

UNIVERSITÀ DELLA CALABRIA



UNIVERSITA' DELLA CALABRIA

Dipartimento di Ingegneria Civile

Dottorato di Ricerca in
Ingegneria Civile e Industriale

CICLO

XXXI

**ISOLAMENTO SISMICO DI EDIFICI IN C.A. ESPOSTI ALL'AZIONE
DEL FUOCO: PROGETTAZIONE, MODELLAZIONE ED ANALISI
TERMICA E DINAMICA NON LINEARE**

Settore Scientifico Disciplinare: Tecnica delle Costruzioni (ICAR/09)

Coordinatore: Ch.mo Prof. Franco Furgiuele

Firma

Supervisore/Tutor: Ch.mo Prof. Fabio Mazza

Firma

Dottorando: Dott. Fabio Alesina

Firma

INDICE GENERALE

SOMMARIO	1
INTRODUZIONE.....	2
CAPITOLO 1	6
PRINCIPI DELL'ISOLAMENTO SISMICO DELLE STRUTTURE.....	6
1.1 PREMESSA	6
1.2 ORIGINE E DIFFUSIONE	7
1.3 ASPETTI TEORICI.....	9
1.3.1 STRATEGIE D'ISOLAMENTO	12
1.4 SISTEMI DI ISOLAMENTO SISMICO.....	14
1.4.1 ISOLATORI ELASTOMERICI.....	15
1.4.1.1 ISOLATORI CON GOMMA A BASSO SMORZAMENTO.....	18
1.4.1.2 ISOLATORI CON GOMMA AD ALTO SMORZAMENTO	19
1.4.1.2.1 BASI TEORICHE	19
1.4.1.2.2 MODELLAZIONE	25
1.4.1.2.3 PROGETTAZIONE.....	28
1.4.1.3 ISOLATORI CON NUCLEO DI PIOMBO	29
1.4.1.3.1 BASI TEORICHE	29
1.4.1.3.2 MODELLAZIONE	32
1.4.1.3.3 PROGETTAZIONE.....	33
1.4.2 ISOLATORI A SCORRIMENTO	33
1.5 ASPETTI NORMATIVI.....	34
1.6 ASPETTI COSTRUTTIVI	37

CAPITOLO 2	39
MODELLAZIONE DELL'AZIONE DEL FUOCO.....	39
2.1 PREMESSA	39
2.2 RESISTENZA AL FUOCO DELLE STRUTTURE	40
2.3 MODELLAZIONE DELL'INCENDIO	42
2.3.1 L'INCENDIO.....	42
2.3.2 IL FLASHOVER.....	43
2.3.3 TECNICHE DI MODELLAZIONE DELL'INCENDIO	44
2.3.3.1 CURVE NOMINALI DI INCENDIO	45
2.3.3.2 CURVE PARAMETRICHE DI INCENDIO CONFINATO	46
2.3.3.3 INCENDI LOCALIZZATI.....	52
2.3.3.4 MODELLI A ZONE.....	52
2.4 ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO	54
2.4.1 PROPRIETÀ TERMICHE.....	54
2.4.2 PROPRIETÀ MECCANICHE.....	57
2.4.2.1 EFFETTI DELLA FASE DI RISCALDAMENTO.....	57
2.4.2.2 EFFETTI DELLA FASE DI RAFFREDDAMENTO	58
2.4.3 METODI SEMPLIFICATI PER LA VERIFICA	59
2.4.4 SPALLING DEL CALCESTRUZZO	59
2.5 ISOLATORI ELASTOMERICI	60
2.6 ASPETTI NORMATIVI.....	61
2.6.1 CARICO D'INCENDIO	62
2.6.2 RICHIESTE DI PRESTAZIONE.....	64
CAPITOLO 3	66

MODELLAZIONE NON LINEARE DELLA RISPOSTA STRUTTURALE ALL'AZIONE DEL FUOCO.....	66
3.1 PREMESSA	66
3.2 ISOLATORI ELASTOMERICI AD ALTO SMORZAMENTO E CON NUCLEO DI PIOMBO.....	67
3.2.1 MODELLAZIONE BIDIMENSIONALE	67
3.2.1.1 FORMULAZIONE TEORICA	68
3.2.1.2 MODELLAZIONE NUMERICA	70
3.2.1.3 EFFETTI DELLA CLASSE DI RESISTENZA AL FUOCO	72
3.2.1.4 EFFETTI DEL GRADO DI VENTILAZIONE	75
3.2.2 MODELLAZIONE TRIDIMENSIONALE	79
3.2.2.1 EFFETTI DELLA CLASSE DI RESISTENZA AL FUOCO	82
3.2.2.2 EFFETTI DELLA FASE DI RAFFREDDAMENTO	84
3.2.3 ANALISI SEMPLIFICATA DURANTE L'INCENDIO SECONDO IL METODO DELL'ISOTERMA 200°C.....	87
3.2.4 ANALISI SEMPLIFICATA A FINE INCENDIO SECONDO IL METODO DELL'ISOTERMA 150°C.....	89
3.3 SOVRASTRUTTURA IN C.A.....	92
3.3.1 MODELLAZIONE BIDIMENSIONALE DELLE SEZIONI IN C.A.	92
3.3.1.1 EFFETTI DELLA POSIZIONE IN PIANTA	94
3.3.1.2 EFFETTI DELLA POSIZIONE IN ELEVAZIONE	96
3.3.1.3 EFFETTI DELLA CLASSE DI RESISTENZA AL FUOCO	98
3.3.1.4 EFFETTI DEL GRADO DI VENTILAZIONE	100
3.3.1.5 EFFETTI DELLA FASE DI RAFFREDDAMENTO	102
3.3.2 ANALISI SEMPLIFICATA DURANTE L'INCENDIO SECONDO IL METODO DELL'ISOTERMA 500°C.....	105

3.3.3 ANALISI AVANZATA A FINE INCENDIO SECONDO IL METODO DELLA RESISTENZA RESIDUA.....	107
CAPITOLO 4	109
PROGETTAZIONE E VERIFICA POST-INCENDIO DI STRUTTURE CON ISOLAMENTO SISMICO.....	109
4.1 PREMESSA	109
4.2 STRUTTURE ISOLATE SISMICAMENTE ALLA BASE	109
4.2.1 GEOMETRIA	109
4.2.2 ANALISI DEI CARICHI.....	111
4.2.3 SOLUZIONI PROGETTUALI	115
4.2.4 MODELLAZIONE DELL'INCENDIO.....	117
4.2.5 EFFETTI DELL'AZIONE DEL FUOCO SULLA SOVRASTRUTTURA IN C.A. ..	120
4.3 STRUTTURE ISOLATE SISMICAMENTE IN SOMMITÀ DEI PILASTRI DEL PIANO INTERRATO	128
4.3.1 GEOMETRIA	128
4.3.2 ANALISI DEI CARICHI.....	131
4.3.3 SOLUZIONI PROGETTUALI	132
4.3.4 MODELLAZIONE DELL'INCENDIO.....	135
4.3.5 EFFETTI DELL'AZIONE DEL FUOCO SUL SISTEMA D'ISOLAMENTO SISMICO.....	145
4.3.6 EFFETTI DELL'AZIONE DEL FUOCO SULLA SOVRASTRUTTURA IN C.A. ..	153
4.4 STRUTTURE ISOLATE SISMICAMENTE IN SOMMITÀ DEI PILASTRI DEL PRIMO LIVELLO	163
4.4.1 GEOMETRIA	163
4.4.2 ANALISI DEI CARICHI.....	164
4.4.3 SOLUZIONI PROGETTUALI	165

4.4.4	MODELLAZIONE DELL'INCENDIO.....	166
4.4.5	EFFETTI DELL'AZIONE DEL FUOCO SUL SISTEMA D'ISOLAMENTO SISMICO.....	168
4.4.6	EFFETTI DELL'AZIONE DEL FUOCO SULLA SOVRASTRUTTURA IN C.A. ...	171
 CAPITOLO 5		175
RISULTATI NUMERICI.....		175
5.1	PREMESSA	175
5.2	CALIBRATURA DEL METODO DELL'ISOTERMA 150°C PER GLI ISOLATORI ELASTOMERICI AD ALTO SMORZAMENTO E CON NUCLEO DI PIOMBO.....	176
5.2.1	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E PROPRIETÀ MECCANICHE DEI CAMPIONI.....	176
5.2.2	MODELLAZIONE DELL'AZIONE DEL FUOCO	178
5.2.3	MODELLAZIONE NUMERICA	180
5.2.4	CONFRONTO TRA I RISULTATI SPERIMENTALI E I RISULTATI NUMERICI 181	
5.3	ANALISI SISMICA NON LINEARE (PRE- E POST-INCENDIO) DI STRUTTURE CON ISOLAMENTO SISMICO	187
5.3.1	STRUTTURE ISOLATE SISMICAMENTE ALLA BASE.....	188
5.3.1.1	INPUT SISMICO	189
5.3.1.2	EFFETTI DELL'AZIONE SISMICA SULLA SOVRASTRUTTURA IN C.A. 192	
5.3.1.2.1	EFFETTI DELLA COMPONENTE VERTICALE DELL'INPUT SISMICO 193	
5.3.1.2.2	EFFETTI DEL RAPPORTO DI RIGIDEZZA NOMINALE DEL SISTEMA D'ISOLAMENTO SISMICO	195

5.3.1.2.3	EFFETTI DELLO SCENARIO D'INCENDIO E DELLA CLASSE DI RESISTENZA AL FUOCO.....	198
5.3.2	STRUTTURE ISOLATE SISMICAMENTE IN SOMMITÀ DEI PILASTRI DEL PIANO INTERRATO	201
5.3.2.1	INPUT SISMICO	201
5.3.2.2	EFFETTI DELL'AZIONE SISMICA SUL SISTEMA D'ISOLAMENTO SISMICO	206
5.3.2.2.1	EFFETTI TORSIONALI INDOTTI DAL DANNEGGIAMENTO DA INCENDIO.....	206
5.3.2.2.2	EFFETTI DELLA CLASSE DI RESISTENZA AL FUOCO.....	207
5.3.2.2.3	EFFETTI DEL GRADO DI VENTILAZIONE	209
5.3.2.2.4	STUDIO COMPARATIVO TRA DUE SISTEMI DI ISOLAMENTO SISMICO	211
5.3.2.3	EFFETTI DELL'AZIONE SISMICA SULLA SOVRASTRUTTURA IN C.A.	214
5.3.2.3.1	EFFETTI TORSIONALI INDOTTI DAL DANNEGGIAMENTO DA INCENDIO.....	215
5.3.2.3.2	EFFETTI DELLA CLASSE DI RESISTENZA AL FUOCO.....	217
5.3.2.3.3	EFFETTI DEL GRADO DI VENTILAZIONE	219
5.3.2.3.4	STUDIO COMPARATIVO TRA DUE SISTEMI DI ISOLAMENTO SISMICO	221
5.3.3	STRUTTURE ISOLATE SISMICAMENTE IN SOMMITÀ DEI PILASTRI DEL PRIMO LIVELLO	224
5.3.3.1	INPUT SISMICO	224
5.3.3.2	ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE DEI SISTEMI D'ISOLAMENTO SISMICO	227
5.3.3.3	ANALISI DI FRAGILITÀ DEGLI ELEMENTI DELLA SOVRASTRUTTURA IN C.A.	230

CONCLUSIONI.....	235
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	239

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 – Terremoti che hanno colpito la California ed il Giappone negli anni novanta.	8
Figura 1.2 – Applicazione dell’isolamento sismico nel mondo.	8
Figura 1.3 – Spettri di risposta elastici nel piano spostamento – accelerazione (ADRS). 10	
Figura 1.4 – Risposta sismica di una struttura a base fissa (a) e di una a base isolata (b). 11	
Figura 1.5 – Effetti indotti dall’isolamento sismico.....	12
Figura 1.6 – Strategia dell’incremento del periodo.....	13
Figura 1.7 – Strategia della limitazione della massima forza orizzontale trasmessa.	13
Figura 1.8 – Effetti della vulcanizzazione sulle gomme naturali.....	16
Figura 1.9 – Fenomeno di rocking 17	
Figura 1.10 – Isolatore elastomerico LDRB.	18
Figura 1.11 – Isolatore elastomerico HDRB.....	19
Figura 1.12 – Fattori di forma per un isolatore elastomerico HDRB.....	20
Figura 1.13 – Area ridotta di un isolatore HDRB soggetto a deformazione di taglio.....	21
Figura 1.14 – Deformazioni di taglio degli isolatori elastomerici HDRB.	22
Figura 1.15 – Confronto tra i carichi critici di Naeim e Kelly (1999) e delle NTC08 (2008).....	24
Figura 1.16 – Risposta di un isolatore HDRB, sotto carichi laterali e assiali.	26
Figura 1.17 – Risposta di un isolatore elastomerico HDRB.	27
Figura 1.18 – Isolatore elastomerico LRB.	29
Figura 1.19 – Risposta di un isolatore elastomerico con nucleo di piombo LRB.....	32
Figura 1.20 – Spettro di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali.....	35
Figura 1.21 – Soluzioni costruttive in relazione alla posizione degli isolatori elastomerici.	38

Figura 2.1 – I requisiti R, E ed I.....	41
Figura 2.2 – Le fasi evolutive dell’incendio.	43
Figura 2.3 – Raffronto tra curve nominali e curve d’incendio reali.....	45
Figura 2.4 – Curve nominali d’incendio.	46
Figura 2.5 – Confronto tra la curva ISO 834 e la curva parametrica ($O=0.04 \text{ m}^{1/2}$).	48
Figura 2.6.....	50
Figura 2.7 – Influenza del fattore di ventilazione sulla curva parametrica dell’EC1 (2004).	52
Figura 2.8 – Proprietà termiche del calcestruzzo (EC2, 2004).	56
Figura 2.9 – Proprietà termiche dell’acciaio (EC3, 2005).	56
Figura 2.10 – Effetti della fase di riscaldamento sulle proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell’acciaio.....	57
Figura 2.11 – Effetti della fase di raffreddamento sulle proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell’acciaio.....	58
Figura 2.12 – Fenomeno dello spalling esplosivo del calcestruzzo.	60
Figura 3.1 – Modellazione bidimensionale degli isolatori elastomerici HDRB: formulazione teorica.	68
Figura 3.2 – Confronto tra le soluzioni esatta (equazione (3.3)) ed approssimata (espressione (3.4)) per la temperatura adimensionalizzata di un cilindro cavo infinito riscaldato.	69
Figura 3.3 – Elementi finiti utilizzabili nell’analisi termica bidimensionale.	71
Figura 3.4 – Discretizzazione di una piastra metallica di un dispositivo HDRB.....	72
Figura 3.5 – Curve d’incendio tempo-temperatura.	73
Figura 3.6 – Effetti della classe di resistenza al fuoco sul campo termico degli isolatori elastomerici (modellazione numerica in campo bidimensionale).	73

Figura 3.7 – Effetti della classe di resistenza al fuoco sui profili di temperatura (valutati in direzione radiale) degli isolatori elastomerici HDRB.	75
Figura 3.8 – Variabilità del grado di ventilazione del compartimento (dimensioni in cm).	76
Figura 3.9 – Curve d’incendio tempo-temperatura.	77
Figura 3.10 – Effetti del grado di ventilazione sul campo termico degli isolatori elastomerici (modellazione numerica in campo bidimensionale).	77
Figura 3.11 – Effetti del grado di ventilazione sui profili di temperatura (valutati in direzione radiale) degli isolatori elastomerici HDRB.	78
Figura 3.12 – Elementi finiti utilizzabili nell’analisi termica tridimensionale.	80
Figura 3.13 – Modellazione tridimensionale degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB).	81
Figura 3.14 – Modellazione tridimensionale degli isolatori elastomerici con nucleo di piombo (LRB).	81
Figura 3.15 – Curve d’incendio tempo-temperatura.	82
Figura 3.16 – Effetti della classe di resistenza al fuoco sul campo termico degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB).	83
Figura 3.17 – Curve d’incendio tempo-temperatura.	84
Figura 3.18 – Effetti della classe di resistenza al fuoco.	85
Figura 3.19 – Effetti della fase di raffreddamento sul campo termico degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB).	85
Figura 3.20 – Storia temporale dei profili di temperatura degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB).	87
Figura 3.21 – Applicazione del metodo dell’isoterma 200°C per isolatori elastomerici HDRB e LRB (Mazza e Alesina, 2016b; 2017a; 2017b).	88

Figura 3.22 – Storia temporale del profilo termico di un isolatore elastomerico HDRB..	90
Figura 3.23 – Applicazione del metodo dell’isoterma 150°C per isolatori elastomerici HDRB e LRB (Mazza e Alesina, 2018; 2019).....	91
Figura 3.24 – Elementi finiti utilizzabili nell’analisi termica bidimensionale.	93
Figura 3.25 – Discretizzazione di una sezione in c.a. (dimensioni in cm).	93
Figura 3.26 – Posizione in pianta degli elementi strutturali in c.a.	94
Figura 3.27 – Esposizione all’azione del fuoco degli elementi strutturali in c.a.....	95
Figura 3.28 - Campo termico delle sezioni trasversali degli elementi in c.a..	95
Figura 3.29 – Posizione in elevazione degli elementi strutturali in c.a.....	96
Figura 3.30 – Effetti della posizione in elevazione sul campo termico delle sezioni trasversali in c.a. di pilastri e travi.	97
Figura 3.31 – Effetti della classe di resistenza al fuoco (R) sul campo termico delle sezioni in c.a. esposte all’azione del fuoco per 30 (R30), 45 (R45) e 60 (R60) minuti. ...	99
Figura 3.32 – Variabilità del grado di ventilazione del compartimento (dimensioni in cm).	100
Figura 3.33 – Curve d’incendio tempo-temperatura.	101
Figura 3.34 – Effetti del grado di ventilazione (O) sul campo termico delle sezioni in c.a..	102
Figura 3.35 – Curve d’incendio tempo-temperatura.	102
Figura 3.36 – Effetti della classe di resistenza al fuoco.	103
Figura 3.37 – Effetti della fase di raffreddamento sul campo termico delle sezioni in c.a..	103
Figura 3.38 – Storia temporale dei profili di temperatura delle sezioni in c.a..	104
Figura 3.39 – Applicazione del metodo dell’isoterma 500°C (EC2, 2004).	106

Figura 3.40 – Applicazione del metodo della resistenza residua (Mazza e Alesina, 2018; 2019).	108
Figura 4.1 – Geometria delle strutture test isolate sismicamente alla base (dimensioni in cm).	110
Figura 4.2 – Sezione trasversale del solaio latero-cementizio.	111
Figura 4.3 – Spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali (H) e verticale (V).	114
Figura 4.4 – Soluzione progettuale adottata per i dispositivi HDRB.	115
Figura 4.5 – Esposizione all’azione del fuoco per gli elementi della sovrastruttura in c.a..	118
Figura 4.6 – Scenari d’incendio in pianta e in elevazione per le strutture test isolate alla base.	118
Figura 4.7 – Curve parametriche d’incendio confinato in compartimento (EC1, 2004). ..	120
Figura 4.8 – Mappature termiche dei pilastri e delle travi in c.a. del primo livello (F1.R45/R60).	121
Figura 4.9 – Mappature termiche dei pilastri e delle travi in c.a. del quinto livello (F5.R45/R60).	121
Figura 4.10 – Riduzione percentuale della rigidezza flessionale degli elementi della sovrastruttura in c.a.	122
Figura 4.11 – Momenti ultimi delle travi emergenti (struttura test BI800).	123
Figura 4.12 – Domini ultimi di flessione biassiale dei pilastri di bordo (struttura test BID400).	123
Figura 4.13 – Domini ultimi di interazione M-N dei pilastri in c.a. (strutture test BIA- e BID800).	124

