per un $T_R=10$ anni,
 i interasse delle pinne.

La tensione massima risulta

$$M_d = \frac{1}{8} F_d l^2 = \frac{1}{8} 2.94 \cdot 4^2 = 5.87 \text{ kNm ;}$$

$$\sigma_{\max}^p = \frac{M_d}{W} = \frac{5.87 \cdot 10^6}{\frac{12 \cdot 450^2}{6}} = 14.50 \text{ MPa.}$$

8.6.4.3 Calcolo di tensioni e deflessione per la pinna soggetta all'azione del vento mediata su 10 minuti

La pressione del vento della durata di 10 minuti per un periodo di ritorno di 10 anni risulta, in accordo con il paragrafo 8.6.1

$$p_{w,10,10min} = 0.979/2.01 = 0.487 \text{ MPa.}$$

L'azione di progetto per lo Stato Limite di Collasso è fornito da

$$F_d = \gamma_Q P_{w,10,10min} i = 1.46 \text{ kN/m,}$$

dove

$\gamma_Q=1.5$ fattore parziale per le azioni variabili, comprensivo delle incertezze del modello e delle tolleranze dimensionali;

$p_{w,10,10min}$ azione del vento (10 minuti);
 i interasse delle pinne.

La tensione massima risulta

$$M_d = \frac{1}{8} F_d l^2 = \frac{1}{8} 1.46 \cdot 42.92^2 = 2.92 \text{ kNm};$$

$$\sigma_{\max}^{p,10min,p-r} = \frac{M_d}{W} = \frac{2.92 \cdot 10^6}{\frac{12 \cdot 450^2}{6}} = 7.22 \text{ MPa}.$$

8.6.4.4 Verifica allo SLC della pinna soggetta alle diverse combinazioni di carico

Combinando le azioni secondo la (7.8) si ottiene quanto segue

Verifica della pinna soggetta al peso proprio e all'azione del vento di durata 3 secondi

La verifica di resistenza allo SLC viene eseguita nella sezione di mezzeria della pinna. Si ha

$$\frac{\sigma_{g;d}^{G,p-r}}{f_{g;d}^G} + \frac{\sigma_{\max}^{w,3sec,p-r}}{f_{g;d}^{w,3sec}} = \frac{0.27}{17.67} + \frac{14.50}{24.49} = 0.607 \leq 1.$$

La condizione di resistenza è verificata.

Verifica della pinna soggetta al peso proprio e all'azione del vento di durata 3 secondi

La verifica allo SLC viene eseguita nella sezione di mezzeria della pinna.

$$\frac{\sigma_{g;d}^{G,p-r}}{f_{g;d}^G} + \frac{\sigma_{\max}^{w,10min,p-r}}{f_{g;d}^{w,10min}} = \frac{0.27}{17.67} + \frac{7.22}{21.96} = 0.344 \leq 1.$$

La condizione di resistenza è verificata.

La verifica di stabilità flessio-torsionale, qui omessa per brevità, si effettua in modo analogo a quanto riportato nel paragrafo 8.6.3.4.

8.7 Verifiche particolari di stabilità dell'equilibrio

In questo paragrafo, facendo specifico riferimento al Paragrafo 6.4, vengono effettuate alcune particolari verifiche di stabilità dell'equilibrio di elementi di vetro stratificato.

Per il caso di una trave, di dimensioni $b = 200 \text{ mm}$ e $l = 1000 \text{ mm}$, le verifiche vengono effettuate nei casi di compressione assiale (Paragrafo 8.7.2) e inflessione (Paragrafo 8.7.3).

Successivamente (par. 8.7.4) viene effettuata la verifica di un pannello di vetro stratificato, di dimensioni $a = 1000 \text{ mm} \times b = 1000 \text{ mm}$, soggetto a un carico di compressione nel piano.

In entrambi i casi, il pacchetto stratificato (Figura 8.68) si suppone composto da due lastre di vetro float ricotto ($h_1 = h_2 = 10 \text{ mm}$) ed intercalare in PVB ($h_{int} = 1.52 \text{ mm}$).

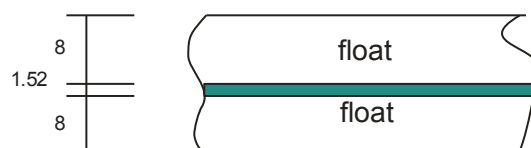


Figura 8.68. Composizione della lastra di vetro stratificato per le verifiche di stabilità.

8.7.1 Resistenza di progetto

La resistenza di progetto secondo la (7.5) è data da

$$f_{g;d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_{ed} \cdot k_{sf} \cdot \lambda_{gA} \cdot \lambda_{gl} \cdot f_{g;k}}{R_M \gamma_M} + \frac{k'_{ed} k_v \cdot (f_{b;k} - f_{g;k})}{R_{M;v} \gamma_{M;v}},$$

dove:

$k_{\text{mod}}=0.88$ coefficiente di riduzione per il fenomeno della fatica statica carico di 3 secondi (Tabella 2.2);

$k_{sf}=1$ coefficiente per il profilo superficiale del vetro senza trattamenti superficiali (Tabella 7.4);

$f_{g;k} = 45 \text{ MPa}$ resistenza caratteristica nominale del vetro float (Tabella 7.7);

$R_M = 1$ fattore riduttivo del coefficiente parziale, per verifiche in prima classe (Tabella 7.10);

$\gamma_M = 2.50$ coefficiente parziale del vetro float (Tabella 7.9);

Essendo:

$f_{b;k} = 45 \text{ MPa}$ la resistenza caratteristica nominale del vetro float ricotto in assenza di trattamenti (Tabella 7.7),

nel calcolo di $f_{g;d}$ l'espressione (7.5) si riduce a:

$$f_{g;d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_{ed} \cdot k_{sf} \cdot \lambda_{gA} \cdot \lambda_{gl} \cdot f_{g;k}}{R_M \cdot \gamma_M},$$

dove λ_{gA} , λ_{gl} e k_{ed} sono definiti in funzione della condizione di vincolo e carico, come indicato nel seguito. Si ha:

$k_{ed}=0.9$ coefficiente per verifiche in prossimità del bordo della lastra o di fori (Tabella 7.3) per il vetro con bordi lucidati; per verifiche a distanza $d > 5s$ dal bordo, sia ha $k_{ed}=1$;

λ_{gA} fattore riduttivo della tensione resistente, calcolato tramite la (7.6);

λ_{gl} fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo, calcolato tramite la (7.7).

Tali coefficienti sono diversi per i tre casi considerati.

Resistenza di progetto per trave soggetta a carico di compressione

Il fattore riduttivo della tensione resistente λ_{gA} , calcolato tramite la (7.6), risulta:

$$\lambda_{gA} = \left(\frac{0.24 \text{ m}^2}{kA} \right)^{1/7} = 1.557 \Rightarrow \lambda_{gA} = 1$$

dove:

$k = 0.054$ (Tabella 7.3, lastra rettangolare vincolata in modo continuo su due bordi)

$A = b l = 0.2 \text{ m}^2$.

Il fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo, dato che le massime tensioni di trazione si hanno a centro lastra (come nel caso di lastra inflessa da carichi ortogonali al piano) vale $\lambda_{gl}=1$. Si assume inoltre $k_{ed} = 1$.

La resistenza di progetto per la trave sottoposta a compressione vale quindi:

$$f_{g;d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_{ed} \cdot k_{sf} \cdot \lambda_{gA} \cdot \lambda_{gl} \cdot f_{g;k}}{R_M \cdot \gamma_M} = 15.84 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto per trave inflessa

Dal momento che la massima tensione di trazione viene raggiunta in prossimità del bordo ($d < 5s$), si assume $\lambda_{gA} = 1$. Il fattore di scala per le sollecitazioni sul bordo λ_{gl} , calcolato mediante la (7.7), risulta invece (per bordi lucidati)

$$\lambda_{gl} = \left(\frac{0.1667 \cdot 0.45 \text{m}}{k_b \cdot l_b} \right)^{1/5} = \left(\frac{0.1667 \cdot 0.45}{0.3694 \cdot 1} \right)^{1/5} = 0.727$$

dove:

$k_b = 0.3694$ (Tabella 7.6, bordo lucidato, distribuzione di tensioni parabolica);

$l_b = 1\text{m}$: lunghezza del bordo.

Infine, il coefficiente k_{ed} per le verifiche in prossimità del bordo della lastra vale $k_{ed} = 0.9$ (Tabella 7.3, $d < 5s$).

La resistenza di progetto per la trave sottoposta a compressione vale quindi:

$$f_{g;d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_{ed} \cdot k_{sf} \cdot \lambda_{gA} \cdot \lambda_{gl} \cdot f_{g;k}}{R_M \cdot \gamma_M} = 10.36 \text{ MPa}$$

Resistenza di progetto per pannello soggetto a carico di compressione

Il fattore riduttivo della tensione resistente λ_{gA} , calcolato tramite la (7.6), risulta:

$$\lambda_{gA} = \left(\frac{0.24 \text{m}^2}{kA} \right)^{1/7} = \left(\frac{0.24}{0.145 \cdot 1 \cdot 1} \right)^{1/7} = 1.075$$

dove:

$k = 0.145$ (Tabella 7.3, lastra rettangolare vincolata in modo continuo su quattro bordi);

$A = 1 \times 1 = 1 \text{m}^2$.

Essendo il valore maggiore dell'unità, si assume $\lambda_{gA} = 1$

Dal momento che la massima tensione di trazione viene raggiunta al centro del pannello ($d > 5s$), si assume $\lambda_{gl} = 1$, $k_{ed} = 1$. La resistenza di progetto per la trave sottoposta a compressione vale quindi:

$$f_{g;d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_{ed} \cdot k_{sf} \cdot \lambda_{gA} \cdot \lambda_{gl} \cdot f_{g;k}}{R_M \cdot \gamma_M} = 15.84 \text{ MPa}$$

8.7.2 Trave compressa

Nel seguito si riporta la verifica di stabilità di una trave di vetro stratificato sottoposta a compressione assiale (carico di progetto $N_{Ed} = 5000\text{N}$).

La trave in esame, ottenuta per assemblaggio di due lastre di vetro float ricotto ($h_1 = h_2 = 10 \text{mm}$) ed un intercalare in PVB ($h_{int} = 1.52 \text{mm}$), ha dimensioni $b = 200 \text{mm}$, $l = 1000 \text{mm}$. Si ipotizza che il

carico di progetto abbia una durata permanente (vita utile = 50 anni); la temperatura di riferimento è la temperatura ambiente (20 °C). Il modulo a taglio dell'intercalare, secondo i dati di un produttore, vale $G_{int} = 0.052 \text{ N/mm}^2$.

La verifica dell'asta stratificata compressa viene eseguita sulla base della (6.64). A tale scopo, il carico critico euleriano $N_{cr}^{(E)}$ dell'elemento deve essere valutato mediante la (6.71)

$$N_{cr}^{(E)} = \frac{\pi^2 EJ_{eq}}{l^2},$$

dove $E = 70000 \text{ N/mm}^2$ il modulo di elasticità normale del vetro e il momento d'inerzia equivalente J_{eq} viene calcolato in accordo con la (6.72). È necessario, quindi, valutare lo spessore equivalente $h_{ef;w}$, dato dalla (6.73). Per il caso in esame, si ha:

$$d = 0.5(h_1 + h_2) + h_{int} = 11.52 \text{ mm};$$

$$I_s = d^2 \frac{h_1 h_2}{h_1 + h_2} = 6.64 \cdot 10^2 \text{ mm}^3;$$

Il coefficiente di trasferimento del taglio è dato dalla (6.74):

$$\Gamma_b = \frac{1}{1 + \pi^2 \frac{h_{int} EI_s}{G_{int} l^2 d^2}} = 0.0098.$$

Si ottiene quindi:

$$h_{ef;w} = \sqrt[3]{h_1^3 + h_2^3 + 12\Gamma I_s} = 12.76 \text{ mm}; J_{eq} = \frac{bh_{ef;w}^3}{12} = 3.46 \cdot 10^4 \text{ mm}^4.$$

Il carico critico euleriano risulta pertanto:

$$N_{cr}^{(E)} = \frac{\pi^2 EJ_{eq}}{l^2} = 23921 \text{ N}.$$

Vengono definite le seguenti grandezze:

$$A = b(h_1 + h_2) = 4000 \text{ mm}^2: \text{ area trasversale delle sole lastre di vetro};$$

$f_{gk,st}$: resistenza caratteristica a trazione per stabilità del vetro (vetro float ricotto, da calcolarsi come indicato alla (6.70):

$$f_{gk,st} = k_{mod} \cdot k_{ed} \cdot k_{sf} \cdot \lambda_{gA} \cdot \lambda_{gl} \cdot f_{g;k} = 39.60 \text{ MPa};$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_{gk,st}}{N_{cr}^{(E)}}} = 2.57: \text{ snellezza normalizzata dell'elemento stratificato, data dalla (6.68);}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.122: \text{ fattore di riduzione dato dalla (6.66), con } \alpha^* = 0.71 \text{ e } \alpha_0 = 0.60.$$

Il carico critico resistente dell'asta compressa è pertanto pari a:

$$N_{b,Rd} = \chi A f_{g;d} = 7730 \text{ N}.$$

La verifica di stabilità può considerarsi soddisfatta, essendo nella (6.64)

$$N_{Ed} = 5000 \text{ N} \leq N_{b,Rd} = 7730 \text{ N}.$$

8.7.3 Trave inflessa

Per la stessa trave considerata nella sezione 8.7.2, si esegue ora la verifica di stabilità flessor-torsionale (carico di progetto $M_{Ed} = 1 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$). Anche in tale circostanza, si ipotizza che l'elemento sia sottoposto ad una temperatura ambiente di 20°C e che il carico di progetto abbia una durata permanente di 50 anni.

La verifica dell'asta stratificata compressa viene eseguita sulla base della (6.77). Il momento critico $M_{cr}^{(E)}$ dell'elemento deve essere valutato mediante l'espressione (6.81), come:

$$M_{cr}^{(E)} = C_1 \frac{\pi}{l} \sqrt{EJ_{eq} GJ_{t,tot}} = 8.63 \cdot 10^6 \text{ Nmm},$$

con:

$$E = 70000 \text{ N/mm}^2;$$

$$G = 28455 \text{ N/mm}^2, \text{ modulo a taglio del vetro, calcolato considerando } \nu = 0.23;$$

$$G_{int} = 0.052 \text{ N/mm}^2 \text{ (valore fornito dal produttore per } T = 20^\circ \text{ e carico permanente);}$$

$$C_1 = 1, \text{ per distribuzione del momento flettente costante (Tabella 6.8);}$$

$$J_{eq} = \frac{bh_{ef,w}^3}{12} = 1.66 \cdot 10^5 \text{ mm}^4;$$

$$J_{t,1} = \frac{bh_1^3}{3} = 6.67 \cdot 10^4 \text{ mm}^4;$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{G_{int}}{G} \frac{h_1 + h_2}{h_1 h_2 h_{int}}} = 0.001;$$

$$J_s = 4d^2 \frac{h_1 h_2}{h_1 + h_2} b = 5.31 \cdot 10^5 \text{ mm}^4;$$

$$J_{t,int} = J_s \left(1 - \frac{\tanh \frac{\lambda b}{2}}{\frac{\lambda b}{2}} \right) = 2.97 \cdot 10^3 \text{ mm}^4;$$

$$J_{t,tot} = J_{t,1} + J_{t,2} + J_{t,int} = 1.36 \cdot 10^5 \text{ mm}^4.$$

La resistenza caratteristica a trazione del vetro per stabilità (vetro float ricotto, da calcolarsi come indicato alla (6.70)) vale

$$f_{gk,st} = k_{mod} \cdot k_{ed} \cdot k_{sf} \cdot \lambda_{gA} \cdot \lambda_{gl} \cdot f_{g;k} = 25.91 \text{ MPa}.$$

La snellezza normalizzata dell'elemento stratificato è (Eq. (6.79)):

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_x f_{gk,st}}{M_{cr}^{(E)}}} = 0.632,$$

dove $W_x = b^2(h_1 + h_2)/6 = 1.33 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$ è il modulo resistente elastico della sezione trasversale di vetro.

Il momento critico resistente dell'asta compressa è pertanto, secondo la (6.78), pari a

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_R = \chi_{LT} W_x f_{g;d},$$

dove

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha^* (\bar{\lambda} - \alpha_0) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0.756,$$

con $\alpha^* = 0.26$: fattore d'imperfezione, $\alpha_0 = 0.20$: coefficiente che delimita il tratto di curva in cui $\chi = 1$, e il fattore di riduzione (Eq. (6.66)) vale

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.854.$$

La verifica di stabilità flessio-torsionale può considerarsi soddisfatta, essendo (Eq. (6.77))

$$M_{Ed} = 1.18 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \leq M_{b,Rd} = 1 \cdot 10^6 \text{ Nmm}.$$

8.7.4 Pannello compresso

Nel seguito si riporta la verifica di stabilità di un pannello di vetro stratificato sottoposto a compressione nel piano (carico assiale di progetto $N_{Ed} = 10^5 \text{ N}$).

Il pannello in esame, ottenuto per assemblaggio di due lastre di vetro float ricotto ($h_1 = h_2 = 10 \text{ mm}$) ed un intercalare in PVB ($h_{int} = 1.52 \text{ mm}$), ha dimensioni $a = 1000 \text{ mm} \times b = 1000 \text{ mm}$ ($\lambda = a/b = 1$). Si ipotizza che l'elemento, appoggiato lungo tutti i bordi, sia sottoposto ad una temperatura ambiente di 20°C e che il carico di progetto abbia una durata permanente (50 anni); il modulo a taglio dell'intercalare vale 0.052 MPa secondo i dati forniti da un produttore.

La verifica del pannello compresso viene eseguita sulla base della (6.64). A tale scopo, il carico critico euleriano $N_{cr}^{(E)}$ dell'elemento deve essere valutato mediante la (6.82), come

$$N_{cr}^{(E)} = \left(\frac{mb}{a} + \frac{a}{mb} \right) \frac{\pi^2 D_{ef}}{b^2} = k_\sigma \frac{\pi^2 D_{ef}}{b^2},$$

con $m = 1$ e $k_\sigma = 4$.

La rigidezza flessionale equivalente per unità di lunghezza D_{ef} va calcolata, in accordo con la (6.84), considerando lo spessore equivalente $h_{ef,w}$. Si ha

$$d = 0.5(h_1 + h_2) + h_{int} = 11.52 \text{ mm};$$

$$I_s = d^2 \frac{h_1 h_2}{h_1 + h_2} = 6.64 \cdot 10^2 \text{ mm}^3.$$

Il coefficiente di trasferimento del taglio è definito dalla (6.74) nella forma

$$\Gamma_b = \frac{1}{1 + \pi^2 \beta \frac{EI_s h_{int}}{G_{int} \xi^2 d^2}} = 0.0046,$$

dove $\beta = \frac{1.06}{\lambda^2} + 1.06 = 2.12$ e $\xi = \min(a, b) = 1000$ mm sono dati dalla (6.85).

Si ha quindi:

$$h_{ef;w} = \sqrt[3]{h_1^3 + h_2^3 + 12\Gamma I_s} = 12.68 \text{ mm};$$

$$D_{ef} = \frac{E h_{ef;w}^3}{12(1-\nu^2)} = 1.27 \cdot 10^7 \text{ Nmm};$$

$$N_{cr}^{(E)} = k_\sigma \frac{\pi^2 D_{ef}}{b^2} = 4.95 \cdot 10^5 \text{ N}.$$

La snellezza normalizzata dell'elemento stratificato è data dalla (6.68) e per il caso in esame vale

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{gk,st}}{N_{cr}^{(E)}}} = 1.265,$$

con $A = b(h_1 + h_2) = 20000 \text{ mm}^2$ l'area totale della sezione trasversale (somma delle aree trasversali delle lastre di vetro), e $f_{gk,st} = 39.60 \text{ N/mm}^2$ la resistenza caratteristica a trazione del vetro per stabilità (vetro float ricotto, Tabella 7.7 da calcolarsi come indicato all'esempio al paragrafo 8.7.2).

Si ha quindi

$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha^* (\bar{\lambda} - \alpha_0) + \bar{\lambda}^2 \right] = 1.414 \text{ per la (6.67), con } \alpha^* = 0.49 \text{ e } \alpha_0 = 0.80;$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.489 \text{ per la (6.66).}$$

Il carico critico resistente dell'asta compressa è pertanto (Eq. (6.65)) pari a

$$N_{b,Rd} = \chi A f_{g;d} = 1.549 \cdot 10^5 \text{ N}.$$

La verifica di stabilità può considerarsi soddisfatta, essendo (Eq. (6.64)):

$$N_{Ed} = 10^5 \text{ N} \leq N_{b,Rd} = 1.549 \cdot 10^5 \text{ N}.$$

9 PROCEDURE DI IDENTIFICAZIONE, QUALIFICAZIONE E ACCETTAZIONE DEI MATERIALI

In questo capitolo si riportano indicazioni e concetti relativi al controllo dei materiali in relazione alle necessità di progettazione e di costruzione. In particolare, si fa presente che in ogni caso non si tratta di norme prescrittive, ma di semplici aiuti alla comprensione globale del processo costruttivo. Quanto si riporta è conforme alla normativa nazionale e internazionale vigente. Le nuove proposte, chiaramente indicate come tali, hanno la doppia funzione, da un lato, di potere essere adottate in accordo fra le parti (committente e altri) all'interno di un contratto o capitolato d'appalto e, dall'altro, di sollecitare i produttori e gli organismi nazionali preposti a predisporre idonei documenti normativi.

Il vetro da utilizzarsi nelle applicazioni strutturali è un materiale prodotto industrialmente. Le proprietà meccaniche del vetro richieste per l'uso in ambito strutturale sono le medesime indicate nelle corrispondenti norme di prodotto attualmente vigenti.

Le procedure di calcolo e di verifica definite nei capitoli precedenti si ritengono valide per materiali dotati delle suddette prestazioni meccaniche. In accordo con la normativa tecnica per le costruzioni attualmente vigente in Italia [NTC2008], per verificare e attestare che le prestazioni meccaniche siano conformi a tali requisiti, i materiali e i prodotti per uso strutturale devono essere:

- Identificati univocamente a cura del produttore secondo le procedure applicabili.
- Qualificati sotto la responsabilità del produttore secondo le procedure applicabili.
- Accettati dal direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

Il controllo delle prestazioni del vetro, quando usato strutturalmente, richiede il raggiungimento di un adeguato livello di confidenza, ottenibile con idonee procedure di identificazione, qualificazione e accettazione. Sono pure soggetti a controllo i materiali comunemente utilizzati in composizione con il vetro, come ad esempio gli intercalari polimerici usati nel vetro stratificato. La definizione delle procedure di identificazione, qualificazione e accettazione dei materiali per uso strutturale è demandata alle normative tecniche sulle costruzioni vigenti in ambito nazionale, o a livello europeo.

9.1 Inquadramento normativo nazionale

Le Norme Tecniche per le Costruzioni [NTC2008], attualmente in vigore, richiamano la possibilità di utilizzare il vetro come materiale per la realizzazione di elementi con funzioni strutturali nel cap. 4.6, che così recita.

4.6 COSTRUZIONI DI ALTRI MATERIALI

I materiali non tradizionali o non trattati nelle presenti norme tecniche potranno essere utilizzati per la realizzazione di elementi strutturali od opere, previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, autorizzazione che riguarderà l'utilizzo del materiale nelle specifiche tipologie strutturali proposte sulla base di procedure definite dal Servizio Tecnico Centrale (STC).

Si intende qui riferirsi a materiali quali calcestruzzi di classe di resistenza superiore a C70/85, calcestruzzi fibrorinforzati, acciai da costruzione non previsti in § 4.2, leghe di alluminio, leghe di rame, travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante, materiali polime-

rici fibrorinforzati, pannelli con poliuretano o polistirolo collaborante, materiali murari non tradizionali, vetro strutturale, materiali diversi dall'acciaio con funzione di armatura da c.a.