Figura 4.14 – Duttività ultima di curvatura delle travi e dei pilastri in c.a. esposti al fuoco (strutture test BIA- e BID800).	127
Figura 4.15 – Pianta delle strutture test isolate sismicamente in sommità dei pilastri del piano interrato (dimensioni in cm).	129
Figura 4.16 – Elevazione dei telai in direzione y delle strutture test isolate sismicamente in sommità dei pilastri del piano interrato (dimensioni in cm).	130
Figura 4.17 – Soluzione progettuale adottata per i dispositivi HDRB e LRB.	132
Figura 4.18 – Scenari d’incendio in elevazione (a-c, strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7) ed in pianta (d-g, strutture test SI3, SI5 e SI7) (dimensioni in cm).	136
Figura 4.19 – Scenari d’incendio in pianta per la struttura test SI5* (dimensioni in cm).	137
Figura 4.20 – Scenari d’incendio in pianta per il piano interrato delle strutture test SI400, SI800 e SI2400 (dimensioni in cm).	138
Figura 4.21 – Scenari d’incendio in pianta per la sovrastruttura delle strutture test SI400, SI800 e SI2400 (dimensioni in cm).	139
Figura 4.22 – Scenari d’incendio in elevazione per le strutture test SI400, SI800, SI2400, SI.R e SI.LR.	140
Figura 4.23 – Scenari d’incendio in pianta per il primo livello delle strutture test SI.R e SI.LR (dimensioni in cm).	140
Figura 4.24 – Curve parametriche d’incendio confinato in compartimento (strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7).	142
Figura 4.25 – Curve parametriche d’incendio confinato in compartimento (strutture test SI400, SI800 e SI2400).	144
Figura 4.26 – Curve parametriche d’incendio confinato in compartimento (strutture test SI.R e SI.LR).	145

Figura 4.27 – Profili di temperatura degli isolatori HDRB nello scenario d’incendio F0 (strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7).....	146
Figura 4.28 – Fattori riduttivi delle caratteristiche meccaniche (a, b) e geometriche (c) degli isolatori HDRB ed eccentricità del baricentro delle rigidezze (strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7).....	147
Figura 4.29 – Profili di temperatura degli isolatori HDRB esposti all’azione del fuoco nello scenario F0 (strutture test SI400, SI800 e SI2400).	148
Figura 4.30 – Mappature termiche bidimensionali degli isolatori HDRB (strutture test SI400, SI800 e SI2400).....	149
Figura 4.31 – Profili di temperatura degli isolatori HDRB, valutati applicando la formulazione teorica e la modellazione numerica bidimensionale (strutture test SI400, SI800 e SI2400).	150
Figura 4.32 – Fattori riduttivi delle proprietà meccaniche e geometriche degli isolatori HDRB esposti all’azione del fuoco nello scenario F0 (strutture test SI400, SI800 e SI2400).....	151
Figura 4.33 – Mappature termiche degli isolatori elastomerici HDRB (a, b - struttura test SI.R) e LRB (c, d - struttura test SI.LR).	152
Figura 4.34 – Fattori riduttivi delle proprietà meccaniche e geometriche degli isolatori HDRB e LRB delle strutture test SI.R e SI.LR.....	153
Figura 4.35 – Fattori di riduzione della rigidezza flessionale dei pilastri in c.a. ed eccentricità del baricentro delle rigidezze (strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7).	154
Figura 4.36 – Effetti della classe di resistenza al fuoco (R) sul campo termico delle sezioni in c.a. degli elementi interni del primo livello, esposti all’azione del fuoco per 30 (R30), 45 (R45) e 60 (R60) minuti (strutture test SI400, SI800 e SI2400).....	155

Figura 4.37 – Effetti del fattore di ventilazione (O) sul campo termico delle sezioni in c.a. degli elementi interni del primo livello, esposti all'incendio per 60 (R60) minuti (strutture test SI400, SI800 e SI2400).	156
Figura 4.38 – Rigidezza flessionale degli elementi interni della sovrastruttura in c.a. (strutture test SI400, SI800 e SI2400).....	158
Figura 4.39 – Momenti ultimi delle travi in c.a. interne (struttura test SI800).	159
Figura 4.40 – Domini ultimi di interazione M-N dei pilastri in c.a. interni esposti all'azione del fuoco al primo (F1) ed al quinto (F5) livello (struttura test SI800).....	160
Figura 4.41 – Duttilità ultima di curvatura delle travi e dei pilastri in c.a. interni esposti all'azione del fuoco al primo (F1) ed al quinto (F5) livello (struttura test SI800).....	161
Figura 4.42 – Fattori riduttivi della rigidezza flessionale degli elementi della sovrastruttura in c.a. (strutture test SI.R e SI.LR).	162
Figura 4.43 – Geometria delle strutture test isolate sismicamente in sommità dei pilastri del primo livello (dimensioni in cm).....	163
Figura 4.44 – Scenari d'incendio in pianta (a, b), in elevazione (c) e curve d'incendio (d) per le strutture test isolate in sommità dei pilastri del primo livello.	167
Figura 4.45 – Mappature termiche degli isolatori elastomerici delle strutture test SI.R e SI.LR (scenario di incendio F0).	168
Figura 4.46 – Profili di temperatura valutati in direzione radiale per la sezione trasversale centrale degli isolatori elastomerici esposti all'azione del fuoco nello scenario F0 (strutture test SI.R e SI.LR).....	169
Figura 4.47 – Fattori di modifica delle caratteristiche meccaniche e geometriche degli isolatori elastomerici e delle caratteristiche dinamiche delle strutture test SI.R e SI.LR (scenario F0).	170

Figura 4.48 – Mappature termiche degli elementi in c.a. del secondo livello (scenario d'incendio F1) delle strutture test S.I.R e S.I.L.R.	171
Figura 4.49 – Profili di temperatura valutati lungo gli assi principali della sezione trasversale di un pilastro interno del secondo livello (strutture test S.I.R e S.I.L.R).	172
Figura 4.50 – Caratteristiche meccaniche degli elementi in c.a. del secondo livello (strutture test S.I.R e S.I.L.R).....	174
Figura 5.1 – Posizione delle termocoppie per le prove sperimentali di resistenza al fuoco su isolatori elastomerici HDRB e LRB (dimensioni in cm).....	177
Figura 5.2 – Curve d'incendio tempo-temperatura per l'analisi termica numerica degli isoaltori HDRB e LRB.....	179
Figura 5.3 – Modello numerico (agli elementi finiti) di isolatore elastomerico, implementato in ABAQUS (2014).....	181
Figura 5.4 – Confronto tra i risultati sperimentali e i risultati numerici: campioni GZY600-1 (a-d) e GZY600-2 (e-h).	183
Figura 5.5 – Confronto tra i risultati sperimentali e i risultati numerici: campione GZY600-3.	184
Figura 5.6 – Profili radiali di temperatura dei campioni HDRB (a, b) e LRB (c, d e). ...	185
Figura 5.7 – Spettri di risposta elastici in velocità dei terremoti near-fault selezionati. .	191
Figura 5.8 – Effetti della componente verticale dell'input sismico sulla risposta sismica non lineare globale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test soggette ai terremoti di Chi-Chi e Northridge registrati su differenti classi di sottosuolo.....	194
Figura 5.9 – Effetti del rapporto di rigidità nominale del sistema d'isolamento sulla risposta sismica non lineare globale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test soggette ai terremoti di Chi-Chi e Northridge registrati su differenti classi di sottosuolo.	196

Figura 5.10 – Effetti del rapporto di rigidezza nominale del sistema d’isolamento sulla risposta sismica non lineare locale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test soggette ai terremoti di Chi-Chi e Northridge registrati su differenti classi di sottosuolo.	197
Figura 5.11 – Effetti dello scenario d’incendio e della classe di resistenza al fuoco sulla risposta sismica non lineare globale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test soggette ai terremoti di Chi-Chi e Northridge registrati su differenti classi di sottosuolo.	198
Figura 5.12 – Effetti dello scenario d’incendio e della classe di resistenza al fuoco sulla risposta sismica non lineare locale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test BI400 soggette al terremoto di Chi-Chi registrato su differenti classi di sottosuolo.	199
Figura 5.13 – Effetti dello scenario d’incendio e della classe di resistenza al fuoco sulla risposta sismica non lineare locale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test BI2400 soggette al terremoto di Northridge registrato su differenti classi di sottosuolo.	200
Figura 5.14 – Spettri di risposta elastici in velocità delle componenti orizzontali dei terremoti near-fault selezionati per le strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7.	202
Figura 5.15 – Spettri di risposta elastici in accelerazione dei terremoti near-fault selezionati per le strutture test SI400, SI800 e SI2400.	204
Figura 5.16 – Spettri di risposta elastici in velocità delle componenti orizzontali dei terremoti near- e far-fault selezionati per le strutture test SI.R e SI.LR.	205
Figura 5.17 – Effetti torsionali indotti dal danneggiamento da incendio sulla risposta sismica non lineare dei sistemi d’isolamento delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7.	207
Figura 5.18 – Analisi dinamica incrementale: effetti della classe di resistenza al fuoco sulla risposta sismica non lineare dei sistemi d’isolamento delle strutture test SI400, SI800 e SI2400.	208

Figura 5.19 – Analisi dinamica incrementale: effetti del grado di ventilazione sulla risposta sismica non lineare dei sistemi d’isolamento delle strutture test SI400, SI800 e SI2400.....	210
Figura 5.20 – Analisi dinamica incrementale: risposta sismica non lineare globale dei sistemi d’isolamento delle strutture test SI.R (a, c) e SI.LR (b, d).	212
Figura 5.21 – Studio comparativo tra i sistemi d’isolamento delle strutture test SI.R e SI.LR, soggette ai terremoti near- (a, c) e far-fault (b, d): risposta sismica non lineare globale.....	213
Figura 5.22 – Studio comparativo tra i sistemi d’isolamento delle strutture test SI.R e SI.LR, soggette ai terremoti near- (a) e far-fault (d): risposta sismica non lineare locale.	214
Figura 5.23 – Variazione dello spostamento relativo d’interpiano lungo l’altezza delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7.....	215
Figura 5.24 – Effetti torsionali indotti dal danneggiamento da incendio sullo spostamento relativo di interpiano al primo livello delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7.....	216
Figura 5.25 – Analisi dinamica incrementale: effetti della classe di resistenza al fuoco sulla risposta sismica non lineare della sovrastruttura in c.a. delle strutture test SI400 e SI2400.....	218
Figura 5.26 – Analisi dinamica incrementale: effetti del grado di ventilazione sulla risposta sismica non lineare della sovrastruttura in c.a. delle strutture test SI400 e SI2400.	220
Figura 5.27 – Analisi dinamica incrementale: risposta sismica non lineare globale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test SI.R e SI.LR, soggette ai terremoti near- e far-fault.	222

Figura 5.28 – Risposta sismica non lineare locale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test S.I.R e S.I.L.R, soggette ai terremoti near- e far-fault.....	223
Figura 5.29 – Risposta sismica non lineare locale allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC) degli isolatori HDRB (struttura test S.I.R).....	228
Figura 5.30 – Risposta sismica non lineare locale allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC) degli isolatori LRB (struttura test S.I.L.R).....	229
Figura 5.31 – Dati del metodo cloud per la sovrastruttura in c.a. della struttura test S.I.R isolata mediante HDRB: richiesta di duttilità delle travi.	231
Figura 5.32 – Dati del metodo cloud per la sovrastruttura in c.a. della struttura test S.I.L.R isolata mediante LRB: richiesta di duttilità delle travi.....	231
Figura 5.33 – Curve di fragilità per la sovrastruttura in c.a. della struttura test S.I.R isolata mediante HDRB: richiesta di duttilità delle travi.....	233
Figura 5.34 – Curve di fragilità per la sovrastruttura in c.a. della struttura test S.I.L.R isolata mediante LRB: richiesta di duttilità delle travi.....	233

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2.1 – Fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione alla superficie del compartimento (D.M. 09-03-2007).....	63
Tabella 2.2 – Fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento(D.M. 09-03-2007).	63
Tabella 2.3 – Fattore che tiene conto delle differenti misure di protezione dall’incendio (D.M. 09-03-2007).....	63
Tabella 2.4 – Classi di resistenza al fuoco per il livello di prestazione III (NTC08, 2008).	65
Tabella 3.1 – Dimensioni minime della sezione in calcestruzzo armato per le verifiche con incendio standard (dimensioni in mm).....	105
Tabella 3.2 – Dimensioni minime della sezione in calcestruzzo armato per le verifiche con incendio parametrico (dimensioni in MJ/m ² e mm).....	106
Tabella 4.1 – Geometria della sezione trasversale del solaio latero-cementizio (dimensioni in cm).	111
Tabella 4.2 – Parametri necessari per la determinazione delle azioni sismiche di progetto	113
Tabella 4.3 – Parametri sismici degli spettri di risposta elastici allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).....	113
Tabella 4.4 – Parametri sismici degli spettri di risposta elastici allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC).	113
Tabella 4.5 – Massa sismica delle strutture test isolate alla base (dimensioni in kN·s ² /m).	114
Tabella 4.6 – Caratteristiche geometriche degli isolatori HDRB (dimensioni in cm). ...	115

Tabella 4.7 - Proprietà meccaniche dei sistemi d'isolamento HDRB (dimensioni in kN, cm e s).....	116
Tabella 4.8 - Risultati delle verifiche allo SLC per gli isolatori HDRB.	116
Tabella 4.9 – Parametri di progetto per il calcolo del carico d'incendio (dimensioni in m e MJ).....	119
Tabella 4.10 – Parametri considerati nella modellazione dell'incendio (dimensioni in m, J, s, ore, K e °C).....	119
Tabella 4.11 – Geometria della sezione trasversale del solaio delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7 (dimensioni in cm).....	131
Tabella 4.12 – Massa sismica delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7 (dimensioni in kN·s ² /m).....	131
Tabella 4.13 – Dati di progetto e caratteristiche dinamiche delle strutture test (dimensioni in % e s).....	133
Tabella 4.14 – Caratteristiche geometriche degli isolatori HDRB e dei LRB (dimensioni in cm).....	133
Tabella 4.15 – Proprietà meccaniche degli isolatori HDRB e LRB (dimensioni in kN, cm e s).....	133
Tabella 4.16 – Parametri del legame forza-spostamento in direzione orizzontale adottato per gli isolatori LRB (dimensioni in kN e cm).....	134
Tabella 4.17 – Risultati delle verifiche allo SLC per gli isolatori HDRB e LRB.	134
Tabella 4.18 – Parametri di progetto per il calcolo del carico d'incendio, strutture test SI3, SI5 e SI7 (dimensioni in m e MJ).....	141
Tabella 4.19 – Parametri considerati nella modellazione dell'incendio, strutture test SI3, SI5 e SI7 (dimensioni in m, J, s, ore, K e °C).....	141

Tabella 4.20 – Parametri di progetto per il calcolo del carico d’incendio, struttura test SI5* (dimensioni in m e MJ).	141
Tabella 4.21 – Parametri considerati nella modellazione dell’incendio, struttura test SI5* (dimensioni in m, J, s, ore, K e °C).	141
Tabella 4.22 – Fattori di ventilazione considerati per le strutture test SI400, SI800 e SI2400 (dimensioni in m).	142
Tabella 4.23 – Parametri di progetto per il calcolo del carico d’incendio, strutture test SI400, SI800 e SI2400 (dimensioni in m e MJ).	142
Tabella 4.24 – Parametri considerati nella modellazione dell’incendio, strutture test SI400, SI800 e SI2400 (dimensioni in m, J, s, ore, K e °C).	143
Tabella 4.25 – Parametri di progetto per il calcolo del carico d’incendio, strutture test SI.R e SI.LR (dimensioni in m e MJ).	145
Tabella 4.26 – Parametri considerati nella modellazione dell’incendio, strutture test SI.R e SI.LR (dimensioni in m, J, s, ore, K e °C).	145
Tabella 4.27 – Massa sismica delle strutture test SI.R e SI.LR (dimensioni in $\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}$).	164
Tabella 4.28 – Caratteristiche geometriche degli isolatori HDRB e LRB (dimensioni in cm).	165
Tabella 4.29 – Proprietà meccaniche degli isolatori HDRB e LRB (dimensioni in kN, cm e s).	165
Tabella 4.30 – Parametri del legame forza-spostamento in direzione orizzontale adottato per gli isolatori LRB (dimensioni in kN e cm).	166
Tabella 4.31 - Risultati delle verifiche allo SLC per gli isolatori HDRB e LRB.	166
Tabella 4.32 – Parametri di progetto per il calcolo del carico d’incendio (dimensioni in m e MJ).	167

Tabella 4.33 – Parametri considerati nella modellazione dell’incendio (dimensioni in m, J, s, ore, K e °C).	167
Tabella 5.1 – Caratteristiche geometriche e proprietà meccaniche dei campioni testati nello studio sperimentale (dimensioni in cm e MPa).	177
Tabella 5.2 – Parametri delle leggi polinomiali rappresentanti la fase di raffreddamento (dimensioni in °C e minuti).	179
Tabella 5.3 – Confronto tra i risultati sperimentali e numerici in termini di rigidezza laterale equivalente (dimensioni in kN, mm e %).	186
Tabella 5.4 – Dati principali dei terremoti near-fault considerati come input sismico nell’analisi dinamica non lineare delle strutture test (dimensioni in ° e g).	189
Tabella 5.5 – Parametri principali degli impulsi orizzontali più forti dei terremoti near-fault selezionati (dimensioni in m/s, km, s e °).	190
Tabella 5.6 – Misure di intensità sismica dei terremoti near-fault selezionati.	192
Tabella 5.7 – Dati principali dei terremoti near-fault considerati come input sismico nell’analisi dinamica non lineare delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7 (dimensioni in km e g).	202
Tabella 5.8 – Dati principali dei terremoti near-fault considerati come input sismico nell’analisi dinamica non lineare delle strutture test SI400, SI800 e SI2400 (dimensioni in km, g e °).	203
Tabella 5.9 – Dati principali dei terremoti near-fault considerati come input sismico nell’analisi dinamica non lineare delle strutture test SI.R e SI.LR (dimensioni in °, km e g).	205
Tabella 5.10 – Dati principali dei terremoti far-fault considerati come input sismico nell’analisi dinamica non lineare delle strutture test SI.R e SI.LR (dimensioni in km e g).	205

Tabella 5.11 – Dati principali dei terremoti near-fault considerati come input sismico nell’analisi dinamica non lineare delle strutture test (dimensioni in °, g e km). 225

Tabella 5.12 – Dati principali dei terremoti far-fault considerati come input sismico nell’analisi dinamica non lineare delle strutture test (dimensioni in g e km)..... 226

Tabella 5.13 – Valori del parametro D_{rms} per i terremoti near- e far-fault selezionati. 227

SOMMARIO

Un considerevole incremento della deformabilità, dovuto all'esposizione all'azione del fuoco, per gli edifici in calcestruzzo armato isolati sismicamente può produrre una significativa amplificazione della risposta strutturale, specialmente per effetto degli impulsi di lunga durata in direzione orizzontale che caratterizzano i terremoti near-fault. D'altra parte, la conoscenza della risposta sismica di edifici in c.a. isolati dal sisma e precedentemente interessati da un incendio è molto limitata, soprattutto per quanto riguarda gli effetti dell'azione del fuoco sul sistema d'isolamento sismico. A tal proposito, si è deciso di approfondire la conoscenza degli effetti dei terremoti registrati in prossimità di faglia sulla risposta sismica non lineare post-incendio di edifici intelaiati in c.a. protetti dall'azione sismica mediante la tecnica dell'isolamento. Il livello di degrado prodotto dal fuoco può essere stimato mediante metodologie differenti in base alla tipologia di elemento strutturale che si intende analizzare. Del resto, uno degli obiettivi del presente lavoro di tesi è quello di proporre delle metodologie semplificate e/o avanzate, mediante l'uso delle quali poter valutare le caratteristiche meccaniche residue (durante l'incendio e/o alla fine dell'incendio) degli elementi strutturali in c.a. e dei dispositivi dei sistemi d'isolamento sismico. Il lavoro di tesi mira ad evidenziare l'importanza della considerazione degli effetti dell'azione del fuoco e dell'applicazione di un'opportuna tecnica d'intervento per ripristinare il livello di rigidità e resistenza iniziale evitando così conseguenze catastrofiche per effetto di eventi sismici di forte intensità in fase post-incendio. Con lo scopo di investigare in modo esaustivo la tematica oggetto dell'attività di ricerca sono state progettate diverse strutture test, scelte in modo da rappresentare un'ampia gamma di tipologie di edifici isolati dal sisma e con sovrastruttura intelaiata in calcestruzzo armato. Per quanto riguarda la modellazione dell'azione del fuoco, sono stati simulati incendi su uno o più piani delle strutture test progettate, considerando differenti classi di resistenza al fuoco e differenti valori del grado di ventilazione; inoltre, è stato analizzato il caso di incendio limitato ad una parte della struttura in esame con lo scopo di evidenziare eventuali effetti torsionali inattesi. Per quanto riguarda l'input sismico considerato nell'analisi dinamica non lineare, sono stati considerati diversi terremoti registrati (naturali), disponibili in database, distinti in base alla minima distanza dalla faglia, tipo di componente dominante, natura dell'impulso, magnitudo e velocità delle onde di taglio.

INTRODUZIONE

Gli edifici in calcestruzzo armato isolati sismicamente e precedentemente danneggiati da un incendio possono essere caratterizzati da una significativa amplificazione della risposta strutturale a causa del considerevole incremento della deformabilità prodotto dall'esposizione all'azione del fuoco. Questo comportamento risulta particolarmente accentuato in aree vicino faglia, per effetto degli impulsi di lunga durata, prevalentemente in direzione orizzontale, che caratterizzano i terremoti near-fault. Inoltre, gli elevati valori del picco di accelerazione al suolo in direzione verticale possono diventare critici una volta che si riduce il livello di resistenza della parte di sovrastruttura indebolita dal fuoco, provocando un più rapido incremento della sua richiesta di duttilità. Infine, le proprietà meccaniche degli isolatori elastomerici, molto spesso privi di un'adeguata protezione antincendio, risentono fortemente degli incrementi di temperatura che ne condizionano la successiva risposta sismica. D'altra parte, la conoscenza della risposta sismica di edifici in c.a. isolati dal sisma e precedentemente interessati da un incendio è molto limitata, soprattutto per quanto riguarda gli effetti dell'azione del fuoco sul sistema d'isolamento sismico. A tal proposito, si è deciso di approfondire la conoscenza degli effetti dei terremoti registrati in prossimità di faglia sulla risposta sismica non lineare post-incendio di edifici intelaiati in c.a. protetti dall'azione sismica mediante la tecnica dell'isolamento.

Il livello di degrado prodotto dal fuoco può essere stimato mediante metodologie differenti in base alla tipologia di elemento strutturale che si intende analizzare. In particolare, il danneggiamento degli elementi in calcestruzzo armato (ad esempio, travi e pilastri) sarà stimato attraverso la valutazione della degradazione delle proprietà meccaniche (rigidezza, resistenza e duttilità disponibile), applicando metodi semplificati e/o avanzati. Mentre, il danneggiamento del sistema d'isolamento sismico sarà valutato sulla base del degrado delle proprietà meccaniche e geometriche, applicando degli approcci semplici, ma sufficientemente affidabili. Del resto, uno degli obiettivi del presente lavoro di tesi è quello di proporre delle metodologie semplificate e/o avanzate, mediante l'uso delle quali poter valutare le caratteristiche meccaniche residue (durante l'incendio e/o alla fine dell'incendio) degli elementi strutturali in c.a. e dei dispositivi dei sistemi d'isolamento sismico.

Inoltre, un altro obiettivo è quello di fornire una stima della capacità di carico residua a seguito di un incendio di strutture in c.a. isolate sismicamente, con lo scopo di valutare l'incidenza del danneggiamento da incendio sulle prestazioni delle suddette strutture in campo sismico. Il lavoro di tesi, a tal fine, mira ad evidenziare l'importanza della considerazione degli effetti dell'azione del fuoco e dell'applicazione di un'opportuna tecnica d'intervento per ripristinare il livello di rigidezza e resistenza iniziale evitando così conseguenze catastrofiche per effetto di eventi sismici di forte intensità in fase post-incendio.

Con lo scopo di investigare in modo esaustivo i temi introdotti saranno progettate diverse strutture test, scelte in modo da rappresentare un'ampia gamma di tipologie di edifici isolati dal sisma e con sovrastruttura intelaiata in calcestruzzo armato.

Per quanto riguarda la modellazione dell'azione del fuoco, saranno simulati incendi che interesseranno uno o più piani delle strutture test considerate; sarà analizzato anche il caso di incendio limitato ad una parte della struttura considerata, supponendo cioè un compartimento di dimensioni inferiori a quelle dell'intero piano, al fine di evidenziare eventuali effetti torsionali inattesi. Inoltre, saranno simulati incendi considerando differenti classi di resistenza al fuoco e differenti valori del grado di ventilazione, tenendo conto della sola fase di riscaldamento oppure dell'intero incendio (considerando anche la fase di raffreddamento).

Per quanto riguarda l'input sismico, saranno considerati diversi terremoti near-fault registrati (naturali), disponibili in database, distinti in base al tipo di componente dominante (orizzontale e/o verticale) ed in base alla natura dell'impulso (per esempio, fling-step e forward-directivity). Inoltre, si porrà l'attenzione sulle principali differenze tra gli effetti provocati dai terremoti registrati in prossimità (near-fault) e dai terremoti registrati in lontananza di faglia (far-fault), considerando così l'incidenza della minima distanza dalla faglia. Infine, saranno considerati terremoti caratterizzati da differenti valori della magnitudo, investigando l'effetto dell'intensità del terremoto, e della velocità delle onde di taglio, investigando l'effetto della classe di sottosuolo.

Nella prima parte del lavoro di tesi sarà riportato lo stato dell'arte per quanto riguarda l'applicazione della tecnica dell'isolamento sismico alle strutture in calcestruzzo armato e la modellazione dell'azione del fuoco. In particolare, saranno illustrati i principi basilari della strategia di protezione sismica che consiste nel disaccoppiamento del moto delle strutture da quello del terreno. Nel dettaglio, saranno sviluppati gli aspetti teorici in termini di effetti e vantaggi (efficacia) comportati dall'isolamento sismico, configurazioni strutturali ottimali per l'applicazione dell'isolamento sismico e funzioni che devono essere assolte dai dispositivi d'isolamento. Saranno descritte le strategie specifiche utili per l'applicazione dell'isolamento sismico alle strutture; nel dettaglio, i metodi possibili consistono nell'incremento del periodo fondamentale di vibrazione della struttura, con lo scopo di portarla nel campo delle accelerazioni più basse, e nella limitazione della massima forza orizzontale trasmessa, rendendo l'efficacia dell'isolamento sostanzialmente indipendente dalle caratteristiche del sisma (intensità e contenuto in frequenza). Inoltre, saranno descritti i principi di funzionamento dei sistemi di isolamento sismico costituiti da isolatori elastomerici, trattando i seguenti aspetti: basi teoriche, aspetti di modellazione (in relazione alla risposta ed alle caratteristiche meccaniche) e fase di progettazione. Oltre a ciò, saranno descritti i criteri progettuali specifici per garantire una corretta progettazione delle strutture, i metodi di analisi consentiti dalle normative vigenti e le verifiche di sicurezza da condurre per il sistema di isolamento e per la sovrastruttura. Infine, saranno trattati anche gli aspetti costruttivi delle strutture con isolamento sismico, considerando l'applicazione della suddetta tecnica sia alle strutture di nuova realizzazione che alle strutture esistenti da adeguare sismicamente.

Inoltre, saranno espone le nozioni di base in materia di modellazione dell'azione del fuoco, ossia i concetti di resistenza al fuoco delle strutture, compartimentazione

antincendio e requisiti di stabilità meccanica o capacità portante, tenuta al passaggio di fumi e gas caldi ed isolamento. Inoltre, saranno descritte le fasi di modellazione dell'incendio, il quale può essere articolato nelle seguenti fasi: innesco, propagazione, pieno sviluppo ed estinzione. Oltre a ciò, saranno definite le principali tecniche di modellazione dell'incendio, ossia le curve nominali e le curve parametriche di incendio. Ulteriormente, sarà trattato il comportamento sotto azioni termiche sia di elementi in calcestruzzo armato sia di isolatori elastomerici, prestando particolare attenzione ai mutamenti che si possono verificare nelle proprietà meccaniche di entrambi, tenendo conto o meno della fase di raffreddamento dell'incendio. Infine, saranno definiti anche gli aspetti normativi in materia di modellazione dell'azione del fuoco, prestando particolare attenzione alla definizione del carico di incendio ed alle richieste di prestazione in caso di incendio.

Successivamente saranno descritti gli aspetti principali della modellazione non lineare della risposta strutturale all'azione del fuoco degli elementi strutturali esposti all'incendio. La risposta strutturale all'azione del fuoco degli isolatori elastomerici sarà studiata attraverso una modellazione semplificata in campo bidimensionale (rappresentata da una formulazione teorica e dalla modellazione numerica) ed una modellazione numerica avanzata in campo tridimensionale, in grado di tener conto della forte anisotropicità del comportamento strutturale dovuto alla presenza di materiali con differenti caratteristiche meccaniche e termiche (gomma, acciaio e piombo). Inoltre, saranno definiti gli approcci semplificati che sono stati elaborati per l'analisi della sezione degli isolatori elastomerici danneggiati dall'azione del fuoco. La modellazione non lineare della risposta strutturale all'azione del fuoco degli elementi della sovrastruttura in calcestruzzo armato, invece, sarà studiata in campo bidimensionale, nell'ipotesi di poter assumere il campo termico interno uguale in tutte le sezioni trasversali, traendo evidenti vantaggi in termini di rapidità di calcolo. Infine, saranno definiti i metodi semplificati (disponibili in letteratura) ed avanzati (proposti) per l'analisi delle sezioni in calcestruzzo armato danneggiate dall'azione del fuoco.

In seguito saranno descritte le fasi di progettazione (nella condizione pre-incendio) e di verifica (nella condizione post-incendio) degli edifici isolati sismicamente, considerati come strutture test per lo studio dei principi dell'isolamento sismico, della modellazione dell'azione del fuoco e della modellazione non lineare della risposta strutturale all'azione del fuoco. Nel dettaglio, saranno considerate diverse tipologie di strutture test con lo scopo di investigare differenti soluzioni costruttive in relazione alla posizione degli isolatori sismici lungo l'altezza delle strutture. In particolare, saranno analizzate le seguenti soluzioni costruttive: isolamento sismico alla base, isolamento sismico in sommità dei pilastri del piano interrato ed isolamento sismico in sommità dei pilastri del primo livello. Per ciascuna soluzione costruttiva saranno definite le seguenti fasi: geometria delle strutture test, analisi dei carichi verticali e delle azioni sismiche, soluzioni progettuali adottate per quanto riguarda i sistemi di isolamento sismico, modellazione dell'incendio in termini di scenari di incendio simulati in pianta ed in elevazione, effetti dell'azione del fuoco sulle proprietà meccaniche e geometriche dei dispositivi dei sistemi d'isolamento sismico, effetti dell'azione del fuoco sulle proprietà meccaniche degli elementi della sovrastruttura in calcestruzzo armato.

Infine, saranno riportati i risultati numerici ottenuti dall'applicazione dei principi teorici dell'isolamento sismico, della modellazione dell'azione del fuoco e della modellazione non lineare della risposta strutturale all'azione del fuoco. Nella prima parte dell'ultimo capitolo sarà descritto lo studio numerico condotto sulla base di risultati sperimentali, disponibili in letteratura, relativi allo studio della resistenza al fuoco degli isolatori elastomerici, osservando gli effetti della durata dell'esposizione al fuoco e della fase di raffreddamento sulle proprietà meccaniche residue dei dispositivi. Nella seconda parte dell'ultimo capitolo sarà mostrata la risposta sismica non lineare delle strutture test, progettate in accordo con le norme vigenti. Nello specifico, sarà investigato l'effetto prodotto dal danneggiamento da incendio sulla capacità di carico residua delle strutture test progettate, confrontando direttamente la risposta sismica ottenuta nella condizione pre-incendio con quella ottenuta nella condizione post-incendio. In particolare, per ciascuna soluzione costruttiva indagata saranno definiti: l'input sismico considerato ai fini dell'analisi dinamica non lineare, gli effetti dell'azione sismica sul sistema d'isolamento e sulla sovrastruttura in calcestruzzo armato delle strutture test considerate.

Grazie all'attività di ricerca svolta è stato possibile analizzare alcuni importanti fattori legati alla natura impulsiva dei terremoti registrati in prossimità di faglia (near-fault) ed, inoltre, gli effetti dell'esposizione all'azione del fuoco sulle proprietà meccaniche degli elementi strutturali in calcestruzzo armato e degli isolatori elastomerici, risultati che saranno esposti dettagliatamente nell'ultimo capitolo e nelle conclusioni finali del presente lavoro di tesi.

CAPITOLO 1

PRINCIPI DELL'ISOLAMENTO SISMICO DELLE STRUTTURE

1.1 PREMESSA

In questo capitolo vengono illustrati i principi basilari della strategia di protezione sismica che consiste nel disaccoppiamento del moto delle strutture da quello del terreno. Nella prima parte del capitolo viene riportato un breve excursus storico riguardante l'origine e la diffusione di tale strategia di protezione strutturale, fornendo dei cenni in merito alla storia italiana della normazione in materia di isolamento sismico ed una panoramica generale dell'applicazione dell'isolamento sismico nel mondo. In seguito vengono sviluppati gli aspetti teorici in termini di effetti e vantaggi (efficacia) comportati dall'isolamento sismico, particolarità del comportamento sotto azioni sismiche di strutture a base fissa ed isolate alla base, configurazioni strutturali ottimali per l'applicazione dell'isolamento sismico e funzioni che devono essere assolte dai dispositivi d'isolamento. Si riporta, inoltre, una descrizione delle strategie specifiche per l'applicazione dell'isolamento sismico alle strutture. In particolare, i metodi possibili consistono nell'incremento del periodo fondamentale di vibrazione della struttura, con lo scopo di portarla nel campo delle accelerazioni più basse, e nella limitazione della massima forza orizzontale trasmessa, rendendo l'efficacia dell'isolamento sostanzialmente indipendente dalle caratteristiche del sisma (intensità e contenuto in frequenza).

Nella seconda parte del capitolo vengono descritti i principi di funzionamento dei sistemi di isolamento sismico, classificati in due categorie principali: isolatori elastomerici e isolatori a scorrimento. Tuttavia, nel presente capitolo vengono riportate le basi teoriche, gli aspetti di modellazione (in relazione alla risposta ed alle caratteristiche meccaniche) e la fase di progettazione degli isolatori elastomerici poiché l'attività di ricerca condotta è stata concentrata sullo studio dell'isolamento sismico di strutture isolate per mezzo di questa categoria di dispositivi.

Anche le norme antisismiche più moderne riconoscono l'affidabilità dell'isolamento sismico e, oltre a consentirne l'utilizzo, forniscono dei criteri progettuali specifici per garantire una corretta progettazione delle strutture, i metodi di analisi consentiti e le verifiche di sicurezza da condurre per il sistema di isolamento e per la sovrastruttura. La possibilità di trattare l'isolamento sismico nelle norme scaturisce innanzitutto dai molteplici studi di carattere numerico e sperimentale condotti negli ultimi decenni, ma anche dall'osservazione della risposta sismica di strutture reali isolate sismicamente.

Infine, vengono trattati gli aspetti costruttivi delle strutture isolate considerando l'applicazione dell'isolamento sismico sia alle strutture di nuova realizzazione sia alle strutture esistenti da adeguare sismicamente, tenendo conto che l'installazione dei dispositivi in un edificio esistente è particolarmente complicata. I fattori che condizionano maggiormente la concezione strutturale di un edificio isolato sono la

profondità del piano di posa delle fondazioni e la destinazione d'uso del piano terra. I principali problemi che possono essere riscontrati nella definizione della concezione strutturale di una struttura isolata sono relativi al vano ascensore, alle scale ed al passaggio delle tubazioni al livello del sistema d'isolamento.

1.2 ORIGINE E DIFFUSIONE

L'idea che una struttura possa essere protetta dagli effetti dannosi prodotti dal movimento del terreno, prodotto da un forte terremoto, disconnettendola dal terreno stesso non può ritenersi nuova e ha fatto appello a inventori e ingegneri per oltre un secolo (Kelly, 1986). Si trovano infatti prove concrete dell'applicazione del concetto di isolamento sismico presso antiche civiltà come quella greca. Passando a tempi più recenti si trovano alcune applicazioni di isolamento sismico agli inizi del XX secolo: si tratta di interventi compatibili con la tecnologia dell'epoca e raramente applicati in maniera sistematica e pienamente consapevole. La prima idea di isolamento alla base nasce in Italia dopo il terremoto in Calabria dell'8 settembre del 1905. Solo negli anni sessanta si è iniziato ad applicare l'isolamento sismico nell'Ex Unione Sovietica, con tecnologie ancora rudimentali, per arrivare, nel 1969, alla prima pionieristica applicazione con isolatori in gomma a Skopje, in Macedonia, ad opera di un gruppo di ingegneri svizzeri.

L'isolamento sismico divenne una realtà intorno agli anni settanta quando vennero prodotti, in Inghilterra, i primi appoggi elastomerici armati, adottando per la prima volta un processo di vulcanizzazione nell'unione di strati di gomma con lamierini d'acciaio. La prima applicazione dell'era moderna in Europa, dove si utilizzarono isolatori in gomma armata, si effettuò in Francia, nei primi anni settanta. Altri studiosi fanno risalire l'origine dell'era moderna dell'isolamento sismico nella metà degli anni settanta in Nuova Zelanda con la costruzione di un ponte isolato. Negli anni ottanta la tecnica dell'isolamento sismico si diffuse in tutto il mondo con importanti applicazioni a ponti ed edifici strategici soprattutto in Giappone, negli Stati Uniti ed in Nuova Zelanda. In quegli anni negli Stati Uniti e in Nuova Zelanda trovarono vasto impiego isolatori elastomerici ad elevato smorzamento (High-Damping-Rubber-Bearing, HDRB), dotati di gomma ad alta dissipazione oppure con inserti in piombo (Lead-Rubber-Bearing, LRB), mentre in Giappone le prime soluzioni prevedevano l'uso di dispositivi elastomerici a basso smorzamento (Low-Damping-Rubber-Bearing, LDRB) con l'aggiunta di dissipatori di tipo viscoso o isteretico.

Un notevole impulso all'applicazione dell'isolamento sismico è venuto poi dai risultati dei numerosi studi e progetti di ricerca che confermarono l'efficacia di tale tecnica di protezione passiva nel proteggere le parti strutturali e non dal danneggiamento in presenza di terremoti violenti. Una spinta ancora maggiore venne alla metà degli anni novanta quando due eventi sismici violenti, il terremoto di Northridge del 1994 (Hauksson et al., 1995; Shen et al., 1996) ed il terremoto di Kobe del 1995 (Smolka e Rauch, 1996), colpirono rispettivamente la California (Figura 1.1a) ed il Giappone (Figura 1.1b). In tali aree erano già presenti delle strutture isolate e l'ottimo comportamento sul campo di tali strutture, confrontato a quello di strutture simili, a base

fissa, realizzate nelle vicinanze, dimostrò in modo nitido le potenzialità dell'isolamento sismico.



(a) Terremoto di Northridge (1994).

(b) Terremoto di Kobe (1995).

Figura 1.1 – Terremoti che hanno colpito la California ed il Giappone negli anni novanta.

Nel decennio tra il 1983 ed il 1993 si annoverano in Italia più di 150 applicazioni tra nuove realizzazioni ed adeguamenti. Nello stesso decennio, nonostante un significativo numero di proposte progettuali, piuttosto limitate furono le applicazioni agli edifici, soprattutto a causa della mancanza di una normativa di riferimento e del lungo iter necessario per ottenere l'approvazione dei progetti da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Le prime Linee Guida per il progetto di edifici con isolamento sismico furono emanate nel 1993 dal Servizio Sismico Nazionale, seguite nel 1998 dalle Linee Guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo delle opere isolate dal sisma emesse dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Bisogna attendere il mese di marzo dell'anno 2003, con l'O.P.C.M. n. 3274 (2003), per poter disporre della prima normativa nazionale che tratti in due specifici capitoli il tema dell'isolamento sismico alla base.

In Figura 1.2 viene fornita una panoramica generale, aggiornata al 2011, in merito all'applicazione dell'isolamento sismico nel mondo considerando i paesi più attivi nel settore della protezione sismica (ASSISi, 2011).

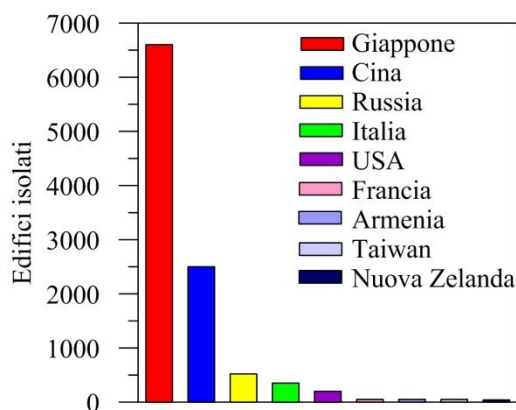


Figura 1.2 – Applicazione dell'isolamento sismico nel mondo.