Da tale articolo si evince che il vetro può essere utilizzato per la realizzazione di elementi strutturali solo previa autorizzazione del STC per una specifica applicazione proposta e sulla base di procedure per il controllo del materiale definite dal STC.

Peraltro, il Cap. 11 delle NTC2008 relativo alla certificazione di materiali e prodotti da costruzione indica chiaramente che i materiali e prodotti per uso strutturale devono essere:

- *identificati* univocamente a cura del produttore, secondo le procedure applicabili;
- *qualificati* sotto la responsabilità del produttore, secondo le procedure applicabili;
- *accettati* dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

La certificazione dei materiali e prodotti ed in particolare l'identificazione e la qualificazione devono ricadere in uno dei tre casi sotto elencati.

A) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata il cui riferimento sia pubblicato su GUUE. Al termine del periodo di coesistenza il loro impiego nelle opere è possibile soltanto se in possesso della Marcatura CE, prevista dalla Direttiva 89/106/CEE "Prodotti da costruzione" (CPD), recepita in Italia dal DPR 21/04/1993, n.246, così come modificato dal DPR 10/12/1997, n. 499;

B) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali non sia disponibile una norma armonizzata ovvero la stessa ricada nel periodo di coesistenza, per i quali sia invece prevista la qualificazione con le modalità e le procedure indicate nelle presenti norme. È fatto salvo il caso in cui, nel periodo di coesistenza della specifica norma armonizzata, il produttore abbia volontariamente optato per la Marcatura CE;

C) materiali e prodotti per uso strutturale innovativi o comunque non citati nel presente capitolo e non ricadenti in una delle tipologie A) o B). In tali casi il produttore potrà pervenire alla Marcatura CE in conformità a Benestare Tecnici Europei (ETA), ovvero, in alternativa, dovrà essere in possesso di un Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Sarà possibile inquadrare la certificazione del materiale vetro per utilizzo strutturale nel caso A) sopra riportato solo quando saranno disponibili norme armonizzate specifiche.

9.2 Inquadramento normativo a livello Europeo

9.2.1 Norme specifiche relative al vetro per impieghi strutturali

Ad oggi non esistono norme armonizzate specifiche per il vetro da impiegarsi in elementi strutturali. Nel 2013 sono iniziati i lavori del comitato tecnico CEN TC250 WG3 per il nuovo Eurocodice specifico per le applicazioni strutturali del vetro ma, al momento della presente scrittura, non è ancora disponibile alcuna versione, seppure preliminare, di tale documento.

9.2.2 Norme relative al vetro per uso nelle opere di costruzione

Attualmente esistono norme armonizzate europee che si riferiscono al vetro utilizzato nelle costruzioni, ma non specificatamente per impieghi strutturali. Alcune di queste contengono alcune indicazioni sulle caratteristiche meccaniche minime che il vetro deve possedere.

Le tre tipologie più comuni di vetro utilizzato nelle costruzioni sono le seguenti:

- a) vetri stratificati, secondo UNI EN 14449:2005;
- b) vetri temperati, considerati dalla UNI EN 12150-2:2005;
- c) vetri isolanti, di cui alla UNI-EN 1279-5:2005.

Tutte le suddette norme sono per vetri da utilizzarsi nelle opere di costruzione (*Glass in building*) e sono finalizzate alla valutazione della conformità dei diversi prodotti con l'obiettivo della marcatura CE.

Si sottolinea che queste norme sono già in vigore anche in Italia da diversi anni e la marcatura CE è quindi obbligatoria dal 01/09/2006 per i vetri temperati e dal 01/03/2007 per quelli stratificati e per le vetrate isolanti.

Ciascuna norma indica i requisiti che il vetro deve avere. Per esempio per i vetri stratificati laminati i requisiti sono elencati nel cap. 4.3.2 della UNI EN 14449:2005.

È da sottolineare che le proprietà richieste si riferiscono a requisiti di base per i prodotti da costruzione stabiliti nell'allegato I del CPR 305/2011 (che abroga e sostituisce la Direttiva 89/106/CEE). In particolare le norme di prodotto sopra menzionate trattano dei requisiti seguenti:

- requisito di base 2: sicurezza in caso di incendio;
- requisito di base 4: sicurezza e accessibilità nell'uso;
- requisito di base 6: risparmio energetico e ritenzione del calore.

Si noti che il requisito di base 1 - resistenza meccanica e stabilità, che è quello a cui si deve in ogni caso fare riferimento per le applicazioni strutturali, non è considerato esplicitamente. Tuttavia le norme di prodotto indicano valori minimi delle proprietà meccaniche, stabiliti per assicurare la resistenza alle azioni del vento, della neve, dei carichi permanenti e/o di servizio. Si richiede che tali proprietà siano soddisfatte nell'ambito del requisito di base 4 – sicurezza e accessibilità nell'uso.

I vetri temperati, stratificati e isolanti sono quindi coperti da norme armonizzate che indicano anche le procedure per la marcatura CE dei prodotti relativi. Anche se tale marcatura non copre il requisito di base 1, tuttavia questa rappresenta in ogni caso un attestato di qualificazione obbligatorio. A tal fine, si ricorda che le NTC2008 indicano esplicitamente che:

Per i materiali e prodotti recanti la Marcatura CE sarà onere del Direttore dei Lavori, in fase di accettazione, accertarsi del possesso della marcatura stessa e richiedere ad ogni fornitore, per ogni diverso prodotto, il Certificato ovvero Dichiarazione di Conformità alla parte armonizzata della specifica norma europea ovvero allo specifico Benestare Tecnico Europeo, per quanto applicabile. Sarà inoltre onere del Direttore dei Lavori verificare che tali prodotti rientrino nelle tipologie, classi e/o famiglie previsti nella detta documentazione.

Per i prodotti non recanti la Marcatura CE, il Direttore dei Lavori dovrà accertarsi del possesso e del regime di validità dell'Attestato di Qualificazione (caso B) o del Certificato di Idoneità Tecnica all'impiego (caso C) rilasciato del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Per quanto riguarda i sistemi di attestazione della conformità, sono previsti il sistema 1, il sistema 3 o il sistema 4 in funzione dell'impiego previsto.

La valutazione e verifica della costanza delle prestazioni dei prodotti di vetro sopra citati è ottenuta sia mediante il controllo di produzione in fabbrica (FPC), sia attraverso l'esecuzione delle prove di tipo (TT). Le prove di tipo TT devono essere svolte secondo quanto riportato nelle norme armonizzate. Ad esempio, nel cap. 5.2.2 della UNI EN 14449:2005 (vetri stratificati), le norme specificano tutte le caratteristiche che devono essere oggetto di controllo nella FPC. La sorveglianza interna deve essere continua e l'eventuale ispezione di un ente terzo semestrale. Negli annessi alle suddette

norme sono anche riassunte le prove per la determinazione delle caratteristiche meccaniche. Ad esempio per i vetri laminati si citano:

C.2 il Ball Drop test

C.3 Le prove di impatto con pendolo basculante

C.4 Prove meccaniche sull'intercalare polimerico.

Non è ancora definito in modo univoco un metodo di prova per la definizione della resistenza dell'interfaccia vetro-polimero, ma vengono richiamate alcune possibili procedure alternative. Le suddette prove possono essere integrate, quando necessario e/o specificatamente indicato dal progettista, dalle prove qui nel seguito richiamate.

L'annesso ZA della UNI EN 14449:2005 riporta nella Tab. ZA.1 tutti gli aspetti che devono essere controllati per ogni requisito di base. Si cita ad esempio:

Table ZA.1 – Relevant clauses for laminated glass and/or laminated safety glass and intended use in buildings and construction works

- Safety in the case of fire –
- Resistance to fire (for glass for use in a glazed assembly intended specifically for fire resistance)
- Reaction to fire
- External fire performance
- Safety in Use –
 - Bullet resistance: Shatter properties and resistance to attack
 - Explosion resistance: Impact behaviour and resistance to attack
 - Burglar resistance: Shatter properties and resistance to attack
 - Pendulum body impact resistance : Shatter properties(safe breakability) and resistance to impact
 - Mechanical resistance: Resistance against sudden temperature changes and temperature differentials
 - Mechanical resistance: Resistance against wind, snow, permanent and imposed load and/or imposed loads
- **Protection against noise:**-Direct airborne sound reduction
- **Energy conservation and heat retention:**
 - Thermal properties
 - Radiation properties:
 - light transmittance and reflectance
 - solar energy characteristics

Per l'uso in sistemi che siano resistenti al fuoco, si applica il sistema di valutazione e verifica della costanza di prestazione 1. Questo prevede TT e FPC effettuate da parte di un ente terzo.

Per il materiale utilizzato la dichiarazione di prestazione del produttore deve comprendere la caratteristica meccanica di resistenza. Il produttore deve cioè dimostrare di aver sottoposto a controlli sistematici le caratteristiche meccaniche del prodotto e che queste superino un limite stabilito. In altre parole, la caratteristica di resistenza meccanica non può essere esclusa o indicata come NPD (*No performance determined*). La stesso Annex ZA.4 infatti recita: *The “No performance determined” (NPD) option may not be used where the characteristic is subject to a threshold level. Otherwise, the NPD option may be used when and where the characteristic, for a given intended use, is not subject to regulatory requirements in the Member State of destination.*

Occorre infine ricordare il progetto di norma prEN 16612 “*Glass in building – determination of the load resistance of glass panes by calculation and testing*” elaborato dal CEN-TC 129 WG8, attualmente in via di approvazione. Tale documento propone, per elementi senza funzione strutturale usati con funzione di tamponamento, metodi di calcolo e progettazione e riporta anche valori rappresentativi delle resistenze dei materiali.

9.3 Proprietà meccaniche del vetro

Le procedure di calcolo e di verifica definite nelle presenti istruzioni sono state determinate e calibrate assumendo materiali e prodotti con specifiche caratteristiche meccaniche. I valori assunti per

tali caratteristiche sono i medesimi stabiliti nelle norme di prodotto attualmente vigenti. Tali valori sono stati proposti anche dal progetto di norma prEN 16612, recentemente elaborato dal CEN-TC 129 WG8.

In particolare per il vetro float sodo-calcico, il produttore dovrà accertare attraverso le procedure di qualificazione una resistenza caratteristica a trazione per flessione non minore di 45 MPa, intesa come valore caratteristico corrispondente al frattile 5% della distribuzione delle resistenze.

Gli esecutori delle seconde lavorazioni di tempera ed indurimento, attraverso la procedura di qualificazione, sono tenuti ad accertare le prestazioni meccaniche indicate nella Tabella 7.7, dove i valori delle resistenze a trazione ivi indicati sono ancora intesi come caratteristici corrispondenti al frattile 5% della distribuzione delle resistenze.

Gli esecutori di trattamenti superficiali (serigrafia, smaltatura, stampatura) dovranno in analogia accertare, attraverso la procedura di qualificazione, i valori caratteristici (frattile 5%) indicati nella Tabella 7.4.

9.4 Ulteriore controlli sul vetro

Si suggerisce che i valori sperimentali della resistenza del materiale siano interpretati con distribuzioni compatibili con quelle introdotte nelle presenti istruzioni, in accordo con quanto illustrato nel Capitolo 2.1.3.

Per quanto concerne le procedure riguardanti la qualificazione, la campionatura del prodotto, le modalità di prova, la definizione degli organismi accreditati per svolgere le prove, i controlli da effettuarsi da parte di soggetti terzi incaricati, i sistemi di gestione della qualità del prodotto, nonché le certificazioni conseguenti, queste dovranno essere definite nelle norme in fase di elaborazione da parte del CEN TC 250, oppure da parte degli organismi competenti a livello nazionale.

Tali norme indicheranno anche come i materiali dovranno essere identificati a cura del produttore attraverso documenti e/o marchi di immediata consultazione. Parimenti, gli esecutori delle seconde lavorazioni e dei trattamenti superficiali dovranno identificare il prodotto trasformato con documenti e/o marchi per permetterne il riconoscimento. La filiera dalla quale ciascun materiale o ciascun prodotto scaturisce deve essere identificabile e rintracciabile, dalle origini sino all'ultimo trasformatore.

9.4.1 Prove meccaniche

Sono prove normate per la misura della resistenza caratteristica a trazione per flessione del vetro, così come illustrato nel Capitolo 2.1.2.3, le seguenti.

- Prova con doppi anelli concentrici su provini piani, su grandi superfici sollecitate, così come definita dalla UNI EN 1288-2.
- Prova con provino supportato in due punti (flessione su quattro punti), così come definita dalla UNI EN 1288-3.
- Prova con doppi anelli concentrici su provini piani, su piccole superfici sollecitate, così come definita dalla UNI EN 1288-5.
- Prova sul vetro profilato, così come definita dalla UNI EN 1288-4.

Prove diverse da quelle succitate possono essere utilizzate purché scientificamente supportate e comunque in linea con la predetta UNI EN 1288-1 o altre norme pertinenti.

In particolare, si propone di considerare come prova meccanica alternativa alle precedenti e di comprovata validità la prova di flessione con doppi anelli concentrici, eseguita su geometrie identiche a quelle indicate nella UNI EN 1288-2 ma senza sovrappressione, purché sia effettuato il calcolo analitico dell'area efficace così come stabilito nella Sezione 2.1.3.

Prove di punzonamento possono essere condotte secondo ISO 614.

Si propone che le misure effettuate siano elaborate mediante statistiche di tipo Weibull, coerentemente con quanto indicato al Capitolo 2.1.3 delle presenti Istruzioni e in conformità con le seguenti indicazioni normative:

UNI EN 12603: 2004 Vetro per edilizia - Procedure di validità dell'aggiustamento e intervalli di confidenza dei dati di resistenza del vetro per mezzo della legge di Weibull.

ASTM 1239-06a Standard Practice for Reporting Uniaxial Strength Data and Estimating Weibull Distribution Parameters for Advanced Ceramics.

ISO 20501: 2003 Fine ceramics (advanced ceramics, advanced technical ceramics) - Weibull statistics for strength data.

Per il calcolo del coefficiente k_{mod} che definisce la diminuzione della resistenza in funzione della durata di applicazione del carico (fenomeno di fatica statica così come descritto nella Sezione 2.1.2.2.2) può essere utile fare riferimento alla ASTM C 1368.

9.4.2 Ulteriori prove per il vetro presollecitato termicamente o chimicamente

Si suggeriscono le seguenti prove sperimentali, da intendersi non come alternative ma come complementari fra loro.

- Prova di resistenza meccanica a flessione, da eseguirsi come indicato nella Sezione 9.4.1.
- Prove della misura della compressione superficiale con tecniche diffrattometriche, comprovate da opportuna taratura, secondo UNI-EN 12150 parte 2 (punto B.1.2).

In caso di vetro trattato con HST le prove meccaniche devono essere effettuate *dopo* il ciclo di HST. Il forno per HST deve essere calibrato periodicamente.

Le prove devono essere conformi alle UNI EN 12150 , UNI EN 1863 e UNI EN 14179.

9.5 Caratterizzazione meccanica dei materiali usati in composizione col vetro

Sono comunemente utilizzati in composizione con il vetro gli intercalari polimerici, gli adesivi ed i siliconi.

9.5.1 Intercalari polimerici

L'intercalare deve garantire un'adeguata capacità di adesione alla lastra e trattenere i frammenti dopo la rottura del vetro. L'intercalare inoltre permette l'accoppiamento a taglio, seppur parziale, delle lastre componenti, garantendone il funzionamento a flessione come pacchetto composito. Per de-

terminare la capacità portante del vetro stratificato nella fase pre-rottura diventa quindi di primaria importanza determinare la rigidità dell'intercalare, secondo quanto descritto nella sezione 6.3.3.

9.5.1.1 Proposta per una caratterizzazione meccanica dell'intercalare

A livello europeo, il CEN TC 129-WG 8 ha recentemente introdotto il progetto di norma prEN 16613 *Glass in building - Laminated glass and laminated safety glass - Determination of inter-layer mechanical properties*, proponendo una classificazione degli intercalari in famiglie di rigidità sulla base di prove sperimentali. Tale classificazione ed il metodo di calcolo che su questa si basa, proposto nella prEN 16612, è da considerarsi con cautela per i motivi indicati nel par. 6.3.3.1.3. Per una corretta valutazione delle prestazioni meccaniche del vetro stratificato, appare necessaria una specifica caratterizzazione delle proprietà meccaniche dell'intercalare.

Per quanto riguarda la caratterizzazione delle proprietà a lungo termine del materiale plastico si suggerisce di far riferimento a prove dinamiche, in particolare a quelle con oscillazioni forzate, regolate a livello internazionale dalle norme ISO 6721 (sezioni 1-11). Al momento attuale, le sezioni 1, 2 e 3 sono UNI EN ISO, mentre le altre 4-10, benché già definite, sono ancora in via di approvazione; la parte 11 è invece attualmente classificata come DC (*draft comitate*), e quindi non effettivamente accessibile. Sono pure disponibili norme americane come la ASTM D4065-06.

È pure auspicabile tenere conto dei possibili effetti del degrado ambientale. A tale scopo, i provini potranno essere preventivamente sottoposti a degrado ambientale simulato come descritto al Paragrafo 2.2.1.5. Le modalità e la durata dei trattamenti che simulano il degrado ambientale dovranno essere definite in modo da riprodurre gli effetti delle condizioni ambientali effettivamente realizzate nella vita della struttura.

Per la preparazione dei provini si raccomanda che gli elementi di materiale plastico da sottoporre a prova siano preventivamente condizionati, ossia trattati in autoclave alle temperature di lavorazione del vetro stratificato. Questo condizionamento viene di solito prodotto interponendo il provino di polimero tra due elementi in vetro ai quali viene però impedita l'adesione. Tuttavia, ove sia possibile, i provini da sottoporre a prove meccaniche dovrebbero essere testati in condizione di aderenza al vetro stesso. Si raccomanda inoltre di assoggettare i provini di materiale plastico (adeso o non adeso al vetro) a stati di tensione tangenziali.

È auspicabile che vengano condotte due serie di prove: la prima per determinare il valore della temperatura di transizione vetrosa T_g ; la seconda serie serve per determinare la costante elastica oggetto di analisi in funzione di temperatura e frequenza di oscillazione e quindi la "master curve", come ad esempio la curva $G(T_{ref}, f)$ riportata in Figura 2.19, nonché i parametri dell'equazione di Williams, Landel e Ferry.

Di particolare interesse sono i valori dei moduli elastici secanti dell'intercalare in funzione della durata dell'azione sollecitante, della temperatura e del livello di degrado e, preferibilmente, i valori dei parametri necessari per la definizione di modelli viscoelastici. Tali dati sono necessari per valutare gli effetti dell'accoppiamento a taglio fra le varie lastre componenti, così come descritto nella Sezione 6.3.3. In mancanza di questi dati, lo stratificato non può che essere schematizzato nei calcoli come un pacchetto di lastre vitree totalmente libere di scorrere relativamente, senza accoppiamento (modello a strati indipendenti, definito nella Sezione 6.3.3.1).

Il materiale impiegato come intercalare deve essere reso identificabile e qualificato a cura del produttore mediante la certificazione delle sue proprietà fisiche e meccaniche.

Le procedure per effettuare la campionatura del prodotto, le modalità di prova, la definizione degli organismi accreditati per eseguire le prove, i controlli da compiersi da parte di soggetti terzi incaricati, i sistemi di gestione della qualità del prodotto, nonché le certificazioni conseguenti, dovranno essere regolate da apposizione normative o raccomandazioni tecniche.

9.5.1.2 Proposta per una caratterizzazione meccanica dello stratificato

Il vetro stratificato deve essere realizzato con vetri ed intercalari già qualificati a cura dei produttori. Tuttavia le proprietà di adesione vetro-intercalare e la capacità di trasferimento dello sforzo di taglio fra le lastre componenti attraverso l'intercalare nel prodotto finito, dipendono in modo rilevante dal processo di stratificazione.

Pertanto, è auspicabile che la qualificazione dello stratificato sia curata dal trasformatore finale il quale raccoglie le attestazioni di conformità dei costituenti, ma controlla, attraverso un altro processo di caratterizzazione, la corrispondenza fra la resistenza e la rigidità flessionale delle lastre effettivamente prodotte con i rispettivi valori attesi, ottenuti a partire dalle proprietà meccaniche dei componenti. Tale controllo può essere ottenuto mediante:

- Prove di resistenza a flessione (come indicato in Sezione 9.4.1) ad alta temperatura. In mancanza di considerazioni più approfondite questa può in genere essere assunta pari a +50°C, ma in ogni caso deve essere corrispondente all'effettiva massima temperatura in esercizio delle lastre.
- Prove di resistenza a flessione (come indicato in Sezione 9.4.1) a bassa temperatura. In mancanza di considerazioni più approfondite questa può in genere essere assunta pari a -10°C, ma in ogni caso deve essere corrispondente all'effettiva minima temperatura in esercizio delle lastre.
- Prove di resistenza all'umidità.
- Prova di "tenacità" come da appendice C di UNI EN 14449.

Le prove di resistenza a flessione ad alta e bassa temperatura potranno essere eseguite a temperatura ambiente, estrapolando però i dati alle alte e basse temperature previste sulla base di un modello teorico calibrato sulla base di prove specifiche.

Le prove dovrebbero essere eseguite su campioni rappresentativi di tutte le composizioni/tipologie previste nel progetto, conformemente alle modalità previste dalla UNI EN 14449. È importante che i campioni per le prove siano sottoposti a laminazione nelle medesime condizioni della produzione corrente, contestualmente alle lastre prodotte per l'impiego strutturale.

Le procedure per effettuare la campionatura del prodotto, le modalità di prova, la definizione degli organismi accreditati per eseguire le prove, i controlli da effettuarsi da parte di soggetti terzi incaricati, i sistemi di gestione della qualità del prodotto, nonché le certificazioni conseguenti, dovranno essere conformi a quanto indicato nelle normative tecniche vigenti in materia.

9.5.2 Adesivi e sigillanti

Tra adesivi e sigillanti vi è una diversità di materiali e di funzione, tanto che è necessario compiere una distinzione.

9.5.2.1 Adesivi per uso strutturale

Quando la crisi dell'adesivo riduce le condizioni di sicurezza strutturale (ad esempio, se la rottura di una o più unioni realizzate con l'adesivo può causare una sovrassollecitazione nella struttura e/o de-

terminare la caduta di una parte della struttura), si dovrà specificatamente usare un adesivo per uso strutturale.

Gli adesivi strutturali dovranno essere soggetti a specifici controlli tipici per i materiali per uso strutturale. Dati di interesse sono:

- (1) I risultati dei controlli interni eseguiti sul prodotto.
- (2) Il valore caratteristico della capacità di adesione ottenuto con prove meccaniche interne eseguite sul prodotto.
- (3) I risultati delle prove interne condotte secondo documenti alternative di provata validità (tra le quali si propone di considerare anche la ASTM C1184-05).
- (4) Il valore caratteristico della resistenza a trazione e a taglio, il valore medio del modulo di elasticità e del modulo di elasticità al taglio, incluso la dipendenza di tali parametri dalla temperatura e dalla durata del carico.

Le procedure per effettuare la campionatura del prodotto, le modalità di prova, la definizione degli organismi accreditati per eseguire le prove, i controlli da effettuarsi da parte di soggetti terzi incaricati, i sistemi di gestione della qualità del prodotto, nonché le certificazioni conseguenti, dovranno essere conformi a quanto indicato in specifiche norme o raccomandazioni tecniche.

La relazione di calcolo dovrà sempre verificare la sicurezza strutturale delle unioni realizzate con l'adesivo.

9.5.2.2 Sigillanti strutturali

Vengono definiti, talvolta impropriamente, "sigillanti strutturali" quei sigillanti che svolgono anche una funzione di connessione meccanica fra elementi. Esempio tipico sono i siliconi strutturali, utilizzati per collegare le vetrate ai telai metallici retrostanti.

I singoli materiali e i prodotti, così come il processo di unione del vetro sugli elementi metallici di telaio, devono essere verificati secondo le procedure di controllo della produzione previste dalle pertinenti norme tecniche quando applicabili. Di interesse sono la norma UNI EN 15434 per quanto riguarda i sigillanti, la UNI EN 13022 per quanto concerne i vetri e la ETAG 002 per quanto compete al processo di incollaggio del vetro sugli elementi di telaio.