1.3 ASPETTI TEORICI

L'isolamento alla base rappresenta una tecnica molto efficace sia per la protezione sismica di nuove costruzioni che per l'adeguamento antisismico di costruzioni esistenti (Mazza e Vulcano, 2004b). Può essere considerato una tecnologia relativamente giovane che oggi è in grande considerazione in quanto recepita dalle normative sismiche italiana (NTC08, 2008), europea (EC8, 2004), americana (AASHTO, 2010) e di altri paesi. L'isolamento è particolarmente adatto per edifici la cui operatività deve essere garantita durante e subito dopo un terremoto (per esempio, ospedali, centri di protezione civile, caserme dei vigili del fuoco, ecc.), per strutture particolarmente critiche per la sicurezza (per esempio, impianti chimici o nucleari) o il cui contenuto abbia un elevato valore storico-artistico (per esempio, musei).

L'isolamento alla base consiste nell'interposizione, tra la sovrastruttura e la struttura di fondazione, di speciali dispositivi, deformabili e/o scorrevoli, in grado di disaccoppiare il moto della struttura da quello del terreno (usualmente solo nel piano orizzontale) e, conseguentemente, di ridurre le azioni sismiche orizzontali trasmesse alla parte in elevazione, senza la necessità di incrementare le capacità della struttura in termini di rigidità, resistenza e duttilità (Mezzina et al., 2011). L'isolamento sismico consente di ridurre contemporaneamente gli spostamenti di interpiano (eliminando o comunque limitando fortemente il danneggiamento degli elementi strutturali e di quelli non strutturali) e le accelerazioni di piano (limitando le forze d'inerzia e conseguentemente anche le sollecitazioni nella struttura evitando la perdita di funzionalità delle apparecchiature contenute all'interno dell'edificio).

La particolarità della progettazione di una struttura con isolamento sismico, che coinvolge non solo il progetto strutturale ma anche quello architettonico ed impiantistico, è legata ai grandi spostamenti orizzontali (con un ordine di grandezza di 20-30 cm) che la struttura in elevazione deve poter subire rispetto al terreno. Si noti che, sebbene la funzione principale degli isolatori sia quella di filtro dell'energia sismica, essi devono possedere anche una sufficiente capacità dissipativa (per esempio, un fattore di smorzamento viscoso equivalente dell'ordine del 10%), in modo da limitare gli spostamenti di progetto alla base della struttura, altrimenti condizionanti nei riguardi della progettazione degli impianti e/o dei giunti di separazione.

Quanto osservato può essere meglio chiarito considerando gli spettri di risposta (elastici) per la progettazione di strutture con isolamento sismico, rappresentati nel piano spostamento (S_D) – accelerazione (S_a), per diversi valori del fattore di smorzamento viscoso equivalente (ζ). A titolo di esempio, in Figura 1.3 è riportato lo spettro ottenuto, in accordo con le NTC08 (2008), nel caso di: suolo rigido (classe di sottosuolo A) e pianeggiante (parametro caratteristico del sottosuolo: $S=1$); stato limite di collasso (per esempio, $PGA=0.35g$). La rappresentazione di Figura 1.3 consente, una volta definito il periodo di vibrazione (rappresentato dalla pendenza del fascio di rette passanti per l'origine del sistema di assi) del sistema strutturale isolato alla base ed il coefficiente di smorzamento viscoso (associato a ciascuna curva), di valutare l'accelerazione cui è soggetta la massa della struttura e, di conseguenza, le forze sismiche di progetto e lo spostamento massimo del sistema di isolamento; la sottostruttura (in particolare, la

fondazione), generalmente molto rigida, subisce all'incirca la stessa accelerazione del sottosuolo.

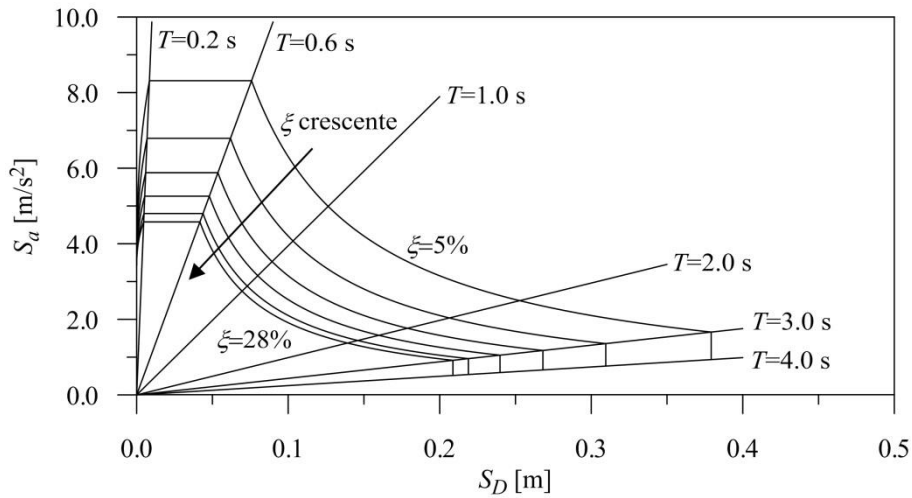


Figura 1.3 – Spettri di risposta elastici nel piano spostamento – accelerazione (ADRS).

Il comportamento sotto azioni sismiche di strutture a base fissa ed isolate alla base è diverso per via della concentrazione/diffusione delle deformazioni. Dalla Figura 1.4 è possibile notare che le strutture a base fissa presentano delle deformazioni diffuse in altezza, mentre le strutture a base isolata presentano delle deformazioni concentrate alla base. In tal caso la sovrastruttura è in grado di subire un moto di traslazione rigida rispetto al piano di isolamento spostandosi come un blocco; tuttavia uno degli effetti dell'isolamento sismico consiste proprio nella riduzione degli spostamenti di interpiano, garantendo così un maggior comfort per gli occupanti.

Le configurazioni strutturali ottimali per l'impiego dell'isolamento alla base sono quelle poco deformabili in direzione orizzontale, quali le costruzioni in c.a.; per esse diventa favorevole anche l'irrigidimento dovuto alla tamponatura. In particolare, l'isolamento è molto vantaggioso per strutture con periodo di vibrazione del modo principale nella direzione considerata inferiore a 1 s, cui corrisponde il maggiore livello di amplificazione degli spettri di risposta in termini di accelerazione della maggior parte dei terremoti. L'efficacia dell'isolamento si riduce al crescere dell'altezza degli edifici e, quindi, del periodo di vibrazione, e per gli edifici molto alti la progettazione è condizionata dall'azione del vento.

A prima vista, l'isolamento alla base conduce ad una configurazione strutturale simile a quella degli edifici con assenza di tamponatura al solo piano terra (noti come edifici su "pilotis"), il cui comportamento sismico è particolarmente sfavorevole avendo una concentrazione del danneggiamento in corrispondenza dei pilastri del piano debole. Ovviamente, le costruzioni isolate alla base non risentono di questo "effetto pilotis", poiché gli elevati spostamenti orizzontali sono affidati a dispositivi di piccola altezza, realizzati con materiale molto deformabile, in grado di sopportare, sotto i carichi verticali di progetto, deformazioni orizzontali cicliche senza apprezzabile decadimento delle loro prestazioni.

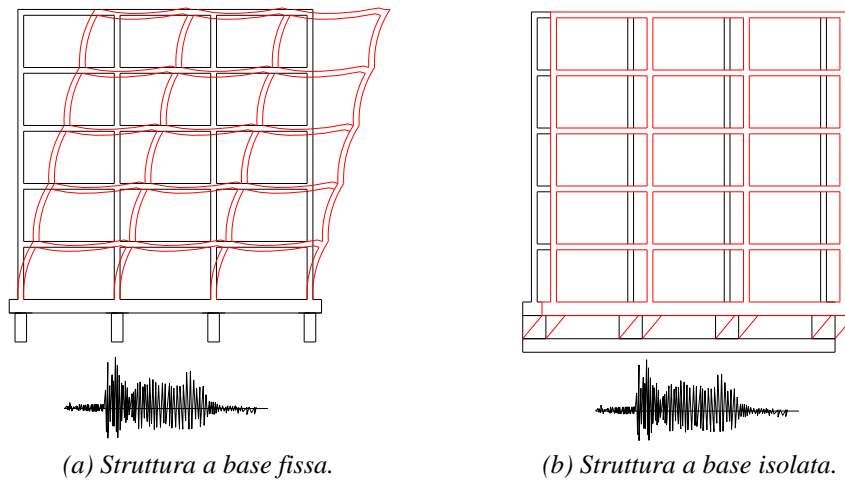


Figura 1.4 – Risposta sismica di una struttura a base fissa (a) e di una a base isolata (b).

Nel progetto di una struttura isolata alla base un parametro molto importante è il grado di isolamento (α_i), definito come il rapporto tra il periodo fondamentale di vibrazione della struttura isolata (T_i), calcolato in prima istanza considerando la struttura come un sistema infinitamente rigido, ed il periodo fondamentale della sovrastruttura (T_0), nel caso in cui essa sia a base fissa. L'isolamento alla base è tanto più efficace quanto maggiore risulta essere la differenza fra il periodo fondamentale della struttura isolata e quello della corrispondente struttura a base fissa; in pratica il grado di isolamento non dovrebbe essere inferiore a 3. Il periodo fondamentale di vibrazione di una struttura isolata deve essere sufficientemente grande (compreso nel range 2.0÷4.0 s) in modo tale da poter consentire la riduzione dell'energia in ingresso nella sovrastruttura. In Figura 1.5 vengono riportati gli effetti prodotti dall'applicazione della tecnica dell'isolamento sismico; in particolare, l'elongazione del periodo fondamentale di vibrazione in direzione orizzontale della struttura (ottenuta grazie alla notevole deformabilità del sistema di isolamento nella medesima direzione) porta la struttura in una zona dello spettro dove la risposta (in termini di forza) è minore. D'altra parte, si verifica un aumento dello spostamento, ma quest'ultimo è concentrato nel sistema di isolamento alla base. Il fattore di smorzamento viscoso è, invece, responsabile della dissipazione di energia che comporta la simultanea riduzione delle forze sismiche agenti e degli spostamenti subiti dalla sovrastruttura.

Un ulteriore aspetto da mettere in conto è rappresentato dalle caratteristiche del sottosuolo. Lo strato di terreno al di sotto della struttura si comporta come un filtro che modifica le caratteristiche del sisma, amplificando le armoniche vicine alla sua pulsazione fondamentale. Nel caso di sottosuolo rigido risultano dominanti le componenti armoniche ad alta frequenza e gli isolatori, che agiscono a loro volta come un filtro, trasmettono alla struttura in elevazione un movimento con contenuto in frequenza diverso da quello dominante del terreno. Nel caso di terremoti con frequenze basse, come nel caso di sottosuolo molto deformabile, il contenuto in frequenza del moto trasmesso dagli isolatori alla sovrastruttura può diventare critico. Inoltre, se viene raggiunta la soglia di plasticizzazione della sovrastruttura, si può verificare un'amplificazione della risposta

strutturale, eventualmente esaltata dalla lunga durata dell'impulso associata ai terremoti near-fault.

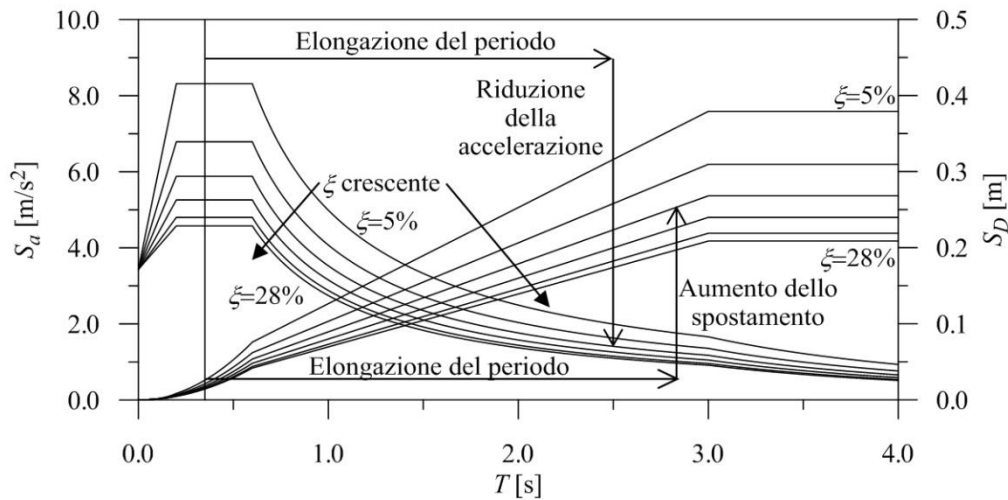


Figura 1.5 – Effetti indotti dall'isolamento sismico.

Un sistema d'isolamento deve anche possedere una buona capacità ricentrante (cioè deve essere in grado di riportare la struttura alla posizione iniziale una volta terminato il terremoto), una vita utile sufficientemente lunga (almeno pari a quella della struttura), una rigidità maggiore per bassi livelli di carico (così da limitare le vibrazioni sotto l'azione del vento e gli spostamenti laterali per effetto di terremoti di modesta intensità), nonché rigidità e smorzamento poco sensibili agli effetti dovuti alle variazioni di temperatura e all'invecchiamento. L'alloggiamento dei dispositivi di isolamento ed il loro collegamento alla struttura devono essere concepiti in modo da assicurarne l'accesso, l'ispezionabilità e l'eventuale sostituzione. Se il sistema d'isolamento non è dotato di capacità ricentranti bisogna prevedere sistemi di contrasto, atti a consentire il ricentraggio dei dispositivi qualora, a seguito di un sisma, si abbiano spostamenti residui incompatibili con la funzionalità dell'edificio e/o con il comportamento del sistema d'isolamento. Infine, per minimizzare gli effetti torsionali a livello del sistema di isolamento, la proiezione del centro di massa dell'edificio sul piano degli isolatori ed il centro di rigidità dei dispositivi di isolamento devono essere per quanto possibile coincidenti.

1.3.1 STRATEGIE D'ISOLAMENTO

L'isolamento sismico può essere realizzato applicando diverse strategie specifiche, le quali possono ricondursi essenzialmente all'incremento del periodo (senza o con dissipazione di energia) e alla limitazione della massima forza orizzontale trasmessa (senza o con dissipazione di energia). Nella prima strategia (incremento del periodo, Figura 1.6) si utilizzano dispositivi a comportamento quasi elastico per abbattere le accelerazioni sulla struttura. In un'interpretazione energetica del comportamento del sistema strutturale, la riduzione degli effetti sulla struttura è conseguita principalmente attraverso l'assorbimento nei dispositivi di gran parte dell'energia sismica in input, sotto forma di energia di deformazione, in buona parte dissipata per isteresi dai dispositivi

stessi al completamento di ogni ciclo di oscillazione. La dissipazione di energia del sistema di isolamento riduce sia gli spostamenti alla base, che, entro certi limiti, le forze trasmesse alla sovrastruttura. Nella seconda strategia (limitazione della massima forza orizzontale trasmessa, Figura 1.7) si utilizzano dispositivi a comportamento rigido o elastico-perfettamente plastico, o comunque fortemente non lineare, con un ramo pressoché orizzontale per grandi spostamenti (incrudimento quasi nullo). La riduzione degli effetti sulla struttura avviene attraverso la limitazione, da parte dei dispositivi, della forza trasmessa alla sovrastruttura (Mezzina et al., 2011).

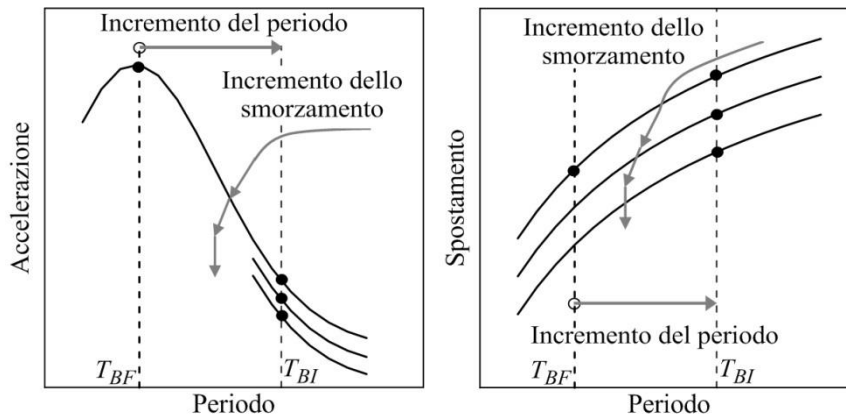


Figura 1.6 – Strategia dell'incremento del periodo.

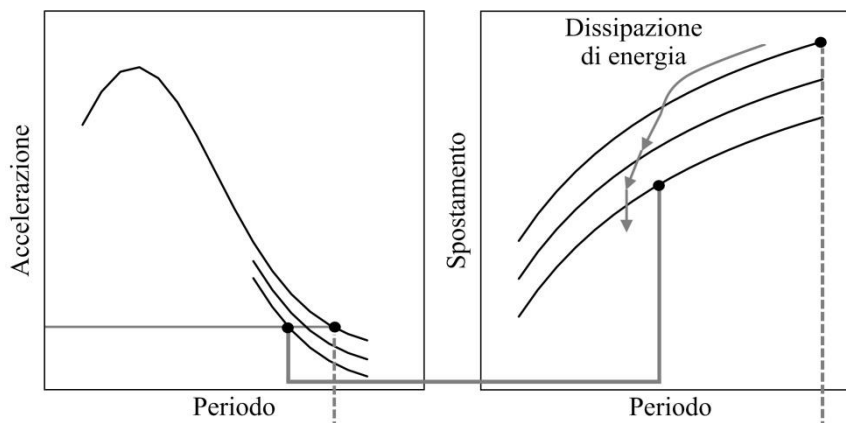


Figura 1.7 – Strategia della limitazione della massima forza orizzontale trasmessa.

La strategia basata sull'incremento del periodo è certamente la più frequentemente adottata nell'isolamento degli edifici, per ragioni diverse, tra cui, non secondarie, quelle legate ad aspetti tecnologici e realizzativi. Quella basata sulla limitazione della forza trova impiego soprattutto nei casi in cui il controllo delle forze indotte dal sisma sulla struttura rappresenta l'aspetto cruciale della progettazione (come può accadere nell'adeguamento sismico delle strutture esistenti), ed in linea di principio anche nei casi in cui la strategia ad incremento del periodo raggiunge i suoi limiti in termini di applicabilità e convenienza. Un aspetto positivo della strategia della limitazione della forza è la sostanziale indipendenza dell'efficacia dell'isolamento dalle caratteristiche del sisma (intensità e contenuto in frequenza), a condizione di poter accettare spostamenti anche molto ampi del sistema di isolamento. In entrambe le strategie le prestazioni

dell'isolamento possono essere migliorate attraverso la dissipazione nel sistema d'isolamento di una consistente aliquota dell'energia meccanica trasmessa dal terreno alla costruzione (NTC08, 2008).

1.4 SISTEMI DI ISOLAMENTO SISMICO

Per sistema d'isolamento alla base si intende l'insieme dei dispositivi (appartenenti alla stessa tipologia oppure a diverse tipologie) che viene installato al disotto della struttura che si vuole isolare dal sisma (o sotto una sua porzione rilevante), allo scopo di migliorarne (ridurre) la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. Secondo le NTC08 (2008), ciascuno dei dispositivi d'isolamento sismico deve espletare una o più delle seguenti funzioni:

- sostegno dei carichi verticali (sia in condizione non sismica che in condizione sismica) con elevata rigidità in direzione verticale e bassa rigidità o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali;
- dissipazione di energia, con meccanismi isteretici e/o viscosi;
- ricentraggio del sistema, cioè la capacità di riportare la struttura alla posizione iniziale qualora, a seguito di un sisma, si abbiano spostamenti residui incompatibili con la funzionalità dell'edificio e/o con il corretto comportamento del sistema d'isolamento;
- vincolo laterale, con adeguata rigidità, sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici: vento, traffico, ecc.).

Fanno parte integrante del sistema d'isolamento gli elementi di connessione, nonché eventuali vincoli supplementari disposti per limitare gli spostamenti orizzontali dovuti ad azioni non sismiche (ad esempio l'azione del vento).