Se il sigillante strutturale è utilizzato come adesivo per realizzare una struttura, per esso devono essere applicate le procedure di qualificazione stabilite dalle normative tecniche che si riferiscono a materiali e prodotti per uso strutturale.

9.5.3 Elementi di guarnizione

Ai fini del comportamento strutturale, gli elementi utilizzati per guarnizione sono da prendere in considerazione soltanto quando la loro rigidità possa interferire con il comportamento statico/dinamico dell'organismo strutturale in oggetto. In questo caso, per il materiale usato dovranno essere determinati il valore medio del modulo di elasticità e del modulo di elasticità al taglio, incluso la dipendenza di tali parametri dalla temperatura e dalla durata del carico.

9.6 Proposta per ulteriori controlli in cantiere

In relazione all'importanza dell'opera, il committente può richiedere a sua discrezione particolari procedure di controllo, inserendone le specifiche nel contratto e nel capitolato d'appalto.

Materiali e componenti devono essere accettati dal Direttore dei Lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di accompagnamento che ne attesti le caratteristiche, e/o mediante prove sperimentali di verifica, nel rispetto della normativa vigente e delle eventuali ulteriori indicazioni stabilite dal committente.

Il Committente, il Costruttore, il Direttore dei Lavori, il Collaudatore, i Produttori e i successivi intermediari devono archiviare la documentazione di accompagnamento, garantendone la disponibilità per un numero anni conforme con le disposizioni legislative in materia.

Materiali e componenti devono essere contemplati dal “Piano di Manutenzione”.

Il Direttore dei lavori accetta il materiale e i prodotti sulla base delle verifiche delle proprietà meccaniche mediante prove sperimentali. Le procedure per effettuare la campionatura del prodotto, le modalità di prova, la definizione degli organismi accreditati per eseguire le prove, dovranno essere conformi a quanto indicato nelle normative tecniche vigenti in materia e alle eventuali ulteriori disposizioni indicate dal committente.

Si suggeriscono le indicazioni seguenti, che rappresentano regole generali di buona pratica.

Speciale attenzione dovrà essere posta nel controllo del vetro temperato o indurito termicamente, in quanto talvolta tali lavorazioni sono eseguite da micro-imprese che non dispongono di adeguato controllo di produzione. Non di rado, purtroppo, vengono forniti vetri con caratteristiche meccaniche inferiori a quelle della Tabella 7.7. In particolare, si raccomanda la misura sistematica (non distruttiva) della compressione superficiale secondo UNI-EN 12150 parte 2 (punto B.1.2) su un campione rappresentativo del lotto in oggetto. Per quanto riguarda i vetri *induriti chimicamente*, tale misura risulta in genere non rappresentativa a causa del limitato spessore dello strato compresso. Per tali vetri, la procedura di controllo e prova deve essere concordata tra committente, direttore dei lavori e produttore e si dovrà in genere basare su prove distruttive.

Per quanto riguarda gli stratificati, è consigliabile che il Direttore dei Lavori esegua controlli volti alla verifica della resistenza meccanica del pacchetto composito. In questo caso le prove meccaniche, eseguite secondo le modalità della Sezione 9.4.1, dovranno prevedere il prelievo di almeno un campione per ciclo di autoclave.

Al momento dell'ordine, al fornitore sarà demandato di produrre campioni di vetro trasformato (ad esempio, vetro temperato e/o laminato) utilizzando gli stessi materiali (vetro e polimero) utilizzati nella seconda lavorazione (tempera/laminazione). Il numero di provini dovrà essere commisurato all'importanza dell'opera ma, in mancanza di valutazioni più precise, si ritiene congruo che vengano preparati tre provini per ogni fornitura di 300 m² di vetro impiegato o inferiore. Le dimensioni dei provini dovranno essere conformi ai metodi di prova di cui al punto 9.4.1.

Il Direttore dei Lavori provvederà a far eseguire le prove sperimentali presso un laboratorio ufficiale o altro laboratorio idoneo alla esecuzione di prove meccaniche sui materiali da costruzione.

9.7 Documento “tipo” di identificazione del materiale

Si auspica che i produttori predispongano un documento di identificazione del materiale, che sia sempre allegato al prodotto ed elenchi le principali proprietà meccaniche.

Il documento dovrebbe fornire una descrizione dettagliata, in termini di nome commerciale, tipo di vetro, tipo di intercalare, tecnologia di produzione, tipologia di trattamento post-produzione, marchiatura ed ogni altra informazione generale ritenuta utile, nonché una caratterizzazione geometrica e fisica. In ogni scheda che si riferisce al prodotto dovrebbero essere indicate le tolleranze dimensionali ovvero la dichiarazione di conformità in accordo alle norme di prodotto.

Il documento dovrebbe inoltre riportare indicazioni sulle condizioni di stoccaggio e su precauzioni d'uso e di sicurezza.

9.8 Procedure di accettazione

Qui nel seguito vengono proposte in forma schematica alcune note generali relative alle responsabilità ed alle azioni che i vari operatori dovrebbero svolgere per assicurare la qualità dei materiali usati nelle applicazioni strutturali del vetro.

9.8.1 Scelta e verifica dei materiali: compiti e responsabilità degli operatori

Committente

- Predispone il contratto e il capitolato d'appalto, includendo, ove lo desidera, prescrizioni particolari per il controllo del materiale.

Produttori e/o i fornitori

- La produzione dei materiali di base (vetro, polimeri per intercalare, materiali per incollaggio strutturale) deve essere costantemente oggetto di programmi di controllo della qualità. Questi ultimi devono coprire, oltre la tecnica di produzione, tutti gli elementi che costituiscono il sistema (vetro, polimeri per intercalare, materiali per incollaggio strutturale). Tutte le procedure e le disposizioni adottate dal fabbricante devono essere documentate sistematicamente ed essere a disposizione dei soggetti cui compete.
- Le procedure di qualificazione, che sono stabilite dalla normativa vigente che regola l'uso di materiali e prodotti per impiego strutturale, devono essere curate dal produttore.
- Le operazioni di indurimento, tempera, HST, stratificazione, ed in generale tutte le seconde lavorazioni del vetro, dovranno essere dotate di procedure di controllo di qualità per la determinazione, su base statistica, delle caratteristiche meccaniche del prodotto finito.
- I produttori di vetro base e i trasformatori, secondo quanto previsto dalle obbligazioni di legge, devono fornire evidenza delle prove e delle verifiche effettuate sui prodotti e sul processo, per assicurare la rispondenza di ogni lotto di fabbricazione con le specifiche dichiarate.
- Quando possibile, sui prodotti deve essere riportata una marchiatura che ne permetta la completa rintracciabilità. In caso contrario, i prodotti devono essere accompagnati da etichette o cartellini riportanti tutte le informazioni per la loro rintracciabilità.
- I produttori e/o i fornitori che sono in grado di proporre sistemi completi (vetri + sistemi di connessione), devono fornire, oltre alle caratteristiche meccaniche e fisiche dei singoli componenti, anche le caratteristiche meccaniche del sistema completo. Tali valori devono essere supportati da validazioni sperimentali effettuate in laboratorio o *in situ* (prove su strutture in scala reale) e documentate da dettagliati rapporti di prova.

Progettista

- Deve indicare chiaramente nel progetto la qualità e le caratteristiche (geometriche, meccaniche e fisiche) dei costituenti la struttura vetrata specificandone, dove necessario, i requisiti minimi di accettazione.
- Deve specificare quali sono i criteri di accettazione dei materiali e dell'applicazione. Nel primo caso il progettista deve indicare al direttore dei lavori quali sono i prelievi e le prove da eseguirsi. Ad esempio, in base all'importanza e all'entità dell'applicazione, può suggerire di eseguire delle prove per verificare alcune o tutte le caratteristiche meccaniche e fisiche dichiarate dal produttore nei documenti tecnici di corredo. Il progettista può indicare eventuali prove da eseguirsi *in situ* per verificare la qualità dell'installazione.

- Il progettista che progetta sistemi completi (vetri + sistemi di connessione), deve prescrivere, oltre alle caratteristiche meccaniche e fisiche dei singoli componenti, anche le caratteristiche meccaniche del sistema completo.

Imprese appaltatrici e applicatori

- Devono fornire il materiale indicato dal progettista, approvvigionandosi da produttori e/o fornitori che assicurino la qualità dei prodotti.
- Devono verificare che i prodotti siano conformi alle prescrizioni indicate dal progettista e, nel caso non siano disponibili materiali con i requisiti indicati, devono concordare possibili alternative con il progettista e/o con il direttore dei lavori.
- Devono verificare che i prodotti siano accompagnati da documenti tecnici adeguati, riportanti i valori delle caratteristiche meccaniche e fisiche, ed eventualmente i certificati delle prove effettuate.

Direttore dei lavori

- Svolge un ruolo decisionale sull'accettazione dei prodotti.
- Deve verificare, sia in fase di appalto delle forniture che al momento della consegna, la rispondenza del materiale fornito con le prescrizioni del progettista.
- Deve verificare la provenienza del materiale fornito. Il vetro e gli altri materiali usati in composizione con esso devono riportare il marchio del produttore e le indicazioni atte all'identificazione del prodotto; in caso contrario, devono essere muniti di etichette recanti le informazioni necessarie per la loro rintracciabilità. Gli altri materiali devono essere muniti di etichette recanti le informazioni necessarie per la loro rintracciabilità.
- Deve verificare le caratteristiche meccaniche e fisiche dei prodotti mediante i documenti in accompagnamento della fornitura.
- In base all'importanza e all'entità dell'applicazione, richiede l'esecuzione di prove sperimentali apposite per valutare la qualità dei materiali e verificare la corrispondenza dei risultati con i valori forniti dal produttore. Tali prove sono da eseguirsi presso laboratori con provata esperienza e dotati di attrezzature idonee alla caratterizzazione di materiali in oggetto. I criteri di accettazione devono essere basati sulla massima deviazione ammissibile dei risultati ottenuti rispetto ai valori conseguiti durante i controlli di produzione. In tal caso è necessario assicurarsi che le procedure di prova siano le stesse e che i campioni siano ottenuti con i medesimi materiali e le medesime tecniche di produzione. Potranno essere richieste prove per la determinazione delle caratteristiche meccaniche e fisiche da eseguirsi su campioni sia vergini che preconditionati per verificare, ad esempio, la permanenza delle caratteristiche al variare del tempo di applicazione dei carichi, della temperatura o dell'umidità.

Organismi di certificazione, ispezione e laboratori di prova

- Devono essere di provata competenza nella caratterizzazione del vetro e dei materiali a base polimerica e silconica.
- Devono essere dotati delle attrezzature di misura e di prova adeguate.
- Devono svolgere le prove sperimentali secondo le procedure indicate nelle norme specifiche per i materiali pertinenti.
- Devono emettere dei dettagliati rapporti di prova e di audit, riportanti tutte le informazioni richieste ed i risultati delle prove e verifiche.

Collaudatore

Nel caso sia richiesto il collaudo della struttura vetrata, in ottemperanza ai controlli abituali descritti nella normativa vigente, il collaudatore deve:

- verificare la qualità dei materiali impiegati mediante i certificati di accompagnamento delle forniture;
- verificare l'accettazione dei materiali da parte del direttore dei lavori;
- verificare i risultati delle eventuali prove sperimentali di accettazione richieste dal direttore dei lavori;
- richiedere ulteriori prove se lo ritiene necessario.

9.8.2 Trasporto, stoccaggio e movimentazione

Le modalità di trasporto, stoccaggio, utilizzo e conservazione dei materiali di base e del prodotto finito sono importanti sia per garantire che le proprietà dei singoli componenti non risultino alterate, sia per garantire il rispetto delle norme minime di sicurezza.

- Trasporto. I costituenti del sistema vetrato devono essere confezionati e trasportati in modo opportuno, nel rispetto degli eventuali regolamenti applicabili.
- Stoccaggio. Per preservare le proprietà dell'elemento vetrato e garantire il rispetto delle norme di sicurezza, i costituenti devono essere conservati osservando le raccomandazioni del fornitore e/o del produttore. Per preservare le proprietà dei polimeri per gli intercalari e i materiali adesivi è importante che questi siano conservati in idonee condizioni di temperatura e di umidità, seguendo meticolosamente le specifiche del produttore. Il produttore è tenuto a indicare il tempo e le modalità di stoccaggio entro cui le proprietà dei materiali si conservano inalterate. Qualsiasi costituente che abbia superato il tempo di stoccaggio intermedio o che abbia subito un deterioramento o una contaminazione non deve essere adoperato. Tutti i costituenti ritenuti inutilizzabili devono essere dismessi secondo quanto specificato dal produttore, nonché secondo quanto prescritto dagli eventuali regolamenti vigenti in materia di salvaguardia ambientale.
- Movimentazione. Il produttore è tenuto a fornire per tutti i costituenti del sistema vetrato le schede tecniche riportanti le informazioni relative alla movimentazione, soprattutto in termini di sicurezza (MSDS – *Material Safety Data Sheet*).

10 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

10.1 Monografie e articoli scientifici

- AA. VV., *Engineered materials handbook – Adhesives and sealants*, Vol. 3, ASM International, USA, 1990.
- Aben, H. and Guillemet, C., *Photoelasticity of Glass*. Springer-Verlag, Berlin, (pp.18-20), 1993.
- Adams, R.D. and Peppiatt, N.A., Effect of Poisson's ratio strains in adherends on stresses of an idealized lap joint, *J. Strain Analysis*, **8**(2):134-139, 1973.
- Adams, R.D. and Wake, W.C., *Structural adhesive joints in engineering*, Elsevier Applied Science Publisher, USA, 1984.
- Arruda, E.M. and Boyce, M.C., A three-dimensional constitutive model for the large stretch behaviour of rubber elastic materials, *Journal of Mechanics and Physics of Solids*, **41**(2): 389-412, 1993.
- Batdorf S.B. and Heinisch, H. L., Weakest link theory reformulated for arbitrary fracture criterion, *Journal of the American Ceramic Society*, **61**(7-8):355-358, 1978.
- Beason, W.L., *A failure prediction model for window glass*. NTIS Accession no. PB81-148421, Texas Tech University, Institute for Disaster Research, 1980.
- Beason, W.L., and Morgan, J.R., Glass failure prediction model, *Journal of Structural Engineering*, **110**(2):197-212, 1984.
- Behling, S. and Behling, S., *Glass: Structure and Technology*, New York, Prestel, 1999.
- Belis, J., Depauw, J., Callewaert, D., Delincé, D., Van Impe, R., Failure mechanisms and residual capacity of annealed glass/SGP laminated beams at room temperature, *Engineering Failure Analysis*, **16**:1866–1875, 2009.
- Bennison, S., Structural Properties of Laminated Glass, Short Course, *Glass Processing Days*, Tampere (Fi), 2009.
- Bertoldi, M. and Sglavo, V.M., Influence of composition on Fatigue Behavior and Threshold Stress Intensity Factor of Borosilicate Glasses, *J.Am.Ceram.Soc.*, **85**: 2499-2506, 2002.
- Bertolini, L., Bolzoni, F., Cabrini, M., Pedferri, P., *Tecnologia dei materiali. Ceramici, polimeri e compositi*, Città Studi Edizioni, Torino 2001.
- Bigwood, D.A. and Crocombe, A.D., Elastic analysis and engineering design formulae for bonded joints, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, **9** (4): 229–242, 1989.
- Borsellino, C., Calabrese, L., Di Bella, G., Valenza, A., Comparisons of processing and strength properties of two adhesive systems for composite joints, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, **27**(6): 446-457, 2007.
- Brode H.L., Numerical solution of spherical blast waves, *J. App. Phys.*, 1955.
- Brown, W.G., A Load Duration Theory for Glass Design, *Publication NRCC 12354*, 1972.
- Brückner-Foit, A., Fett, F., Schirmer, K.S. and Munz, D., Discrimination of multiaxiality criteria using brittle fracture loci, *J. Eur. Ceram. Soc.*, **16**:1201-1207, 1996.
- Button, D. and Pye, B., *Glass in building: a guide to modern architectural glass performance*: Pilkington, Oxford (UK), Boston: Butterworth Architecture, 1993.
- CEN/TC129/WG8, “N230E - An overview of prEN 13474 and the work of CEN/TC129/WG8 from which it was developed”, Feb. 2006.
- Chao, L.Y. and Shetty, D.K., Equivalence of Physically based Statistical Fracture Theories for Reliable Analysis of Ceramics in Multi-axial Loading, *J. Am. Ceram. Soc.*, **73** (7): 1917-1921, 1990.

- Ciarlet, P.G., *Mathematical Elasticity: Three-dimensional elasticity*, in Studies in Mathematics and Its Applications. North-Holland, 1988.
- Cottone, A., Giambanco, G. and Spada, A., Valutazione della resistenza di adesione e della lunghezza efficace di incollaggio nei giunti adesivi tramite le leggi dell'effetto scala, *XVIII GIMC Conference*, 2010.
- Dall'Igna, R., D'Este, A. and Silvestri, M., Comments on test methods for determination of structural glass strength, *XXV ATIV Conference Proceedings*, 5-13, 2010.
- De Bortoli L., Valutazione della risposta dinamica di una parete vetro-acciaio soggetta a carico esplosivo, *Tesi di Laurea*, Università di Trieste, AA 2002-2003.
- Delincé, D., Callewaert, D., Belis, J. and Van Impe, R., Post-breakage behaviour of laminated glass in structural applications, *Challenging Glass, Conference on Architectural and Structural Applications of Glass*, pp. 459-469, 2008.
- D'Haene, P., and Savineau, G., Mechanical properties of laminated safety glass - FEM Study, *Glass Performance Days*, Tampere, Finlandia, pag. 594, 2007.
- Dodd, G., Essential elements of bolted structural glass systems, In: Ledbetter, S., Harris, R., editors, *Proceedings of International Conference in Building Envelope Systems and Technology*, Bath (UK), Centre for Window & Cladding Technology, 1997.
- Dowdle, B.M. and Cole, R.N., The shape of fixings, In: Ledbetter, S., Harris, R., editors, *Proceedings of Glass in Buildings*, Bath (UK): Centre for Window & Cladding Technology, 1999.
- Durchholtz, M., Goer, B. and Helmich, G., Method of reproducibility predamaging float glass as a basis to determinate the bending strength, *Glastechn. Ber. Glass Sci. Technol.*, **68**(8): 251-258, 1995.
- Dutton, H., Structural glass architecture, *Proceedings of Glass Processing Days*, Tampere, Finland, 1999.
- Evans, A. G., A method for evaluating the time-dependent failure characteristics of brittle materials and its application to polycrystalline alumina, *Journal of Materials Science*, **7**:1137-1146, 1972.
- Evans, A. G., Slow crack growth in brittle materials under dynamic loading conditions. *Int. J. Fracture*, **10**(2): 251-259, 1974.
- Evans A.G., A General Approach for the Statistical Analysis of Multiaxial Fracture. *Journal of the American Ceramic Society*, **61**(7-8):302-308, 1978.
- Ferry, J. D., *Viscoelastic properties of polymers*, John Wiley & Sons, New York, 1980.
- Fischer-Cripps, A.C. and Collins, R.E., Architectural Glazings: Design Standards and Failure Models, *Building and Environment*, **30**(1):29-40, 1995.
- Fischer-Cripps, A.C., *Introduction to contact mechanics*, In: Mechanical Engineering Series, Springer, 2007.
- Galuppi, L. and Royer-Carfagni, G., The effective thickness of laminated glass plates, *Journal of Mechanics of Materials and Structures*, **7**: 375-400, 2012.
- Galuppi, L. and Royer-Carfagni, G., Effective thickness of laminated glass beams: New expression via a variational approach, *Engineering Structures*, **38**:53-67, 2012.
- Galuppi, L., Manara, G. and Royer-Carfagni, G., Practical Expression for the design of laminated glass, *Composites, part B: engineering*, **45**: 1677-1688, 2013.
- Galuppi, L., Royer-Carfagni, G., On the inconsistency of a formulation for the effective thickness of laminated glass, recently implemented by standards, *Composites, part B: engineering*, in press, 2013.
- Galuppi, L., Royer Carfagni, G., The enhanced Effective thickness method for laminated glass, *Proceedings Glass Performance Days (GPD) 2013*, Tampere Finland, June 13-15, 2013.

- Goland, M. and Reissner, E. The stresses in cemented joints, *ASME Journal of Applied Mechanics*, **7**:A17-A27, 1944.
- Green, D. J. Compressive Surface Strengthening of Brittle Materials, *J. Mater. Sci.*, **19**:2165-2171, 1984.
- Haldimann, M., Fracture strength of structural glass elements – analytical and numerical modelling, testing and Design, *Thesis n. 3671*, EPFL Lausanne, CH, 2006.
- Heffernan P., *Fundamentals of Blast Waves*, Royal Military College of Canada, Kingston, ON, 2006.
- Ho, K. C. and Chau, K. T., An Infinite Plane loaded by a Rivet of a Different Material. *Int. J. Solids Structures*, **34**(19): 2477-2496, 1997.
- Hugoniot, H., Propagation des Mouvements dans les Corps et spécialement dans les Gaz Parfaits, *Journal de l'Ecole Polytechnique*, **57**: 3, 1887.
- Jousset, P., Hyperelastic material modelling - Sikasil SG-500, *SIKA Internal Report*, 2007.
- Jousset, P., and Rachik, M., Development of an Inverse Identification Procedure to Evaluate Material Constitutive Parameters for the Finite Element Simulation of Structural Adhesives, *2nd European Hyperworks Technology Conference*, 2008.
- Kausch, H.H., Heymans, N., Plummer, C.J. and Decroly, P., *Matériaux polymères: propriétés mécaniques et physiques*, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, 2001.
- Kinney, G.F., *Explosive Shocks in Air*, Macmillan, New York, 1962.
- Kinney, G. F., *Engineering properties and application of plastics*, John Wiley & Sons, New York, 1967.
- Kott, A. and Vogel, T., Safety of laminated glass structures after initial failure, *Structural Engineering International*, **14**: 134-138, 2004 (1).
- Kott, A. and Vogel, T., Controlling the post-breakage behavior of laminated safety glass, *Proceedings International Symposium on the Application of Architectural Glass*, Monaco, 2004 (2).
- Krohn, M.H., Hellmann, J.R., Shelleman, D.L., Pantano, C.G. and Sakoske, G.E., Strength and Fatigue of float glass before and after enameling, *The Glass Researcher*, **11**(2): 24-28, 2002.
- Lawn, B.R. and Wilshaw, T.R., *Fracture of Brittle Solids*, Cambridge University Press, 1975.
- Le Bourhis E., *Glass: Mechanics and Technology*, John Wiley & Sons, 2008.
- Madsen, H.O. , Krenk, S. , Lind, N.C., *Methods of structural safety*, Prentice-Hall, 1985.
- Mays, G.C. , Smith, P.D., *Blast effects on buildings*, Thomas Telford, Londra, 1995.
- Moffatt, G., Pearsall, W., Wulff, J., The structure and properties of materials, vol. I: "Structure", Wiley, 1965.
- Mooney, M., A Theory of Large Elastic Deformation, *Journal of Applied Physics*, **11**(9): 582-592, 1940.
- Munz, D. and Fett, T., *Ceramics. Mechanical Properties, Failure Behaviour, Materials Selection*, Springer-Verlag, Heidelberg, (pp.181-189), 1999.
- Newmark, N.M., Siess, C.P. and Viest, I.M., Test and analysis of composite beams with incomplete interaction, *Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis*, **9**:75-92, 1951.
- Ogden, R.W., Large deformation isotropic elasticity on the correlation of theory and experiment for incompressible rubberlike solids. *Proceedings of the Royal Society of London*, A326: 565-584, 1972.
- Pilkey, W. D. *Peterson's Stress Concentration Factors*. John Wiley & Sons, Inc., 2nd Edition, 1997.