Inoltre, un sistema d'isolamento alla base deve essere caratterizzato da costi contenuti, limitato ingombro, facilità di installazione (sia per edifici realizzati ex-novo che per interventi di adeguamento antisismico) e durabilità (per evitare che il degrado della gomma o del dispositivo in generale possa alterare la risposta della struttura).

La scelta del sistema di isolamento deve essere ponderata anche in funzione dell'obiettivo prestazionale ricercato (Mezzina et al., 2011); in generale, se ne possono individuare tre:

- minimizzare il taglio alla base della struttura, realizzando un maggiore disaccoppiamento del moto, in modo da scaricare maggiormente la parte al di sopra dell'isolatore;
- minimizzare lo spostamento alla base della struttura, in quanto l'edificio da isolare può essere inserito in un contesto che potrebbe far temere martellamenti tra strutture;
- minimizzare le accelerazioni di piano ad alte frequenze, il quale rappresenta un requisito importante per la protezione del contenuto.

In generale, si possono individuare le seguenti tipologie di sistemi d'isolamento: sistemi basati sull'utilizzo di isolatori elastomerici, sistemi basati sull'utilizzo di isolatori a scorrimento ed infine sistemi ibridi costituiti da una combinazione delle precedenti tipologie.

1.4.1 ISOLATORI ELASTOMERICI

Gli isolatori elastomerici basano il loro comportamento sulla deformazione della gomma impiegata. Sono caratterizzati dall'alternanza di strati di elastomero e lamierini di acciaio, solidarizzati mediante un processo di vulcanizzazione a caldo, contenuti tra due flange metalliche di estremità (Mezzina et al., 2011). Gli elastomeri che costituiscono gli isolatori sono composti da catene di polimeri (omo- e copolimeri) fortemente allungabili a comportamento isteretico: le catene sono collegate trasversalmente, il che consente il recupero pressoché completo delle deformazioni in un campo molto ampio.

I tipi di mescola ad elevata dissipazione di energia disponibili per gli isolatori elastomerici sono:

- mescola morbida (soft) con modulo di elasticità trasversale dinamico (G_{din}) pari a 0.35 MPa e smorzamento viscoso equivalente (ζ) del 10-15%;
- mescola media (normal) con modulo di elasticità trasversale dinamico (G_{din}) pari a 0.80 MPa e smorzamento viscoso equivalente (ζ) del 10-15%;
- mescola dura (hard) con modulo di elasticità trasversale dinamico (G_{din}) pari a 1.40 MPa e smorzamento viscoso equivalente (ζ) del 10-16%.

Il processo di vulcanizzazione comporta la riduzione delle proprietà plastiche della gomma e nel contempo la conservazione o addirittura il miglioramento delle proprietà elastiche della stessa (Figura 1.8). Il termine vulcanizzazione, in passato, è stato applicato principalmente alla reazione della gomma con lo zolfo, ma ora è generalmente utilizzato per il processo che si traduce in cambiamenti nelle proprietà. La vulcanizzazione, in genere, non può essere associata ad un unico valore della temperatura. Una temperatura di circa 160°C può essere considerata come limite inferiore; questa temperatura è stata suggerita come il valore più alto ed adatto per alcune gomme polimerizzanti solforose normalmente mescolate. Il limite superiore può essere di 220°C, oltre il quale il polimero potrebbe iniziare a degradarsi (Bhowmick et al., 1979). In via del tutto semplificata, si potrebbe far riferimento ad una temperatura media di vulcanizzazione di circa 200°C.

In realtà, il range di temperatura definito in precedenza è puramente teorico; tuttavia, a livello industriale si considera un range di temperatura meno ampio con un limite inferiore di circa 150°C ed un limite superiore di circa 180°C. Il limite inferiore trova applicazione per il processo di vulcanizzazione nel caso di elastomeri a mescola morbida (soft), mentre il limite superiore per elastomeri a mescola dura (hard); per elastomeri a mescola media (normal) viene considerata una temperatura ricadente nel range. I principali cambiamenti causati dal processo di vulcanizzazione sono i seguenti:

- la gomma viene trasformata da materiale essenzialmente plastico a materiale non plastico;
- la gomma viene cambiata da un materiale solubile in un certo numero di solventi in un materiale insolubile;
- la gomma viene cambiata in un materiale con proprietà fisiche notevolmente migliorate.

Le proprietà della gomma vulcanizzata vengono mantenute su un intervallo di temperatura molto più ampio rispetto a quelle della gomma non vulcanizzata.

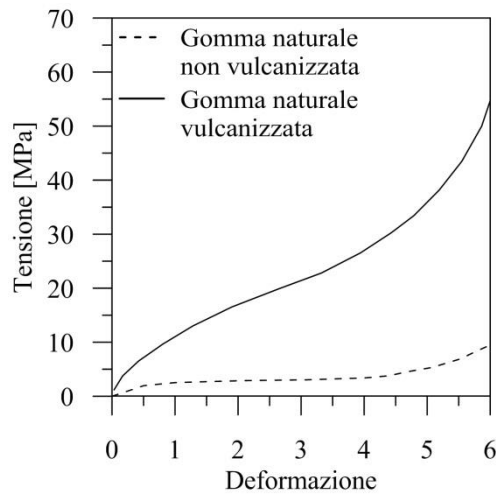
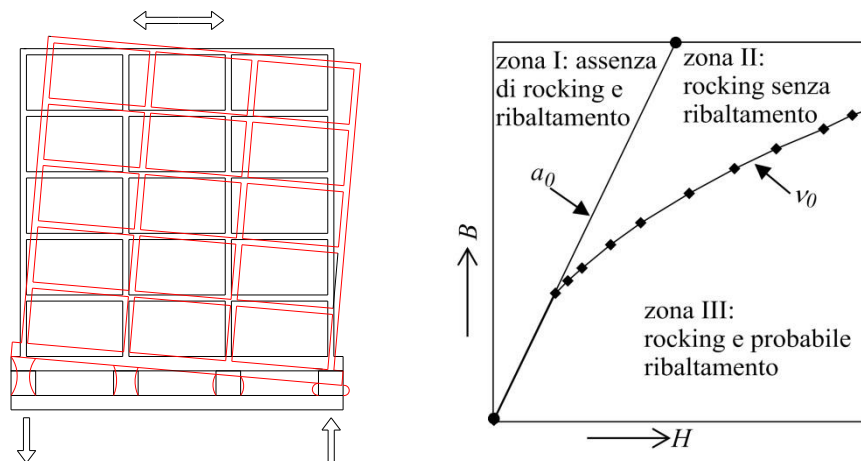


Figura 1.8 – Effetti della vulcanizzazione sulle gomme naturali.

La presenza dei lamierini è di fondamentale importanza, in quanto consente di confinare l'elastomero limitando la deformabilità verticale dell'isolatore a pochi millimetri (1÷3 mm), mentre la sua deformabilità orizzontale è affidata agli strati di gomma. Lo spessore degli strati, in genere, è molto piccolo. Gli strati di elastomero possono avere uno spessore non inferiore a 4 mm, ma non superiore a 20 mm; i lamierini di acciaio devono avere uno spessore non inferiore a 2 mm, mentre le flange metalliche di estremità devono avere uno spessore non inferiore a 20 mm. Generalmente i lamierini hanno dimensioni in pianta più piccole in confronto a quelle degli strati di gomma, in modo da risultare completamente inglobati in questi ultimi ed essere protetti dalla corrosione.

In realtà i primi isolatori erano di tipo non armato, privi quindi dei lamierini; questo portava ad avere un'elevata deformabilità in direzione verticale, la quale causava lo spiacevole effetto di rocking (dondolio) per la sovrastruttura ed in alcuni casi anche l'eventuale overturning (ribaltamento). In pratica, la sovrastruttura si trova ad essere impegnata in un moto rotatorio con asse orizzontale che provoca la nascita di stati tensionali alternati di compressione e di trazione negli isolatori perimetrali che si trovano disposti lungo i lati paralleli all'asse orizzontale del moto rotatorio (Figura 1.9a). Ishiyama (1982), sulla base di numerose prove su tavola vibrante e simulazioni numeriche effettuate utilizzando eccitazioni armoniche e sismiche, confermò le formule già esistenti che descrivevano il fenomeno del rocking e ne propose altre per indagare la possibilità di ribaltamento per corpi rigidi. Secondo il suo lavoro, il comportamento dei corpi rigidi può essere definito dalla loro larghezza (B) e altezza (H), in combinazione con la massima accelerazione (a_0 , che rappresenta il limite inferiore di massima accelerazione orizzontale necessaria per avviare il rocking) e velocità (v_0 , che rappresenta il limite inferiore di massima velocità orizzontale che può provocare il ribaltamento) dell'eccitazione alla quale sono sottoposti. La Figura 1.9b mostra i risultati ottenuti da Ishiyama (1982) in cui è possibile individuare una zona in cui non si verifica né il rocking né il ribaltamento (I), una zona in cui si verifica solo il rocking (II) e, infine, una in cui si verifica il rocking e probabilmente anche il ribaltamento (III).



(a) Effetti su una struttura isolata alla base. (b) Moto di corpi per eccitazioni sismiche.
 Figura 1.9 – Fenomeno di rocking.

Nel caso di trazione pura gli isolatori elastomerici tendono a cavitare (Ryan et al., 2005). La cavitazione provoca la riduzione della rigidità dell'isolatore (Burtscher e Dorfmann, 2004) ed è associata a tensioni di trazione relativamente basse in confronto al carico di instabilità a trazione previsto, che di conseguenza risulta non raggiungibile (Kelly e Marsico, 2013). Analisi condotte da Kelly (2003) hanno dimostrato che la condizione simultanea di trazione e taglio consente all'isolatore di evitare gli effetti dannosi della cavitazione.

L'invecchiamento rappresenta un aspetto di particolare rilevanza, che comporta variazioni delle proprietà meccaniche delle mescole elastomeriche; il cambiamento delle proprietà meccaniche deriva dall'indurimento dovuto al proseguimento della vulcanizzazione nell'elastomero e al degrado dello stesso per effetto dell'esposizione all'ozono e all'ossigeno. Il protrarsi della vulcanizzazione può portare a incrementi significativi nel tempo del modulo di taglio effettivo (Thompson et al., 2000) e, quindi, anche della rigidità orizzontale del dispositivo con un conseguente peggioramento della risposta sotto azioni sismiche. Inoltre, negli anni vengono registrati decrementi della capacità smorzante che dipendono dalla temperatura (Fuller et al., 1997).

Le proprietà meccaniche dell'elastomero possono cambiare significativamente per effetto delle variazioni di temperatura dell'aria. In particolare, esposizioni prolungate a temperature negative possono provocare la cristallizzazione della gomma, con un considerevole aumento della rigidità tagliente del materiale (Cardone et al., 2011) e conseguentemente una riduzione del periodo fondamentale di vibrazione in direzione orizzontale della struttura. D'altra parte, isolatori elastomerici esposti a temperature molto alte possono subire decrementi significativi della rigidità tagliente (Wu et al., 2011) e ciò comporta un'elongazione del periodo fondamentale di vibrazione in direzione orizzontale della struttura. Di conseguenza, la risposta sismica di una struttura isolata con isolatori elastomerici può essere fortemente influenzata dalla temperatura dell'aria.

In conclusione, gli isolatori elastomerici possono essere distinti, in base alle caratteristiche chimiche ed al grado di smorzamento della gomma, in sottoclassi di

dispositivi. È possibile trovare isolatori elastomerici in gomma naturale (isoprene) o in gomma sintetica (neoprene). In particolare, il neoprene, rispetto all'isoprene, offre maggiori capacità ignifughe, impermeabilità ai gas e minore predisposizione all'invecchiamento. Infine, si possono avere isolatori elastomerici con gomma a basso o ad elevato smorzamento; in realtà, la gomma possiede capacità smorzanti non elevate che vanno, quindi, opportunamente incrementate.

1.4.1.1 ISOLATORI CON GOMMA A BASSO SMORZAMENTO

Gli isolatori elastomerici con gomma a basso smorzamento (Low-Damping-Rubber-Bearing, LDRB) presentano un comportamento meccanico sostanzialmente elastico (rigidezza quasi costante) al crescere della deformazione e coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (ζ) molto basso, dell'ordine del 2-4%, motivo per il quale si parla di isolatori a basso smorzamento (Figura 1.10). Il materiale non è soggetto a fenomeni di creep ed ha una buona stabilità delle caratteristiche meccaniche a lungo termine. Questo tipo di isolatore presenta molti vantaggi, come ad esempio la semplicità ed i bassi costi di produzione, la facilità nella modellazione ed inoltre proprietà meccaniche indipendenti dalla temperatura e dall'invecchiamento (Mezzina et al., 2011).

Gli unici svantaggi sono rappresentati dal basso valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (ζ) e dagli spostamenti non trascurabili che si possono presentare sotto l'azione dei carichi di esercizio; la scarsa capacità dissipativa di tali isolatori permette di comprendere come un sistema di isolamento realizzato con questi elementi richieda l'impiego di opportuni dispositivi ausiliari (ad esempio ammortizzatori viscosi), al fine di aumentare la capacità dissipativa sotto sisma e di evitare movimenti eccessivi della struttura per effetto di azioni orizzontali di esercizio. Gli isolatori elastomerici con gomma a basso smorzamento vengono prevalentemente utilizzati in Giappone dove vengono disposti, generalmente, in parallelo ad altri dispositivi, quali: smorzatori viscosi in acciaio, in piombo e sistemi che lavorano ad attrito.

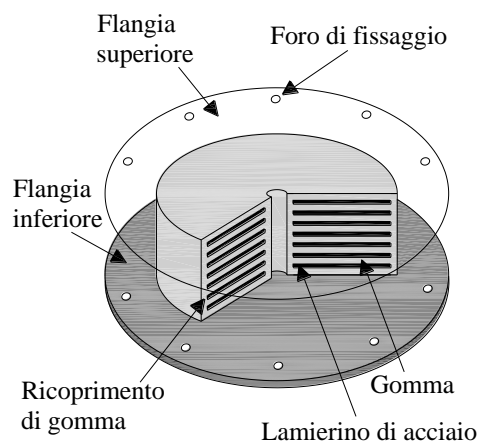


Figura 1.10 – Isolatore elastomerico LDRB.

1.4.1.2 ISOLATORI CON GOMMA AD ALTO SMORZAMENTO

1.4.1.2.1 BASI TEORICHE

Gli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (High-Damping-Rubber-Bearing, HDRB, Figura 1.11) sono caratterizzati da un alto valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (ζ), dell'ordine del 10-15%. Sono ottenuti mediante mescole di gomma con particolari oli e resine. Il comportamento quasi elastico degli isolatori elastomerici garantisce un ritorno alla condizione indeformata, anche se non necessariamente immediato, e garantisce il ripristino delle condizioni pre-sisma.

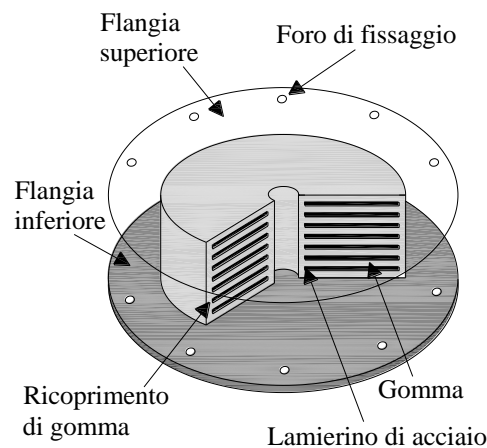


Figura 1.11 – Isolatore elastomerico HDRB.

Il modulo di elasticità trasversale dinamico (G_{din}) varia tra 0.35 e 1.40 MPa, a seconda del tipo di gomma utilizzata (a mescola morbida, media o dura); in particolare, nel caso di mescola morbida $G_{din}=0.35$ MPa, nel caso di mescola media $G_{din}=0.80$ MPa e, infine, nel caso di mescola dura $G_{din}=1.40$ MPa. Il modulo G_{din} è pressoché costante per deformazioni di taglio comprese tra il 100% ed il 200%, mentre risulta crescente per bassi o molto alti (maggiori del 200%) livelli di deformazione. In particolare, le NTC08 (2008) prevedono che per rapporti di smorzamento dell'ordine del 10%, le analisi per gli stati limite di esercizio e per gli stati limite ultimi possano eseguirsi, in genere, con gli stessi valori di rigidità e di smorzamento (Mezzina et al., 2011). Il modulo di compressibilità volumetrica della gomma (E_b) può essere assunto pari a 2000 MPa in assenza di determinazione diretta (prove sperimentali). Il modulo di compressibilità assiale della gomma (E_c) può essere valutato tramite l'espressione (1.1) tenendo conto di un'aliquota dovuta alla deformazione da taglio che la gomma subisce a causa dell'azione confinante esercitata dalle piastre metalliche, calcolata mediante l'espressione (1.2), e di un'aliquota dovuta alla variazione di volume che la gomma subisce a causa dell'applicazione del carico assiale (E_b). Infine, sostituendo l'espressione (1.2) nella (1.1), si ottiene l'espressione (1.3) che differisce da quella utilizzata nelle NTC08 (2008), che assumono l'espressione (1.4).

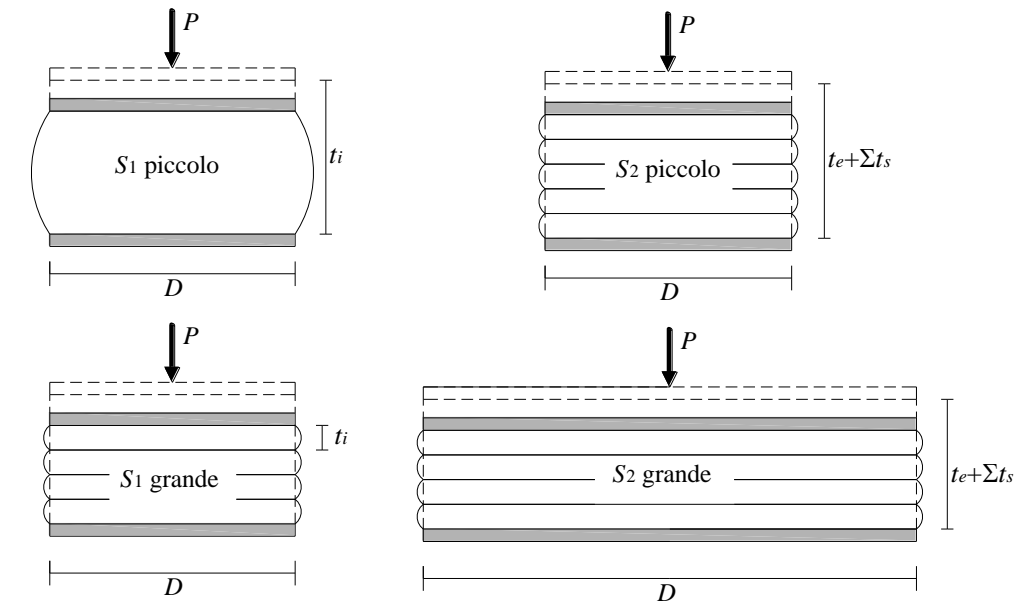
$$E_c = \frac{E'_c \cdot E_b}{E'_c + E_b} \quad (1.1)$$

$$E'_c = 6 \cdot G_{din} \cdot S_1^2 \quad (1.2)$$

$$E_c = \frac{6 \cdot G_{din} \cdot S_1^2 \cdot E_b}{6 \cdot G_{din} \cdot S_1^2 + E_b} \quad (1.3)$$

$$E_c = \left(\frac{1}{6 \cdot G_{din} \cdot S_1^2} + \frac{4}{3 \cdot E_b} \right)^{-1} = \frac{6 \cdot G_{din} \cdot S_1^2 \cdot E_c}{8 \cdot G_{din} \cdot S_1^2 + E_b} \quad (1.4)$$

Il comportamento degli isolatori elastomerici è caratterizzato da due fattori geometrici: primario (S_1) e secondario (S_2). Il fattore di forma primario è legato alla rigidezza verticale e, quindi, all'instabilità locale dell'isolatore, nonché alle deformazioni tangenziali della gomma ed alle tensioni di trazione nei lamierini di acciaio prodotte dal carico verticale. Esso è definito come il rapporto tra l'area caricata (A_i), comune allo strato di elastomero ed al lamierino di acciaio, e la superficie laterale libera (L) del singolo strato di elastomero (spessore t_i). Tale fattore viene in genere assunto non inferiore a 12. Nel caso di un isolatore di forma circolare (con diametro del lamierino interno pari a D_i) il fattore di forma primario è calcolato mediante l'espressione (1.5). A parità di diametro e di altezza totale dell'isolatore, il fattore di forma primario aumenterà al diminuire dello spessore degli strati di gomma (Figura 1.12a).