- Porter, M.I. and Houlsby, G.T., Development Crack Size and Limit State Design methods for edge abraded glass members, *Report N. OUEL 2111/99*, University of Oxford, 1999.
- Rankine W.J.H., On the Thermodynamic Theory of Waves of Finite Longitudinal Disturbance, *Phil. Trans. Roy. Soc.*, **160**:277-288, 1870.
- Rice, P. and Dutton, H., *Structural glass*, UK: E & FN Spon, 2nd edition, 1995.
- Rivlin, R.S., Large elastic deformation of isotropic materials. IV. Further developments of the general theory. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London A*, **241**(835): 379-397, 1948.
- Royer-Carfagni and G., Silvestri, M., A proposal for an arch footbridge in Venice made of structural glass masonry. *Engineering Structures*, **29**(11): 3015-3025, 2007.
- Ryan, P., Otlet, M., Ogden, R.G., *Steel supported glazing systems*, UK: Steel Construction Institute, SCI Publication 193, 1997.
- Schittich, C., Staib, G., Balkow, D., Schuler, M. and Sobek, W., *Glass construction manual*, Munich (Germany): Institut für internationale Architektur-Dokumentation, 1999.
- Schittich, C., Glass architecture in the second half of the 20th century, In: *Glass Construction Manual*, Basel, Birkhäuser, 2001.
- Sedlacek, G., Blank, K., Laufs, W., and Güsgen, J., *Glas im Konstruktiven Ingenieurbau*, Ernst & Sohn, Berlin, 1999.
- Sglavo, V. M. and Green, D. J., in *Proc. 104th Ann. Ntg American Ceramic Society*, St. Louis, 2002a.
- Sglavo, V. M. and Green, D. J., Measurement of fatigue limit in silicate glasses in R. Bradt (a cura di), *Fracture Mechanics of Ceramics*, Dordrecht ; Boston ; New York, N.Y.: Kluwer academic, p. 305-312, 2002b.
- Shand, E.B., Fracture velocity and fracture energy of glass in the fatigue range, *J. Am. Ceram. Soc.* **44**(1): 21-26, 1961.
- Silvestri, M., Sul Comportamento Post-Critico di Pannelli in Vestro Stratificato, *Tesi di Dottorato*, Dottorato di ricerca in Ingegneria Civile, Università degli Studi di Parma, 2009.
- Stamm, K. and Witte, H. *Sandwichkonstruktionen – Berechnung, Fertigung, Ausführung*. Springer Verlag, 1974.
- Treloar, L.R.G., Stresses and Birefringence in Rubber subjected to General Homogeneous Strain, *Proc Phys Soc*, **60**: 135-144, 1948.
- Treloar, L.R.G., *The Physics of Rubber Elasticity*, Clarendon Press, Oxford, 3rd Edition, 1975.
- The Institution of Structural Engineers, *Structural use of glass in buildings*, The Institution of Structural Engineers press, London, 1999.
- Van Duser, A., Jagota, A., and Bennison, S. J., Analysis of glass/polyvinyl butyral laminates subjected to uniform pressure, *Journal of Engineering Mechanics*, **124** (4): 435-442, 1999.
- Volkersen, O., Recherches sur la théorie des assemblages collés, *Construction Métallique*, **4**:3-13, 1965.
- Vyzantiadou, M.A. and Avdelas, A.V., Point fixed glazing systems: technological and morphological aspects, *Journal of Constructional Steel Research*, **60**: 1227-1240, 2004.
- Wan, K.T., Lathabai, S. and Lawn, B.R., Crack velocity functions and thresholds in brittle solids, *J. Am. Ceram. Soc.*, **44**: 21-26, 1961.
- Wereszczak, A. A., Kirkland, T. P., Ragan, M. E. Strong, K. T. Lin, H.-T. and Patel, P. Size scaling of tensile failure stress in a float soda-lime-silicate glass. *Int. J. Appl. Glass Sci.*, **1** (2):143–50, 2010.
- Wiederhorn, S.M., Influence of Water Vapor on Crack Propagation in Soda-Lime Glass, *J. Am. Ceram. Soc.*, **50**: 407-410, 1967.

Wiederhorn, S.M., Fracture Surface Energy of Glass, *J. Am. Ceram. Soc.*, **52**: 99-105, 1969.

Wiederhorn, S. M. and Bolz, L. H. Stress corrosion and static fatigue of glass. *Journal of the American Ceramic Society*, **53**(10):543-548, 1970.

Wölfel E., Elastic Composite: An Approximation Solution and its Application Possibilities, *Stahlbau*, **6**: 173–180, 1987.

10.2 Norme e Istruzioni Tecniche

AS 1288-2006. *Glass in buildings – Selection and Installation*. Australia Standard, 2006.

ASTM C1184-05, *Standard Specification for Structural Silicone Sealants*, American Society for Testing Material (ASTM), 2005.

ASTM C1239-06a, *Standard Practice for Reporting Uniaxial Strength Data and Estimating Weibull Distribution Parameters for Advanced Ceramics*, American Society for Testing Material (ASTM), 2006.

ASTM C1368, *Standard test method for determination of slow crack growth parameters of advanced ceramics by constant stress-rate flexural testing at ambient temperature*, American Society Testing of Materials (ASTM), 2001.

ASTM C1422-99, *Standard Specification for Chemically Strengthened Flat Glass*, American Society for Testing Material (ASTM), 1999.

ASTM D4065-06, *Standard Practice for Plastics: Dynamic Mechanical Properties: Determination and Report of Procedures*, American Society for Testing Material (ASTM), 2006.

ASTM E1300-09a, *Standard Practice for Determining Load Resistance of Glass in Buildings*, American Society for Testing Material (ASTM), 2009.

BS 6399-1:1996, *Loading for Buildings. Part 1- Code of practice for dead and imposed loads*, British Standard Institute BSI, September 1996.

CNR-DT 207/2008, *Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*, Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR), 2008.

CPR 305/2011, *Marcatatura CE*, Construction Products Regulation (CPR), 2011.

CSTB 3488-V2. *Vitrages extérieurs collés – Cahier des prescriptions techniques*, Cahier du CSTB, Livraison 444, Cahier 3488, Mars 2011.

DTU 39 P3:2006, *Travaux de bâtiment - Travaux de vitrerie-miroiterie - Partie 3 : Mémento calculs des contraintes thermiques*, Française de Normalisation(NF), 2006.

EN ISO 17025:2000, *General requirements for the competence of testing and calibration laboratories*, European Standards (EN), 2000.

EN ISO 45011:1998, *General requirements for bodies operating product certification systems (ISO IEC Guide 65 1996)*, European Standards (EN), 1998.

ETAG 002, *Guideline for European Technical Approval for Structural Sealant Glazing Systems (SSGS)*, October 2001.

FEMA 273, *Seismic Rehabilitation Guidelines*, Federal Emergency Management Agency.

ISO 614:2012, *Ships and marine technology - Toughened safety glass panes for rectangular windows and side scuttles - Punch method of non-destructive strength testing*, International Organization for Standardization (ISO), 2012.

ISO 6721-1:2011, *Plastics - Determination of dynamic mechanical properties -- Part 1: General principles*, International Organization for Standardization (ISO), 2011.

ISO 6721-4:2008, *Plastics - Determination of dynamic mechanical properties -- Part 4: Tensile vibration - Non-resonance method*, International Organization for Standardization (ISO), 2008.

ISO 6721-11:2011, *Plastics - Determination of dynamic mechanical properties - Part 11: Glass transition temperature*, International Organization for Standardization (ISO), 2011.

ISO 20501: 2003, *Fine ceramics (advanced ceramics, advanced technical ceramics) - Weibull statistics for strength data*, International Organization for Standardization (ISO), 2003.

ISO/DIS 16933:2007, *Glass in building – Explosion resistant security glazing - Test and classification for arena air blast loading*, International Organization for Standardization (ISO), 2007.

L. 1086/71, *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica*, 1971.

NTC 2008, *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*, DM Infrastrutture 14/01/2008.

NTC 2009, *Nuova Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni*, Circolare Consiglio Superiore Lavori Pubblici 02/02/2009, n. 617.

PMC Part 2: *Load Models. Probabilistic Model Code*, Joint Committee on Structural Safety, 2001.

prEN 13474/3 (edizione 2005), *Glass in building - Determination of the strength of glass panes - Part 3: General method of calculation and determination of strength of glass by testing*, CEN TC 129.

prEN 13474/3 (edizione 2009), *Glass in building - Determination of the strength of glass panes - Part 3: General method of calculation and determination of strength of glass by testing*, CEN TC 129.

prEN 13474 (edizione 2012), *Glass in building – determination of the load resistance of glass panes by calculation and testing*, CEN TC 129.

prEN16612 (edizione 2013), *Glass in building – determination of the load resistance of glass panes by calculation and testing*, CEN/TC 129.

prEN16613 (edizione 2013), *Glass in building - Laminated glass and laminated safety glass - Determination of inter-layer mechanical properties*, CEN/TC 129.

prEN THSTR - 2004, *Glass in building - Thermal Stress Calculation Method*, Progetto di Norma Europea, 2004.

prEN THSTR - 2007, *Glass in building - Thermal Stress Calculation Method*, Progetto di Norma Europea, 2004.

TM 5-1300, *Structures to resist the effects of accidental explosions*, US Department of the Army Technical Manual, Nov. 1990.

TRLV, *Technische Regeln für die Verwendung von Linienförmig gelagerten Verglasungen*, (ora DIN 18008).

UNI 5364 :1976, *Impianti di riscaldamento ad acqua calda. Regole per la presentazione dell'offerta e per il collaudo*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 1976.

UNI 7697 :2007, *Criteri di sicurezza nelle applicazioni vetrarie*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2007.

UNI 10349 :1994, *Riscaldamento e raffrescamento degli edifici. Dati climatici*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 1994.

UNI 10805:1999, *Ringhiere, balaustre o parapetti prefabbricati - Determinazione della resistenza meccanica a carico statico di colonne e colonne-piantone*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 1999.

UNI 10806:1999, *Ringhiere, balaustre o parapetti prefabbricati - Determinazione della resistenza meccanica ai carichi statici distribuiti*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 1999.

UNI 10809:1999, *Ringhiere, balaustre o parapetti prefabbricati - Dimensioni, prestazioni meccaniche e sequenza delle prove*, 1999.

UNI EN 572-1:2004, *Vetro per edilizia - Prodotti di base di vetro di silicato sodocalcico - Parte 1: Definizioni e proprietà generali fisiche e meccaniche*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2004.

UNI EN 572-2:2004, *Vetro per edilizia - Prodotti di base di vetro di silicato sodocalcico - Parte 2: Vetro float*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2004.

UNI EN 572-3:2004, *Vetro per edilizia - Prodotti di base di vetro di silicati sodocalcico - Parte 3: Vetro lustrato armato*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2004.

UNI EN 572-4:2004, *Vetro per edilizia - Prodotti di base di vetro di silicato sodocalcico - Parte 4: Vetro tirato*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2004.

UNI EN 572-5:2004, *Vetro per edilizia - Prodotti di base di vetro di silicato sodocalcico - Parte 5: Vetro stampato*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2004.

UNI EN 572-6:2004, *Vetro per edilizia - Prodotti di base di vetro di silicato sodocalcico - Parte 6: Vetro stampato armato*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2004.

UNI EN 572-7:2004, *Vetro per edilizia - Prodotti di base di vetro di silicato sodocalcico - Parte 7: Vetro profilato armato e non armato*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2004.

UNI EN 572-8:2004, *Vetro per edilizia - Prodotti di base di vetro di silicato sodocalcico - Parte 8: Forniture in dimensioni fisse*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2004.

UNI EN 572-9:2005, *Vetro per edilizia - Prodotti di base di vetro di silicato sodocalcico - Parte 9: Valutazione della conformità/ Norma di prodotto*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2005.

UNI EN 673:2011, *Vetro per edilizia. Determinazione della trasmittanza termica (valore U) - Metodo di calcolo*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2011.

UNI EN 1096-1:2012, *Vetro per edilizia - Vetro rivestito - Parte 1: Definizioni e classificazione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2012.

UNI EN 1279-1:2004, *Vetro per edilizia - Vetrate isolanti - Parte 1: Generalità, tolleranze dimensionali e regole per la descrizione del sistema*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2004.

UNI EN 1279-5:2010, *Vetro per edilizia - Vetrate isolanti - Parte 5: Valutazione della conformità*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2010.