(a) Fattore di forma primario (S_1).

(b) Fattore di forma secondario (S_2).

Figura 1.12 – Fattori di forma per un isolatore elastomerico HDRB.

Il fattore di forma secondario controlla la stabilità dell'isolatore in relazione alla portanza del carico verticale, stabilità che deve essere garantita anche nelle condizioni di massima deformazione sotto sisma. Esso è definito come il rapporto tra la dimensione che individua in pianta il lamierino di acciaio e lo spessore totale degli strati di gomma (t_e). Tale fattore viene in genere assunto non inferiore a 3 e, nel caso di isolatore di forma

circolare, può essere calcolato mediante l'espressione (1.6). Gli isolatori più bassi e/o più larghi saranno caratterizzati da valori più alti del fattore di forma secondario (Figura 1.12b).

$$S_1 = \frac{D_l}{4 \cdot t_i} \geq 12 \quad (1.5)$$

$$S_2 = \frac{D_l}{t_e} \geq 3 \quad (1.6)$$

Per lo studio del comportamento degli isolatori elastomerici soggetti alla combinazione dei carichi verticali ed orizzontali è importante introdurre il concetto di area ridotta efficace (A_r). Con riferimento alla Figura 1.13, è facile intuire che essa rappresenta la zona individuata dalla sovrapposizione della proiezione, in pianta, della sezione superiore su quella inferiore dell'isolatore nella configurazione deformata.

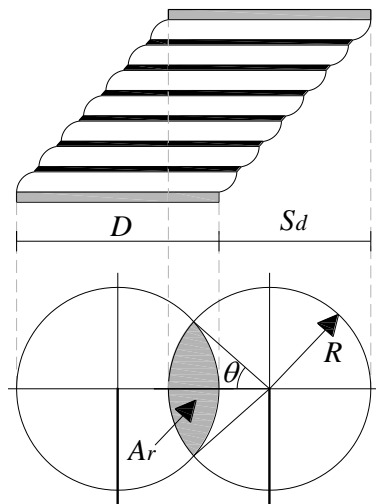


Figura 1.13 – Area ridotta di un isolatore HDRB soggetto a deformazione di taglio.

Per un isolatore di forma circolare l'area ridotta è definita dall'espressione (1.7), in cui θ , calcolato attraverso l'espressione (1.8), è l'angolo definito dalla sovrapposizione delle superfici superiore ed inferiore dell'isolatore, mentre S_d rappresenta lo spostamento orizzontale di progetto (spostamento sismico totale).

$$A_r = \frac{D_l^2}{2} \cdot (\theta - \text{sen}\theta \cdot \cos\theta) \quad (1.7)$$

$$\theta = \arccos\left(\frac{S_d}{D_l}\right) \quad (1.8)$$

La verifica di deformabilità degli isolatori elastomerici, allo stato limite ultimo di collasso (SLC), viene effettuata considerando la deformazione di taglio del singolo strato di elastomero (γ_s), per effetto del solo sisma, e la deformazione di taglio totale dell'isolatore (γ_{tot}). La deformazione di taglio dell'elastomero (γ_s) prodotta dallo

spostamento sismico totale (S_d), comprensivo degli effetti torsionali sull'edificio, è costante su tutti gli strati di gomma (Figura 1.14a) e può essere valutata utilizzando l'espressione (1.9). La deformazione di taglio totale dell'isolatore è ottenuta sommando a γ_s l'aliquota dovuta alla compressione verticale (γ_c) e quella dovuta alla rotazione angolare (γ_a).

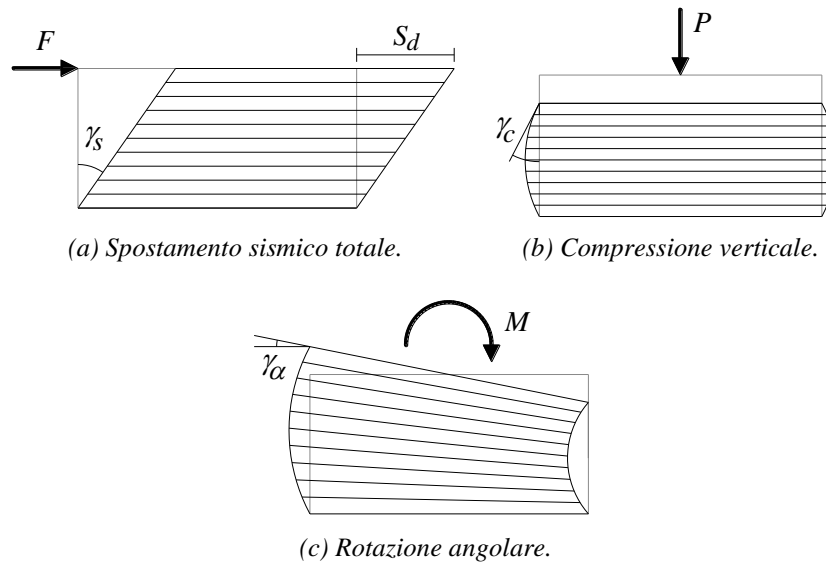


Figura 1.14 – Deformazioni di taglio degli isolatori elastomerici HDRB.

La deformazione di taglio dovuta al rigonfiamento degli strati di gomma, conseguente alla compressione prodotta dai carichi verticali, è variabile lungo l'altezza dell'isolatore (Figura 1.14b) e può essere calcolata attraverso l'espressione (1.10), in cui P rappresenta lo sforzo normale massimo sull'isolatore (ottenuto dalla combinazione dell'azione sismica con le altre azioni di progetto). La deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare tra le superfici di contatto dell'isolatore con la sovrastruttura e con la sottostruttura, causata dalla flessione (Figura 1.14c), può essere calcolata attraverso l'espressione (1.11).

$$\gamma_s = \frac{S_d}{t_e} \quad (1.9)$$

$$\gamma_c = \frac{1.5 \cdot P}{G_{din} \cdot S_1 \cdot A_r} \quad (1.10)$$

$$\gamma_a = \frac{a^2}{2 \cdot t_i \cdot t_e} \quad (1.11)$$

dove a^2 , nel caso di isolatore a pianta circolare, è definito dall'espressione (1.12):

$$a^2 = \frac{3 \cdot D_l^2 \cdot \alpha}{4} = \frac{3 \cdot D_l^2 \cdot \sqrt{\alpha_x^2 + \alpha_y^2}}{4} \quad (1.12)$$

essendo α_x e α_y le rotazioni attorno agli assi orizzontali x e y , prodotte dai momenti flettenti M_x e M_y , che possono essere calcolate, in base all'analogia con la teoria della trave, attraverso le espressioni (1.13) e (1.14):

$$\alpha_x = \frac{24 \cdot M_x \cdot t_i^3}{3 \cdot \pi \cdot G_{din} \cdot (D_l/2)^6} \quad (1.13)$$

$$\alpha_y = \frac{24 \cdot M_y \cdot t_i^3}{3 \cdot \pi \cdot G_{din} \cdot (D_l/2)^6} \quad (1.14)$$

Inoltre, i dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC ($P_{VR}=5\%$); in particolare, lo spostamento sismico totale (S_d) non deve eccedere il massimo spostamento ammissibile (d_{amm} , espressione (1.15)), che è legato al massimo valore di deformazione di taglio (γ^*) raggiunto nelle prove di qualificazione riguardanti il controllo sull'aderenza elastomero-acciaio.

$$d_{amm} = t_e \cdot \gamma^* \quad (1.15)$$

Sulla base delle deformazioni di taglio, valutate utilizzando le espressioni (1.9), (1.10) e (1.11), e del massimo spostamento ammissibile, valutato tramite l'espressione (1.15), le NTC08 (2008) prescrivono le seguenti limitazioni:

$$\gamma_s \leq \frac{\gamma^*}{1.5} = 2 \quad (1.16)$$

$$\gamma_{tot} = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_\alpha \leq 5 \quad (1.17)$$

$$S_d \leq d_{amm} \quad (1.18)$$

La verifica di instabilità (buckling) allo stato limite ultimo di collasso (SLC) degli isolatori elastomerici viene effettuata controllando che lo sforzo normale massimo ($P_{c,max}$) agente sul singolo isolatore del sistema sia inferiore, o al limite uguale, al carico critico diviso per un opportuno coefficiente di sicurezza (espressione (1.19)). Inoltre, la stabilità di un isolatore HDRB è affetta dalla deformazione di taglio dell'elastomero, che produce una riduzione del carico critico valutato nella configurazione indeformata (Mazza e Vulcano, 2012) tramite l'espressione (1.20).

$$P_{c,max} \leq \frac{P_{cr}}{2} \quad (1.19)$$

$$P_{cr,0} = \frac{\pi \cdot G_{din} \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot A_l}{2 \cdot \sqrt{2}} \quad (1.20)$$

Come proposto da Naeim e Kelly (1999), è possibile ottenere informazioni abbastanza accurate sulla stabilità di un isolatore nella configurazione deformata adottando l'espressione del carico critico di compressione/trazione (espressione (1.21)) calcolato nella configurazione indeformata, ma sostituendo l'area nella configurazione indeformata (A_l) con l'area ridotta efficace (cioè l'area di sovrapposizione tra le superfici di estremità, superiore ed inferiore, dell'isolatore, A_r), funzione dello spostamento laterale. D'altra parte, le NTC08 (2008) forniscono una relazione (espressione (1.22)) per valutare il carico critico, che è ottenuto considerando il prodotto della tensione critica, valutata nella configurazione indeformata, per l'area ridotta efficace (Figura 1.13).

$$P_{cr} = \frac{\pi \cdot G_{din} \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot \sqrt{A_l \cdot A_r}}{2 \cdot \sqrt{2}} \quad (1.21)$$

$$P_{cr} = G_{din} \cdot A_r \cdot S_1 \cdot S_2 \quad (1.22)$$

I carichi critici normalizzati, calcolati come rapporti tra i carichi critici definiti dalle espressioni (1.21) e (1.22) ed il carico critico nella configurazione indeformata (espressione (1.20)), sono riportati in Figura 1.15a in funzione del rapporto tra lo spostamento orizzontale di progetto (S_d) ed il diametro dell'isolatore (D). Come si può osservare, la formulazione proposta nelle NTC08 (2008) risulta eccessivamente cautelativa per valori piuttosto alti del rapporto tra lo spostamento di progetto ed il diametro dell'isolatore. Questo risultato è confermato dall'andamento della curva mostrata in Figura 1.15b, in cui viene riportato il rapporto tra i carichi critici proposti da Naeim e Kelly (1999) e nelle NTC08 (2008) in funzione del rapporto tra lo spostamento orizzontale di progetto ed il diametro dell'isolatore (S_d/D).

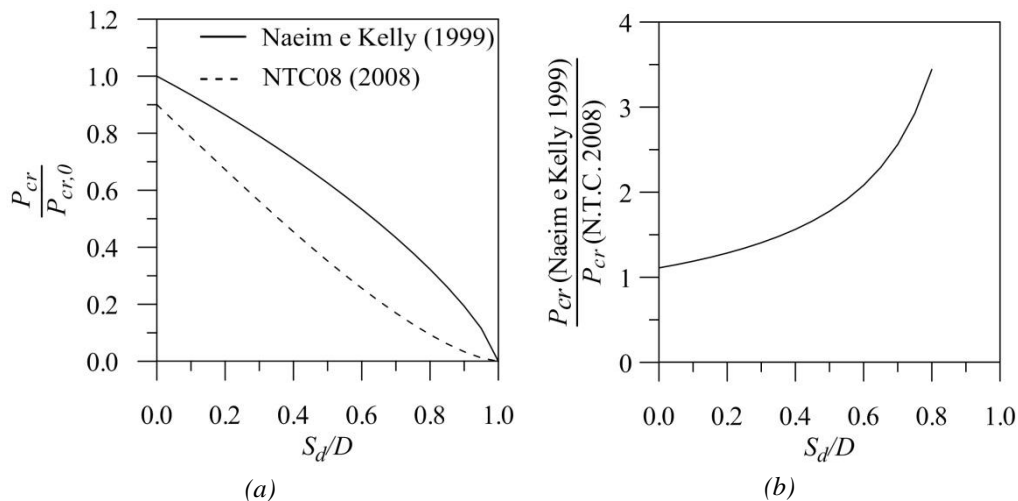


Figura 1.15 – Confronto tra i carichi critici di Naeim e Kelly (1999) e delle NTC08 (2008).

Un'ulteriore verifica che può effettuarsi sugli isolatori elastomerici è quella di rollout (Naeim e Kelly, 1999), non prevista dalle NTC08 (2008). Tale forma di instabilità, diversa dal buckling, avviene se l'isolatore è connesso alle piastre terminali attraverso connessioni a taglio, che, diversamente da quelle bullonate, non sono in grado di resistere

a sforzi di trazione. Tale forma di instabilità è causata da uno spostamento laterale più grande di quello sopportabile dal dispositivo la cui curva forza-spostamento assume un andamento di tipo decrescente.

La presenza di sforzi di trazione eccessivi, oltre a poter indurre cavitazione nella gomma e l'insacco di rotture, determina negli isolatori comportamenti non lineari, difficilmente valutabili attraverso un calcolo lineare, ed una condizione di lavoro degli isolatori di solito poco indagata sperimentalmente. Le NTC08 (2008) prevedono che nel caso in cui dall'analisi risulti la presenza di tensioni di trazione sia rispettata l'espressione (1.23).

$$\sigma_{tu} \leq \min(2 \cdot G_{din}, 1 \text{MPa}) \quad (1.23)$$

Infine, la tensione massima (σ_s) agente ortogonalmente ai lamierini in acciaio (aventi spessore t_s), in accordo con le NTC08 (2008), non deve superare la tensione limite (f_{yk}) che produce lo snervamento (espressione (1.24)).

$$\sigma_s = \frac{2.6 \cdot P \cdot t_i}{A_r \cdot t_s} \leq f_{yk} \quad (1.24)$$

1.4.1.2.2 MODELLAZIONE

Gli isolatori elastomerici possono essere modellati, in relazione alle loro caratteristiche meccaniche, come dispositivi a comportamento visco-elastico (lineare o non lineare) o isteretico (bilineare). L'utilizzo di un modello lineare, se sono soddisfatte tutte le condizioni previste nelle NTC08 (2008) per la sua applicabilità, prevede l'adozione di una rigidezza equivalente (K_{eff}), riferita allo spostamento totale di progetto per lo stato limite in esame, e di un fattore di smorzamento viscoso equivalente (ζ_{eff}), che si ottiene imponendo l'equivalenza tra l'energia dissipata dall'isolatore in un ciclo di carico e quella che verrebbe dissipata da un dissipatore viscoso lineare nello stesso ciclo.

La risposta di un isolatore HDRB soggetto ad un carico trasversale (F), agente simultaneamente ad un carico assiale (P) di compressione (Figura 1.16a) o di trazione (Figura 1.16b), è caratterizzata da uno spostamento orizzontale (u_H) e da uno spostamento verticale ($\pm u_v$) (Mazza e Vulcano, 2012). In particolare, quando l'isolatore è soggetto a compressione (o trazione), l'accorciamento (o l'allungamento) è dovuto non solo alla deformazione assiale dell'elastomero, ma anche alla rotazione degli strati centrali dell'isolatore, che induce una deformazione di taglio per effetto della componente del carico assiale parallela a tali strati deformati (Kelly, 2003). Prove sperimentali, condotte da Ryan et al. (2004), hanno evidenziato che la rigidezza orizzontale di un isolatore elastomerico del tipo HDRB (partendo dal valore nominale, K_{H0}) diminuisce al crescere del carico assiale di trazione o di compressione, mentre la corrispondente rigidezza verticale (partendo dal valore nominale, K_{V0}) diminuisce al crescere della deformazione laterale (u_H). La rigidezza nominale orizzontale (K_{H0}), valutata sull'area della parte elastomerica (A_e), è definita dall'espressione (1.25), mentre la rigidezza nominale verticale (K_{V0}) offerta dal lamierino di acciaio avente area A_l è definita dall'espressione (1.26).

Per simulare la risposta osservata sperimentalmente, il legame non lineare forza-spostamento (F_K-u_H) per un isolatore HDRB, in direzione orizzontale, può essere descritto con buona approssimazione, in funzione del carico critico, mediante l'espressione (1.27). Inoltre, il legame non lineare forza-spostamento (P_K-u_V), in direzione verticale, può essere rappresentato mediante l'espressione (1.28).

$$K_{H0} = \frac{G_{din} \cdot A_e}{t_e} \quad (1.25)$$

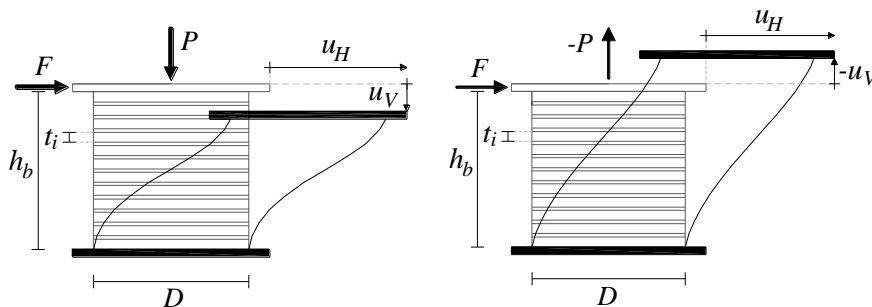
$$K_{V0} = \frac{E_c \cdot A_l}{t_e} \quad (1.26)$$

$$F_K = K_H \cdot u_H = K_{H0} \cdot \left[1 - \left(\frac{P}{P_{cr}} \right)^2 \right] \cdot u_H \quad (1.27)$$

$$P_K = K_V \cdot \left(u_V - \frac{P_S \cdot u_H^2}{P_E \cdot h_b} \right) = \frac{K_{V0}}{1 + 48 \cdot \left(\frac{u_H}{\pi \cdot D} \right)^2} \left(u_V - \frac{P_S \cdot u_H^2}{P_E \cdot h_b} \right) \quad (1.28)$$

Dove P_S e P_E rappresentano, rispettivamente, la rigidità di taglio per unità di lunghezza ed il carico critico Euleriano in assenza di deformazione di taglio, mentre h_b rappresenta l'altezza dell'isolatore (Figura 1.16). L'espressione (1.28) può essere riscritta in un'altra forma (espressione (1.29)) in funzione del rapporto di rigidità nominale ($\alpha_{K0}=K_{V0}/K_{H0}$) e del rapporto geometrico ($\alpha_b=h_b/t_e$); per esempio, $\alpha_b=1.20$ può essere considerato un valor medio.

$$P_K = K_V \cdot \left(u_V - \frac{\alpha_b \cdot 16}{\alpha_{K0} \cdot \pi^2 \cdot D \cdot S_2} \cdot u_H^2 \right) \quad (1.29)$$



(a) Carico assiale di compressione.

(b) Carico assiale di trazione.

Figura 1.16 – Risposta di un isolatore HDRB, sotto carichi laterali e assiali.

Diversi modelli sono stati proposti in letteratura per riprodurre il comportamento non lineare degli isolatori elastomerici. D'altra parte, per ridurre l'onere computazionale nel caso di estese indagini numeriche su strutture isolate alla base, è preferibile l'utilizzo di

modelli sintetici, semplici ed al contempo sufficientemente affidabili. Da questo punto di vista, il modello “Two-Spring-Two-Dashpot” (TSTD) rappresentato in Figura 1.17a, costituito da una molla non lineare agente in parallelo con una cella viscosa lineare, sia nella direzione orizzontale sia in quella verticale, può essere adottato per descrivere il comportamento di un isolatore HDRB (Mazza e Vulcano, 2006).