UNI EN 1279-6:2004, *Vetro per edilizia - Vetrate isolanti - Parte 6: Controllo della produzione in fabbrica e prove periodiche*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2004.

UNI EN 1288-1:2001, *Vetro per edilizia - Determinazione della resistenza a flessione del vetro - Principi fondamentali delle prove sul vetro*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2001.

UNI EN 1288-2:2001, *Vetro per edilizia - Determinazione della resistenza a flessione del vetro - Prova con doppi anelli concentrici su provini piani, su grandi superfici sollecitate*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2001.

UNI EN 1288-3:2001, *Vetro per edilizia - Determinazione della resistenza a flessione del vetro - Prova con provino supportato in due punti (flessione in quattro punti)*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2001.

UNI EN 1288-5:2001, *Vetro per edilizia - Determinazione della resistenza a flessione del vetro - Prova con doppi anelli concentrici su provini piani, su piccole superfici sollecitate*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2001.

UNI EN 1748-1-1:2005, *Vetro per edilizia - Prodotti di base speciali - Vetri borosilicati - Parte 1- 1: Definizioni e proprietà generali fisiche e meccaniche*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2005.

UNI EN 1748-2-1:2005, *Vetro per edilizia - Prodotti di base speciali - Vetro ceramica - Parte 2-1: Definizioni e proprietà generali fisiche e meccaniche*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2005.

UNI EN 1863-1:2012, *Vetro per edilizia - Vetro di silicato sodocalcico indurito termicamente - Parte 1: Definizione e descrizione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI).

UNI EN 1990:2006 (EC0), Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale, 2006.

UNI EN 1991 (EC1), Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture.

UNI EN 12150-1:2001, *Vetro per edilizia - Vetro di silicato sodocalcico di sicurezza temprato termicamente - Definizione e descrizione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2001.

UNI EN 12150-2:2005, *Vetro per edilizia - Vetro di silicato sodocalcico di sicurezza temprato termicamente - Parte 2: Valutazione di conformità/Norma di prodotto*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2005.

UNI EN 12337-1:2001, *Vetro per edilizia - Vetro di silicato sodocalcico indurito chimicamente - Definizione e descrizione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2001.

UNI EN 12543-1:2002, *Prove non distruttive - Caratteristiche delle macchie focali di tubi radiogeni industriali per utilizzo in prove non distruttive - Parte 1: Metodo a scansione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2002.

UNI EN 12543-2:2008, *Prove non distruttive - Caratteristiche delle macchie focali di tubi radiogeni industriali per utilizzo in prove non distruttive - Parte 2: Metodo radiografico per camera con foro a spillo*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2002.

UNI EN 12600:2004, *Vetro per edilizia - Prova del pendolo - Metodo della prova di impatto e classificazione per il vetro piano*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2004.

UNI EN 12603: 2004, *Vetro per edilizia - Procedure di validità dell'aggiustamento e intervalli di confidenza dei dati di resistenza del vetro per mezzo della legge di Weibull*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2004.

UNI EN 13022-1: 2010, *Vetro per edilizia - Vetrate strutturali sigillate - Parte 1: Prodotti vetrari per sistemi di vetrate strutturali sigillate per vetrate monolitiche supportate e non, e vetrate multiple*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2010.

UNI EN 13022-2: 2010, *Vetro per edilizia - Vetrate strutturali sigillate - Parte 2: Regole di posa*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2010.

UNI EN 13024-1: 2012, *Vetro per edilizia - Vetro di borosilicato di sicurezza temprato termicamente - Parte 1: Definizione e descrizione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2012.

UNI EN 13830: 2005, *Facciate continue - Norma di prodotto*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2005.

UNI EN 14019:2004, *Facciate continue - Resistenza all'urto - Requisiti prestazionali*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2004.

UNI EN 14178-1:2005, *Vetro per edilizia - Prodotti di base di vetro a matrice alcalina - Parte 1: Vetro float*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2005.

UNI EN 14179-1:2005, *Vetro per edilizia - Vetro di sicurezza di silicato sodocalcico temprato termicamente e sottoposto a "heat soak test" - Parte 1: Definizione e descrizione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2005.

UNI EN 14321-1:2005, *Vetro per edilizia - Vetro di sicurezza a matrice alcalina temprato termicamente - Parte 1: Definizione e descrizione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2005.

UNI EN 14449:2005, *Vetro per edilizia - Vetro stratificato e vetro stratificato di sicurezza - Valutazione della conformità/Norma di prodotto*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2005.

UNI EN 15434:2010, *Vetro per edilizia - Norma di prodotto per sigillante strutturale e/o resistente ai raggi UV* (per impiego in vetrate strutturali sigillate e/o in vetrate isolanti con sigillante esposto), Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2010.

UNI EN ISO 527, *Materie plastiche - Determinazione delle proprietà a trazione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI).

UNI EN ISO 604:2008, *Materie plastiche - Determinazione delle proprietà a compressione*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2008.

UNI EN ISO 6721-1:2011, *Materie plastiche - Determinazione delle proprietà dinamico-meccaniche - Parte 1: Principi generali*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2011.

UNI EN ISO 8339, *Costruzioni edili - Sigillanti - Determinazione delle proprietà a trazione (Estensione a rottura)*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI).

UNI EN ISO 9000:2005, *Sistemi di gestione per la qualità - Fondamenti e vocabolario*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2005.

UNI EN ISO 12543-2:2011, *Vetro per edilizia - Vetro stratificato e vetro stratificato di sicurezza - Parte 2: Vetro stratificato di sicurezza*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2011.

UNI EN ISO 12543-4:2011, *Vetro per edilizia - Vetro stratificato e vetro stratificato di sicurezza - Metodi di prova per la durabilità*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2011.

UNI EN ISO 12543-5:2011, *Vetro per edilizia - Vetro stratificato e vetro stratificato di sicurezza - Parte 5: Dimensioni e finitura dei bordi*, Ente Nazionale Italiano di Unificazione (UNI), 2011.

VORSCHLAG ÖNORM B 3716-1:2006, *Glas im Bauwesen – Konstruktiver Glasbau Teil 1: Grundlagen*, 2006.

Il presente Documento Tecnico è stato predisposto dal Gruppo di studio così composto:

Amadio Prof. Ing. Claudio	- Università di Trieste
Badalassi Dr. Ing. Massimo	- Università di Pisa
Bedon Dr. Ing. Chiara	- Università di Trieste
Biolzi Prof. Ing. Luigi	- Politecnico di Milano
Briccoli Bati Prof. Arch. Silvia	- Università di Firenze
Cagnacci Dr. Ing. Emanuele	- Università di Firenze
Consolini Dr. Arch. Laura	- Università di Ancona
Cuomo Prof. Ing. Massimo	- Università di Catania
Dall'Igna Ing. Roberto	- Stazione Sperimentale del Vetro, Venezia
D'este Ing. Alberto	- Stazione Sperimentale del Vetro, Venezia
Faggiano Dr. Ing. Beatrice	- Università "Federico II", Napoli
Fagone Dr. Ing. Mario	- Università di Firenze
Foraboschi Prof. Ing. Paolo	- Istituto Universitario di Architettura, Venezia
Franco Ing. Annalisa	- Università di Pisa
Galuppi Dr. Ing. Laura	- Università di Parma
Lani Dr. Ing. Leonardo	- Università di Pisa
Maceri Prof. Ing. Franco	- Università "Tor Vergata", Roma
Manara Ing. Giampiero	- Permasteelisa Group, Vittorio Veneto
Mognato p.i. Ennio	- Stazione Sperimentale del Vetro, Venezia
Nisticò Prof. Ing. Nicola	- Università "La Sapienza", Roma
Orlando Prof. Ing. Maurizio	- Università di Firenze
Poggi Prof. Ing. Carlo	- Politecnico di Milano
Ranocchiali Dr. Arch. Giovanna	- Università di Firenze
Rigone Prof. Ing. Paolo	- Politecnico di Milano
Royer Carfagni Prof. Ing. Gianni	- Università di Parma
Salvatore Prof. Ing. Walter	- Università di Pisa
Silvestri Dr. Ing. Mirko	- Stazione Sperimentale del Vetro, Venezia
Speranzini Prof. Ing. Emanuela	- Università di Perugia
Spinelli Prof. Ing. Paolo	- Università di Firenze

Coordinatore:

Royer Carfagni Prof. Ing. Gianni

Segreteria:

Galuppi Dr. Ing. Laura

In particolare, i vari capitoli sono stati curati da:

CAPITOLO 1: S. Briccoli Bati, B. Faggiano, G. Royer-Carfagni, E. Speranzini.

CAPITOLO 2: R. Dall'Igna, A. D'Este, M. Fagone, P. Foraboschi, G. Ranocchiali, G. Royer-Carfagni, M. Silvestri.

CAPITOLO 3: L. Biolzi, E. Cagnacci, B. Faggiano, P. Foraboschi, L. Lani, M. Orlando, P. Rigone, G. Royer-Carfagni, E. Speranzini, P. Spinelli.

CAPITOLO 4: E. Cagnacci, L. Lani, G. Manara, N. Nisticò, M. Orlando, P. Rigone, G. Royer-Carfagni, P. Spinelli.

CAPITOLO 5: M. Badalassi, L. Biolzi, G. Royer-Carfagni, W. Salvatore.

CAPITOLO 6: C. Amadio, C. Bedon, L. Consolini, M. Cuomo, L. Galuppi, G. Manara, G. Ranoc-

chiai, G. Royer-Carfagni, M. Silvestri.

CAPITOLO 7: L. Biolzi, P. Foraboschi, G. Royer-Carfagni, W. Salvatore.

CAPITOLO 8: A. Franco, L. Galuppi, G. Manara, G. Royer-Carfagni, E. Speranzini.

CAPITOLO 9: Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni del Consiglio Nazionale delle Ricerche.

Il presente Documento Tecnico è stato approvato in versione preliminare il giorno 05/07/2012 e sottoposto ad inchiesta pubblica dalla "Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni" del Consiglio Nazionale delle Ricerche, così composta:

ANGOTTI Prof. Franco	- Università di Firenze
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
BARATTA Prof. Alessandro	- Università "Federico II"- Napoli
COSENZA Prof. Edoardo	- Università "Federico II"- Napoli
JAPPELLI Prof. Ruggiero	- Università "Tor Vergata" - Roma
MACERI Prof. Franco (<i>Presidente</i>)	- Università "Tor Vergata" - Roma
MANCINI Prof. Giuseppe	- Politecnico di Torino
MAZZOLANI Prof. Federico Massimo	- Università "Federico II"- Napoli
PINTO Prof. Paolo Emilio	- Università "La Sapienza" – Roma
SAVOIA Prof. Marco	- Università di Bologna
SOLARI Prof. Giovanni	- Università di Genova
URBANO Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
VINCI Arch. Roberto	- Consiglio Nazionale delle Ricerche
ZANON Prof. Paolo	- Università di Trento

Il Documento Tecnico è stato approvato in versione definitiva in data 05/12/2013, a conclusione dell'inchiesta pubblica con le modifiche che ne sono derivate, dalla "Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni" del Consiglio Nazionale delle Ricerche, così composta:

ANGOTTI Prof. Franco	- Università di Firenze
ASCIONE Prof. Luigi	- Università di Salerno
AURICCHIO Prof. Alessandro	- Università di Pavia
BARATTA Prof. Alessandro	- Università "Federico II"- Napoli
COSENZA Prof. Edoardo	- Università "Federico II"- Napoli
MACERI Prof. Franco (<i>Presidente</i>)	- Università "Tor Vergata" - Roma
MANCINI Prof. Giuseppe	- Politecnico di Torino
MAZZOLANI Prof. Federico Massimo	- Università "Federico II"- Napoli
PINTO Prof. Paolo Emilio	- Università "La Sapienza" – Roma
POGGI Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
ROYER CARFAGNI Prof. Gianni	- Università di Parma
SAVOIA Prof. Marco	- Università di Bologna
SCARPELLI Prof. Giuseppe	- Università Politecnica delle Marche
SOLARI Prof. Giovanni	- Università di Genova
URBANO Prof. Carlo	- Politecnico di Milano
VINCI Arch. Roberto	- Consiglio Nazionale delle Ricerche
ZANON Prof. Paolo	- Università di Trento