Il legame non lineare per la molla orizzontale e per la molla verticale viene rappresentato, rispettivamente, mediante le espressioni (1.27) e (1.28). Inoltre, il legame lineare forza-velocità ($F_C - \dot{u}_H$) per la cella viscosa orizzontale di costante C_H può essere espresso mediante la relazione (1.30), in cui ξ_H e T_{IH} rappresentano, rispettivamente, il fattore di smorzamento viscoso equivalente ed il periodo fondamentale di vibrazione, entrambi valutati con riferimento alla direzione orizzontale. Infine, il legame lineare forza-velocità ($P_C - \dot{u}_V$) per la cella viscosa verticale di costante C_V è espresso dalla relazione (1.31), in cui ξ_V e T_{IV} rappresentano, rispettivamente, il fattore di smorzamento viscoso equivalente ed il periodo fondamentale di vibrazione in direzione verticale.

$$F_C = C_H \cdot \dot{u}_H \cong \left(\frac{\xi_H \cdot K_{H0} \cdot T_{IH}}{\pi} \right) \cdot \dot{u}_H \quad (1.30)$$

$$P_C = C_V \cdot \dot{u}_V \cong \left(\frac{\xi_V \cdot K_{V0} \cdot T_{IV}}{\pi} \right) \cdot \dot{u}_V \quad (1.31)$$

I legami forza-spostamento di un isolatore HDRB nelle direzioni orizzontale ($F-u_H$) e verticale ($P-u_V$) sono riportati, rispettivamente, in Figura 1.17b e in Figura 1.17c (Mezzina et al., 2011) nell’ipotesi semplificativa di comportamento visco-elastico lineare, con rigidezza delle molle elastiche pari al valore nominale ($K_H \equiv K_{H0}$ e $K_V \equiv K_{V0}$).

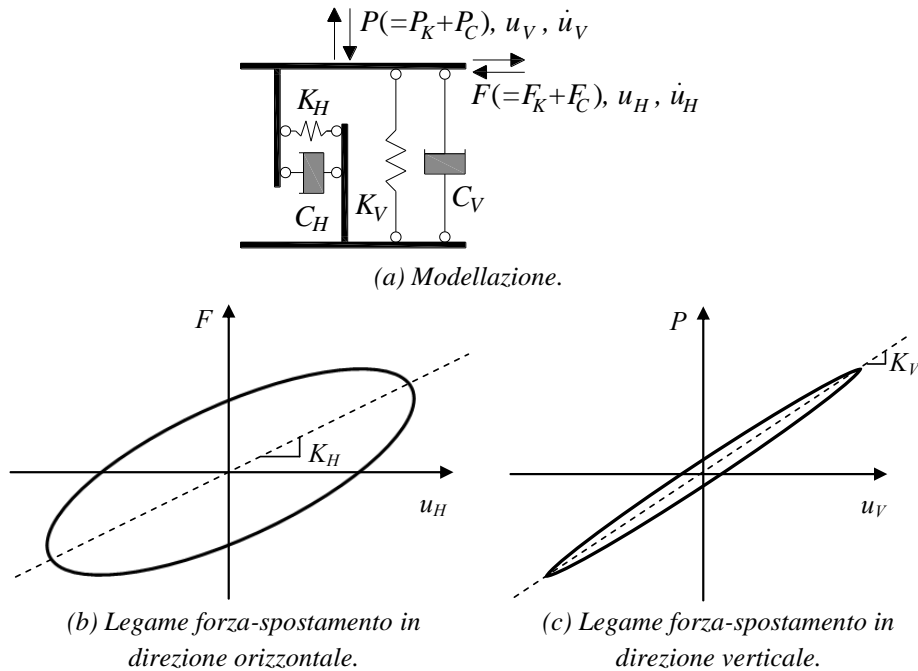


Figura 1.17 – Risposta di un isolatore elastomerico HDRB.

1.4.1.2.3 PROGETTAZIONE

I dati di progetto di un sistema d'isolamento basato sull'utilizzo di isolatori elastomerici HDRB (Mezzina et al., 2011) sono: il periodo fondamentale di vibrazione in direzione orizzontale della struttura isolata ($T_{l,H}$), la massa sismica totale della struttura in elevazione (m_{tot}), il rapporto di rigidezza nominale del sistema di isolamento (α_{K0}), il fattore di smorzamento viscoso equivalente in direzione orizzontale (ζ_H) e in direzione verticale (ζ_V), lo spostamento orizzontale di progetto (S_d) rilevato dallo spettro (allo SLC) in funzione del periodo della struttura isolata e del fattore di smorzamento viscoso equivalente, i moduli di compressibilità volumetrica (E_b) e di elasticità tangenziale (G_{din}) della gomma, lo spessore delle piastre metalliche interne (t_{si}) ed esterne (t_{se}), il massimo carico assiale ($P_{c,max}$) e i massimi momenti flettenti (M_x e M_y) agenti sul singolo isolatore.

Il principale obiettivo nella progettazione del sistema di isolamento consiste nel calcolo del diametro, sia dell'elastomero (D_e) che delle piastre metalliche interne (D_i), dello spessore del singolo strato di elastomero (t_i) e dell'altezza complessiva degli strati di elastomero (t_e). La soluzione ottenuta deve essere tale da soddisfare tutte le verifiche, di deformabilità (relazioni (1.16), (1.17) e (1.18)), di instabilità (relazione (1.19)), sulla presenza di tensioni di trazione (relazione (1.23)), sui fattori geometrici (relazioni (1.5) e (1.6)) ed infine sullo snervamento dei lamierini di acciaio (relazione (1.24)), previste dal codice normativo sismico italiano (NTC08, 2008).

D'altra parte, è necessario valutare le caratteristiche meccaniche e le costanti di smorzamento del sistema d'isolamento per entrambe le direzioni (orizzontale e verticale). La rigidezza nominale orizzontale ($K_{H0,tot}$) dell'intero sistema di isolamento può essere valutata, utilizzando l'espressione (1.32), in funzione del periodo $T_{l,H}$ che si desidera ottenere e della massa della sovrastruttura m_{tot} . Fissato il rapporto di rigidezza nominale α_{K0} è abbastanza semplice calcolare la rigidezza nominale verticale ($K_{V0,tot}$) del sistema utilizzando l'espressione (1.33). Note le rigidezze nominali del sistema ed il numero di isolatori che sarà interposto tra la sovra- e la sottostruttura, adottando l'ipotesi semplificativa di ripartire le caratteristiche meccaniche del sistema in ugual misura tra tutti i dispositivi, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche del singolo isolatore. Una delle condizioni da imporre è rappresentata dall'uguaglianza tra le rigidezze del singolo isolatore e le rigidezze nominali espresse dalle (1.25) e (1.26), rispettivamente, per le direzioni orizzontale e verticale. Inoltre, il rapporto tra le rigidezze del singolo isolatore (K_{V0}/K_{H0}) deve risultare uguale al rapporto di rigidezza nominale assunto.

Le costanti di smorzamento del sistema ($C_{H0,tot}$ e $C_{V0,tot}$), funzioni del periodo di vibrazione, della massa sismica e del fattore di smorzamento viscoso equivalente, possono essere valutate tramite le espressioni (1.34) e (1.35), rispettivamente, in direzione orizzontale e verticale. Le costanti di smorzamento relative al singolo isolatore (C_{H0} e C_{V0}) possono essere valutate facendo riferimento alla stessa ipotesi considerata per la stima delle rigidezze.

$$K_{H0,tot} = m_{tot} \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_{l,H}} \right)^2 \quad (1.32)$$

$$K_{V0,tot} = \alpha_{K0} \cdot K_{H0,tot} \quad (1.33)$$

$$C_{H0,tot} = 4 \cdot \pi \cdot \xi_H \cdot \frac{m_{tot}}{T_{IH}} \quad (1.34)$$

$$C_{V0,tot} = 4 \cdot \pi \cdot \xi_V \cdot \frac{m_{EV}}{T_{IV}} \quad (1.35)$$

Per calcolare la costante di smorzamento in direzione verticale ($C_{V0,tot}$) è necessario valutare la massa efficace (m_{EV}) ed il periodo fondamentale di vibrazione (T_{IV}), entrambi relativi alla direzione in esame; la massa efficace m_{EV} rappresenta quella percentuale della massa sismica totale (m_{tot}) che effettivamente partecipa al moto sismico in direzione verticale, mentre il periodo T_{IV} può essere calcolato tramite l'espressione (1.36), considerando la struttura come se fosse un sistema ad un singolo grado di libertà, in funzione della massa m_{EV} e della rigidezza nominale verticale del sistema ($K_{V0,tot}$).

$$T_{IV} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m_{EV}}{K_{V0,tot}}} \quad (1.36)$$

1.4.1.3 ISOLATORI CON NUCLEO DI PIOMBO

1.4.1.3.1 BASI TEORICHE

Gli isolatori con nucleo di piombo sono stati ideati, brevettati ed impiegati per la prima volta in Nuova Zelanda a metà degli anni settanta, da Robinson (1982), e sono stati introdotti nel commercio statunitense verso la metà degli anni ottanta. Gli isolatori con nucleo di piombo (Lead-Rubber-Bearing, LRB) sono isolatori elastomerici, con gomma a basso smorzamento, nei quali la dissipazione di energia è affidata ad un cilindro di piombo disposto al centro dell'isolatore e sollecitato a taglio (Figura 1.18).

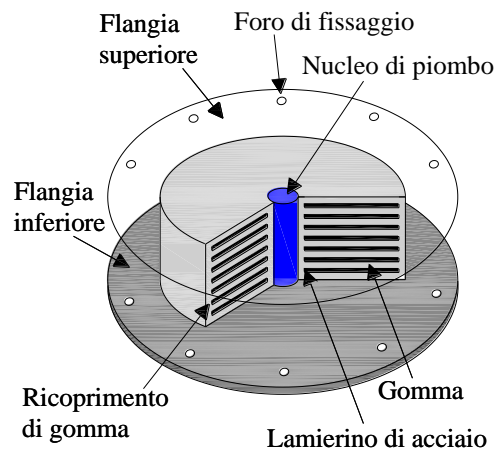


Figura 1.18 – Isolatore elastomerico LRB.

Il foro per l'alloggiamento del nucleo di piombo può essere realizzato negli strati di gomma e nei lamierini metallici prima del loro assemblaggio oppure successivamente alla realizzazione dell'isolatore elastomerico. Il piombo può essere direttamente colato nel foro oppure lavorato a forma di cilindro prima di esservi inserito. In entrambi i casi, l'inserito di piombo deve contrastare con i lamierini e con gli strati di gomma in modo tale da garantire una sua deformazione a taglio; d'altra parte, il nucleo di piombo non deve contrastare con la piastra metallica esterna superiore ottenendo così che la risposta in direzione verticale di un isolatore LRB è paragonabile a quella di un isolatore elastomerico HDRB. Di conseguenza, un isolatore con nucleo di piombo differisce da uno elastomerico solo per la risposta in direzione orizzontale. L'inserito di piombo ha una buona resistenza a fatica ed è in grado di ricristallizzare, ritornando alle condizioni iniziali, dopo un ciclo di deformazioni plastiche a temperatura normale (20°C).

Il comportamento meccanico di tali dispositivi risulta sostanzialmente dalla combinazione di quello elastico-lineare degli appoggi elastomerici a basso smorzamento con quello elasto-plastico (con tensione tangenziale di snervamento piuttosto bassa, $\tau_{py}=10.5$ MPa) del nucleo di piombo sottoposto ad un regime deformativo di tipo tagliante (Mezzina et al., 2011). Lo smorzamento viscoso equivalente, associato ai cicli di isteresi descritti, risulta tipicamente compreso nell'intervallo 15%÷35%, a seconda dello spostamento imposto e della dimensione dell'inserito in piombo. La rigidità secante e lo smorzamento viscoso equivalente sono funzione del numero di cicli applicato. Sia la rigidità che l'energia dissipata diminuiscono progressivamente al crescere del numero di cicli, tendendo a stabilizzarsi dopo 10/15 cicli di carico. La misura della riduzione di rigidità e smorzamento, al crescere del numero di cicli applicato, è funzione delle dimensioni del dispositivo in gomma e del nucleo di piombo.

L'inserimento del nucleo di piombo comporta un incremento considerevole della rigidità iniziale in direzione orizzontale (espressione (1.37), Figura 1.19b, K_{H1}), pari alla somma dei contributi offerti dal nucleo di piombo ($K_{H1,p}$) e dalla gomma ($K_{H1,e}$), che consente di limitare lo spostamento alla base in presenza di azioni del vento o di azioni sismiche di modesta intensità.

$$K_{H1} = K_{H1,p} + K_{H1,e} = \frac{G_p \cdot A_p}{h_p} + \frac{G_{din} \cdot A_e}{t_e} \quad (1.37)$$

Dove: G_p e G_{din} rappresentano, rispettivamente, il modulo di elasticità tangenziale del piombo (circa 130 MPa) e della gomma (valore dipendente dal tipo di miscela); A_p e A_e sono l'area della sezione trasversale dell'inserito in piombo e dell'intero isolatore (decurtando l'area del nucleo di piombo), rispettivamente; h_p e t_e sono, rispettivamente, l'altezza del nucleo di piombo (espressione (1.38)) e della parte elastomerica.

$$h_p = n_e \cdot t_i + (n_e - 1) \cdot t_{si} \quad (1.38)$$

Dove n_e rappresenta il numero di strati di elastomero, mentre t_i e t_{si} sono, rispettivamente, lo spessore del singolo strato di elastomero e della piastra metallica interna.

L'area ridotta efficace (A_r) di un isolatore LRB può essere valutata tramite l'espressione (1.39), che differisce dalla (1.7) per la detrazione dell'area del nucleo di

piombo; quest'ultimo può essere trascurato nel calcolo del carico critico (P_{cr}) per un isolatore LRB così come è comunemente fatto nella pratica (Weisman e Warn, 2012) e, pertanto, il carico critico può continuare ad essere espresso mediante le relazioni (1.21) e (1.22) fornite da Naeim e Kelly (1999) e nelle NTC08 (2008), rispettivamente.

$$A_r = \frac{D_l^2}{2} \cdot (\theta - \text{sen}\theta \cdot \cos\theta) - A_p \quad (1.39)$$

Una volta raggiunto il valore della forza al limite di snervamento (espressione (1.40), F_Y), la rigidità laterale di un isolatore LRB diventa confrontabile con quella di un isolatore HDRB ($K_{H2} \cong K_{H1,e}$). La forza al limite di snervamento F_Y può essere ottenuta considerando i contributi in parallelo del nucleo di piombo (F_{py}) e degli strati di gomma (F_{ey}).

$$F_Y = F_{py} + F_{ey} = \tau_{py} \cdot A_p + K_{H1,e} \cdot u_{Hy} \quad (1.40)$$

Dove u_{Hy} rappresenta lo spostamento orizzontale corrispondente allo snervamento (Figura 1.19b), che può essere calcolato tramite l'espressione (1.41).

Il massimo valore della forza (F_{max}) che può essere raggiunto, in base al legame forza-spostamento adottato in direzione orizzontale (Figura 1.19b), è definito dall'espressione (1.42), mentre la rigidità secante (K_{eff}), in corrispondenza dello spostamento orizzontale di progetto (S_d), può essere definita, a partire dal periodo di vibrazione (T_{IH}) e dalla massa sismica partecipante in direzione orizzontale (m_{tot}), utilizzando l'espressione (1.43); d'altra parte, la rigidità secante può essere anche calcolata, in funzione della rigidità del nucleo di piombo e degli strati di gomma, utilizzando l'espressione (1.44). Infine, il fattore di smorzamento viscoso equivalente alla dissipazione isteretica, valutato in corrispondenza dello spostamento di progetto (S_d), può essere definito tramite l'espressione (1.45), in cui E_h è l'energia dissipata per isteresi in un ciclo di carico di ampiezza $2S_d$.

$$u_{Hy} = \frac{F_{py}}{K_{H1,p}} \quad (1.41)$$

$$F_{max} = F_Y + K_{H1,e} \cdot (S_d - u_{Hy}) \quad (1.42)$$

$$K_{eff} = m_{tot} \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi}{T_{IH}} \right)^2 \quad (1.43)$$

$$K_{eff} = K_{H2} + K_{H1,p} \cdot \frac{u_{Hy}}{S_d} \quad (1.44)$$

$$\xi_{eff} = \frac{E_h}{2 \cdot \pi \cdot K_{eff} \cdot S_d^2} = \frac{2 \cdot F_Y \cdot (S_d - u_{Hy})}{\pi \cdot K_{eff} \cdot S_d^2} \quad (1.45)$$

1.4.1.3.2 MODELLAZIONE

La risposta di un isolatore elastomerico con nucleo di piombo (LRB) è schematizzabile mediante il modello riportato in Figura 1.19a (Mezzina et al., 2011). In particolare, il legame forza-spostamento in direzione orizzontale può essere descritto mediante una legge bilineare (Figura 1.19b), con pendenza del ramo elastico iniziale pari alla somma delle rigidità del nucleo di piombo e degli strati di gomma (espressione (1.37)), e pendenza del ramo incrudente pari alla rigidità degli strati di gomma. La rigidità efficace (espressione (1.44), K_{eff}), da utilizzare qualora si voglia adottare l'ipotesi semplificativa di comportamento visco-elastico lineare, è definita come la rigidità secante corrispondente alla retta congiungente i due valori di picco in un ciclo di isteresi, mentre la forza al limite di snervamento (F_Y) è valutabile mediante l'espressione (1.40). Infine, un comportamento visco-elastico lineare può essere considerato anche in direzione verticale (Figura 1.19c), con rigidità pari al solo contributo offerto dalla parte elastomerica (K_{ve}) dell'isolatore (espressione (1.46)); d'altra parte, il contributo offerto dal nucleo di piombo, in termini di rigidità verticale, può essere trascurato non entrando l'inserto in contatto con la piastra esterna superiore.

$$K_{Ve} = \frac{E_c \cdot A_l}{t_e} \quad (1.46)$$

Dove E_c rappresenta il modulo di compressibilità assiale della gomma valutabile tramite l'espressione (1.4) fornita dalle NTC08 (2008), mentre A_l è l'area della sezione trasversale della piastra metallica interna valutata al netto dell'area dell'inserto in piombo (A_p).

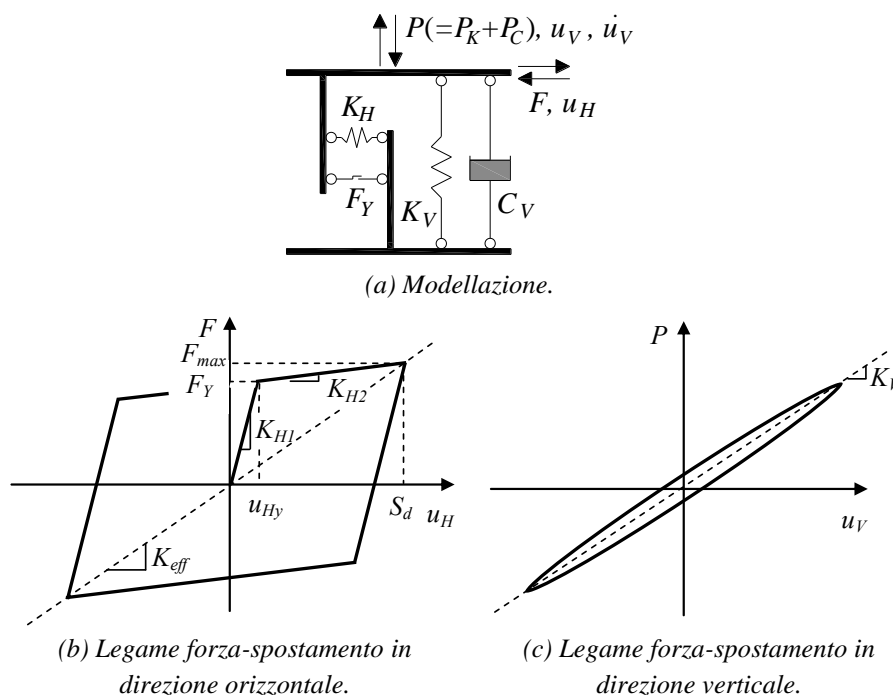


Figura 1.19 – Risposta di un isolatore elastomerico con nucleo di piombo LRB.

1.4.1.3.3 PROGETTAZIONE

I dati di progetto di un sistema di isolamento basato sull'utilizzo di isolatori elastomerici con nucleo di piombo LRB (Mezzina et al., 2011) sono in gran parte quelli considerati per un sistema di isolamento basato sull'utilizzo di isolatori elastomerici HDRB (§ 1.4.1.2.3). I dati aggiuntivi sono rappresentati dal modulo di elasticità tangenziale (G_p) e dalla tensione tangenziale di snervamento (τ_{py}) del nucleo di piombo.

Oltre alle incognite già definite al § 1.4.1.2.3, bisogna calcolare il diametro (D_p) e l'altezza (h_p) del nucleo di piombo. La soluzione ottenuta deve essere tale da soddisfare tutte le verifiche, previste dal codice normativo sismico italiano (NTC08, 2008), già descritte per gli isolatori elastomerici HDRB (§ 1.4.1.2.3). Inoltre, è necessario introdurre una condizione aggiuntiva relativamente alle caratteristiche geometriche del dispositivo; in particolare, il nucleo di piombo deve avere un diametro D_p compreso tra il 15% ed il 33% del diametro esterno (D_e) dell'isolatore (Maurer, 2003).

La valutazione delle caratteristiche meccaniche del sistema d'isolamento, nelle direzioni orizzontale e verticale, viene effettuata tramite le espressioni (1.43) e (1.33), mentre le costanti di smorzamento del sistema possono essere espresse dalle (1.34) e (1.35). Le rigidzze e le costanti di smorzamento del singolo isolatore LRB possono essere calcolate considerando l'ipotesi di ripartire le caratteristiche del sistema in ugual misura tra tutti i dispositivi.

1.4.2 ISOLATORI A SCORRIMENTO

Gli isolatori a scorrimento possono essere di due tipi: unidirezionali e multidirezionali. I primi trovano applicazione nell'isolamento sismico dei ponti, essendo questi caratterizzati da un comportamento totalmente diverso nelle due direzioni e necessitando, talvolta, di un sistema d'isolamento efficace in una sola direzione (spesso quella longitudinale). Negli edifici, ovviamente, si tende ad ottenere un comportamento isotropo (nel piano orizzontale) del sistema d'isolamento nel suo complesso e si preferiscono gli isolatori multidirezionali. Gli isolatori a scorrimento limitano la forza trasmessa alla sovrastruttura (Figura 1.7, § 1.3.1) mediante lo scorrimento tra due superfici a basso coefficiente di attrito, generalmente in acciaio inossidabile lucidato e teflon (PTFE). L'attrito tra le superfici a contatto consente anche di dissipare una parte dell'energia in ingresso (Mezzina et al., 2011).

Gli isolatori a scorrimento sono, generalmente, distinti in tre tipologie di dispositivi: slitte, isolatori a pendolo semplice e isolatori a pendolo doppio. Le slitte sono degli isolatori scorrevoli con superficie di scorrimento piana, che, se si trascurasse l'attrito, renderebbero infinitamente grande il periodo di vibrazione della struttura. Tali dispositivi, realizzati in acciaio-PTFE, non sono utilizzati quasi mai come unico componente del sistema di isolamento, a meno che non incorporino elementi atti ad aumentare la rigidzza iniziale e la capacità dissipativa e/o a fornire capacità di ricentraggio. Gli isolatori a pendolo semplice (Single-Friction-Pendulum, SFP) consentono il ricentraggio grazie alla geometria del sistema, caratterizzata da una superficie di scorrimento curva, ed al peso proprio della sovrastruttura. Un isolatore SFP si compone di un elemento

articolato, di forma emisferica, scorrevole su una superficie concava (a forma di calotta sferica) in acciaio cromato. Una variante del SFP è rappresentata dall'isolatore a pendolo doppio (Double-Friction-Pendulum, DFP). Esso presenta due superfici concave di scorrimento in acciaio, separate da un elemento emisferico articolato, rivestito con materiale non metallico. Il periodo di vibrazione è determinato in relazione al raggio di curvatura delle due superfici concave ed è indipendente dalla massa della sovrastruttura.

1.5 ASPETTI NORMATIVI

Nelle NTC08 (2008) l'isolamento sismico è trattato in modo unificato per i ponti e gli edifici. Nella Circolare n. 617 (2009) vengono fornite spiegazioni in merito alla progettazione con isolamento sismico e al funzionamento dei dispositivi. Le verifiche di sicurezza da effettuare su una costruzione isolata alla base sono decisamente più articolate di quelle necessarie per una struttura a base fissa. La sovrastruttura e la sottostruttura delle costruzioni isolate devono essere progettate in maniera tale da presentare un comportamento sostanzialmente elastico. In particolare, è stato osservato come la richiesta media di duttilità per gli elementi della struttura in elevazione cresce molto più rapidamente di quanto accada per la stessa struttura considerata a base fissa, al crescere del picco di accelerazione al suolo (PGA) e per un livello di resistenza sempre più basso (Mezzina et al., 2011). Questo comportamento può essere interpretato rilevando che, quando la struttura isolata è progettata per un livello di resistenza abbastanza alto, essa si comporta elasticamente ed i periodi di vibrazione della sovrastruttura sono molto più bassi dei periodi dominanti del moto filtrato dagli isolatori. Per un livello di resistenza piuttosto basso, la struttura isolata subisce deformazioni plastiche tali che il contenuto in frequenza del movimento trasmesso dagli isolatori può diventare critico. Tali considerazioni portano a limitare le plasticizzazioni negli elementi strutturali della sovrastruttura in corrispondenza dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e, dunque ad assumere un valore unitario per il fattore di struttura (q), in entrambe le direzioni (orizzontale e verticale). Il rispetto di tale prescrizione non richiede in generale sovradimensionamenti rispetto alle costruzioni a base fissa, a seguito del drastico abbattimento delle accelerazioni cui la struttura isolata è soggetta, conducendo a sollecitazioni di progetto non superiori a quelle della corrispondente struttura a base fissa. Lo spettro di progetto da utilizzare per calcolare l'azione sismica orizzontale si ottiene riducendo lo spettro di risposta elastico, per tener conto della capacità dissipativa degli isolatori, nel solo campo dei periodi di vibrazione maggiori di 0.8 volte il periodo di vibrazione della struttura isolata (Figura 1.20). La riduzione si ottiene moltiplicando le ordinate spettrali per il coefficiente (η), legato al fattore di smorzamento viscoso equivalente (ξ_{eff}), calcolato mediante l'espressione (1.47):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{eff}}} \geq 0.55 \Rightarrow \xi_{eff} \leq 28\% \quad (1.47)$$

L'azione sismica verticale deve essere considerata nel caso in cui il rapporto nominale di rigidezza (α_{K0}) risulti inferiore a 800 (NTC08, 2008). D'altra parte, studi

recenti hanno, invece, evidenziato che la sovrastruttura dovrebbe essere progettata tenendo conto della componente sismica verticale, specialmente per quanto riguarda le travi dei piani superiori, quando si assume un valore piuttosto alto del rapporto nominale di rigidità (α_{K0}), per il quale la sovrastruttura stessa si comporta praticamente come se fosse a base fissa nella direzione verticale. Diversamente, la componente suddetta potrebbe essere trascurata se si assumesse un valore piuttosto basso di α_{K0} tale che la sovrastruttura si comporti come isolata anche in direzione verticale; in tal caso, però, la deformabilità verticale potrebbe essere eccessiva, determinando importanti moti di rocking (Ryan e Chopra, 2006).

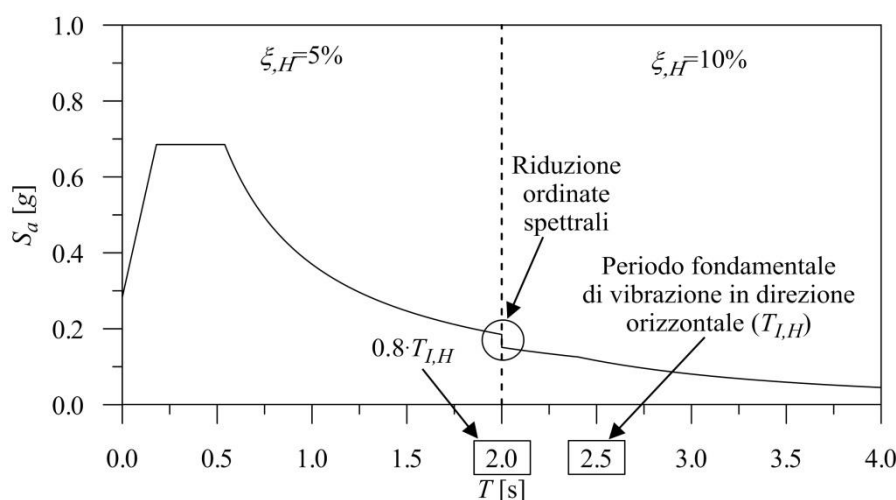


Figura 1.20 – Spettro di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali.

In relazione alle caratteristiche dell'edificio e del sistema di isolamento possono essere utilizzati i seguenti metodi di analisi: statica e dinamica lineare, dinamica non lineare. Non è prevista l'analisi statica non lineare (analisi pushover), in quanto, dovendo essere trascurabili le non linearità che si sviluppano nella sovrastruttura, l'adozione dell'analisi statica non lineare non comporterebbe particolari vantaggi nella progettazione. Le NTC08 (2008) considerano verifiche differenziate in relazione al livello prestazionale/stato limite prescelto. In condizioni di esercizio sono previste:

- la verifica allo stato limite di danno (SLD) della sovrastruttura, da effettuare controllando che gli spostamenti di interpiano siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per le strutture a base fissa;
- il controllo della funzionalità della costruzione allo stato limite di danno (SLD) per gli eventuali spostamenti residui, nel caso di sistemi di isolamento a comportamento non lineare;
- il controllo delle connessioni, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata ed il terreno o le parti di strutture non isolate, per gli spostamenti relativi valutati allo stato limite di danno (SLD).

In condizioni ultime, invece, sono previste:

- la verifica allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) degli elementi della sottostruttura rispetto alle sollecitazioni ottenute dall'analisi, quando il modello include anche la sottostruttura, o rispetto alle sollecitazioni prodotte dalle forze

trasmesse dal sistema di isolamento combinate con le sollecitazioni prodotte dalle accelerazioni del terreno direttamente applicate alla sottostruttura;

- la verifica di resistenza allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) degli elementi della sovrastruttura considerando gli effetti dell'azione sismica valutata in funzione del fattore di smorzamento viscoso equivalente (ζ_{eff});
- la verifica allo stato limite di collasso (SLC) dei dispositivi del sistema di isolamento per gli spostamenti valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per il suddetto stato limite: ciò si traduce in una serie di controlli da effettuarsi sia su dispositivi campione, eventualmente in scala ridotta, sia sui dispositivi da disporre in opera;
- la verifica allo stato limite di collasso (SLC) delle connessioni del gas e di altri impianti pericolosi che attraversano i giunti di separazione, per gli spostamenti relativi della sovrastruttura considerati per il progetto del sistema di isolamento.

Particolare attenzione deve essere prestata alla limitazione degli effetti torsionali a livello del sistema di isolamento, che influiscono sullo spostamento orizzontale massimo degli isolatori, in primo luogo di quelli disposti lungo il perimetro dell'edificio (Mezzina et al., 2011). In particolare, tali effetti provocano spostamenti diversi nei dispositivi e nel caso di forti non linearità differenze di comportamento che possono ulteriormente accentuare la torsione. Occorre pertanto, attraverso una corretta progettazione degli isolatori e dei dispositivi ausiliari, evitare o comunque limitare quanto più possibile le eccentricità massa-rigidezza e incrementare la rigidezza torsionale. La soluzione migliore dal punto di vista progettuale è quella di ripartire la rigidezza globale del sistema di isolamento, valutata in funzione del suo periodo fondamentale di vibrazione, in modo da minimizzare gli effetti torsionali sui dispositivi limitando al contempo, per una maggiore semplicità costruttiva, le tipologie di isolatori utilizzati. In condizioni di simmetria nelle due direzioni principali in pianta, può essere conveniente l'adozione di un'unica tipologia di isolatori. Nel caso di edifici bassi e/o con massa piccola l'utilizzo di isolatori elastomerici può risultare problematico, in quanto le modeste rigidezze laterali possono rendere difficile il rispetto delle verifiche di deformazione e di instabilità. Il problema può essere risolto sostituendo una parte degli isolatori elastomerici con isolatori a scorrimento, con basso coefficiente d'attrito, aventi il compito di sostenere i carichi verticali. In questo modo, a parità di periodo di vibrazione, aumenta la rigidezza a taglio dei singoli isolatori elastomerici che sarà opportuno disporre perimetralmente in modo da minimizzare gli effetti torsionali. Nel caso di sistemi ibridi (che utilizzano diversi tipi di isolatori), le NTC08 (2008) prescrivono una particolare attenzione nei riguardi degli spostamenti differenziali della struttura legati alla deformabilità verticale degli isolatori elastomerici ed a quella pressoché nulla degli isolatori a scorrimento. Gli isolatori elastomerici, infatti, sottoposti a spostamento laterale, subiscono anche accorciamenti verticali non trascurabili. Infine, per quanto riguarda i dettagli costruttivi le NTC08 (2008) prevedono che per le strutture isolate alla base, per le quali la sovra- e la sottostruttura devono mantenersi sostanzialmente in campo elastico, si possa fare riferimento alle prescrizioni valide per le strutture situate in zone a bassa sismicità (zona 4); inoltre, le NTC08 (2008) prescrivono di far riferimento ai dettagli relativi alla classe di bassa duttilità (CD "B"), per la quale non si richiedono particolari capacità dissipative ma solo un'adeguata

resistenza laterale. Infatti, essendo nulle o molto limitate le richieste di duttilità negli elementi strutturali, l'adozione di una progettazione in alta duttilità (CD "A") comporterebbe degli inutili aggravii in termini di costo, senza sostanziali vantaggi.

1.6 ASPETTI COSTRUTTIVI

Per quanto riguarda la concezione strutturale di un edificio isolato sismicamente, in relazione alla profondità del piano di posa delle fondazioni e alla destinazione d'uso del piano terra, sono possibili diverse soluzioni (Mezzina et al., 2011). In presenza di un piano interrato è possibile disporre gli isolatori in testa ai pilastri di tale piano (Figura 1.21a) e si può fare a meno della fondazione aggiuntiva, sfruttando il solaio del piano terra. In tal caso, qualche problema aggiuntivo può verificarsi per il vano ascensore e per le scale di accesso al piano interrato, per il quale i tramezzi e le tamponature devono essere giuntati rispetto al soffitto. In assenza di un piano interrato non vi sono particolari problemi funzionali, salvo il passaggio delle tubazioni al livello del sistema di isolamento. In tal caso sono possibili tre soluzioni alternative per gli isolatori:

- alla base dei pilastri del piano terra (Figura 1.21b), con un raddoppio della fondazione e la realizzazione di uno spazio di altezza sufficiente (in genere dell'ordine di 1.50 m) per garantire l'accesso ai dispositivi ed agli impianti;
- in testa ai pilastri del piano terra (Figura 1.21c), con problemi analoghi a quelli visti in precedenza (Figura 1.21a);
- a metà altezza dei pilastri del piano terra (Figura 1.21d), soluzione che pone problematiche analoghe a quelle della soluzione precedente, ma consente, se necessario, di verificare più facilmente che i pilastri, in accordo con le NTC08 (2008), abbiano una rigidezza orizzontale almeno pari a 20 volte quella del sistema di isolamento.

In tutti i casi deve essere garantito l'accesso, per ispezione e/o sostituzione, ai dispositivi di isolamento, che devono essere collegati, superiormente e inferiormente, a strutture dimensionate in modo da limitare gli spostamenti sismici differenziali (in direzione orizzontale). Inoltre, un'elevata rigidezza orizzontale di tali strutture garantisce una distribuzione uniforme degli sforzi tra i diversi isolatori. In accordo con le NTC08 (2008), la condizione precedente si considera soddisfatta se un solaio in c.a. oppure una griglia di travi è presente sia al di sopra che al di sotto del sistema di isolamento; inoltre, i dispositivi del sistema d'isolamento devono essere fissati ad entrambi i diaframmi o direttamente o attraverso elementi verticali il cui spostamento orizzontale in condizioni sismiche sia minore di un ventesimo dello spostamento relativo del sistema d'isolamento. Tali elementi verticali devono essere progettati per rispondere in campo rigorosamente elastico, tenendo anche conto della maggiore affidabilità richiesta ai dispositivi di isolamento (Mezzina et al., 2011). Il ruolo dei diaframmi rigidi orizzontalmente è tanto più importante quanto meno uniforme è la trasmissione degli sforzi orizzontali tra la sovrastruttura e la sottostruttura e, quindi, quando più si ricorra a sistemi di isolamento ottenuti come combinazioni di diverse tipologie di isolatori e di eventuali dispositivi ausiliari.

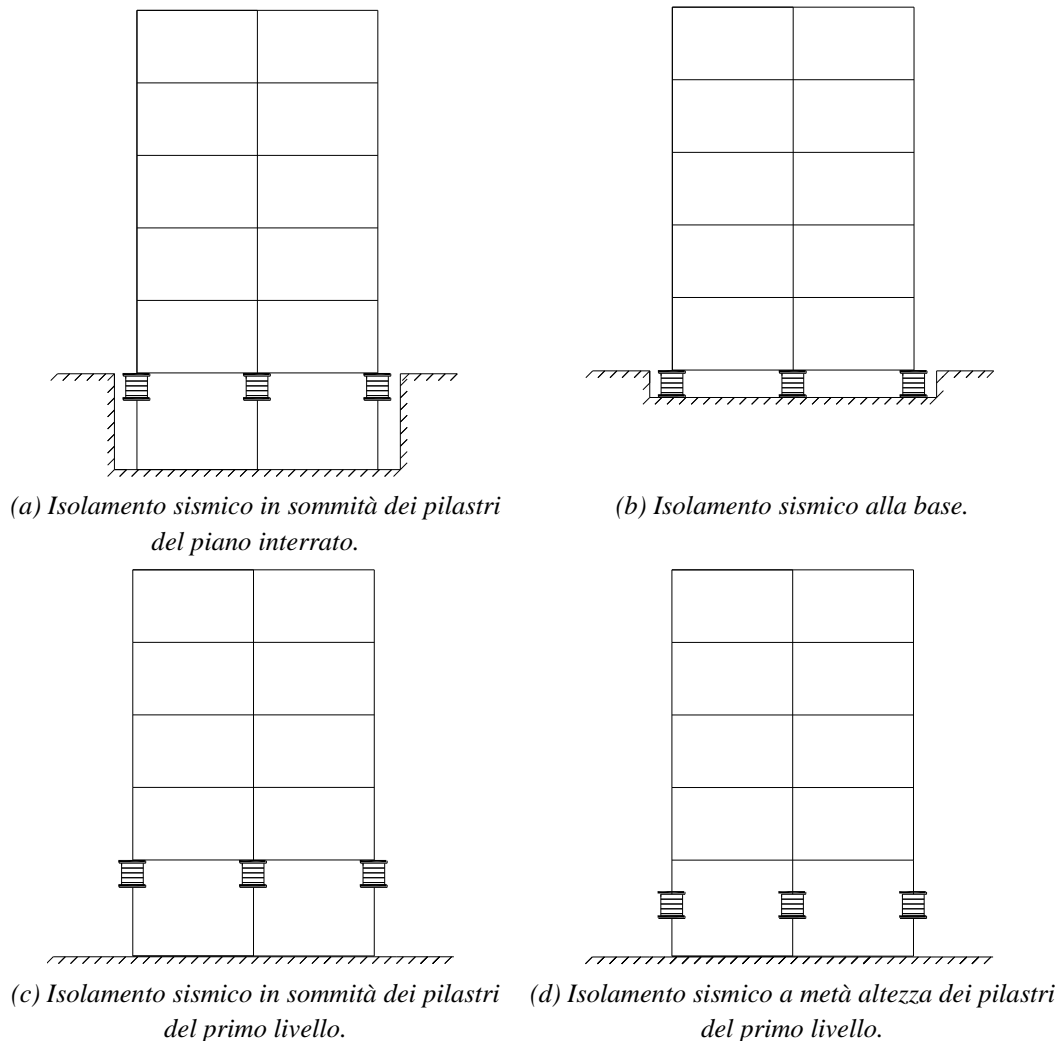


Figura 1.21 – Soluzioni costruttive in relazione alla posizione degli isolatori elastomerici.

L'installazione degli isolatori in una struttura esistente da adeguare sismicamente può essere effettuata attraverso le seguenti fasi esecutive:

- perforazione delle travi di fondazione, in prossimità dei pilastri;
- posa in opera di martinetti idraulici e di piastre di acciaio aventi funzione di ripartizione dei carichi tra i grigliati inferiore e superiore a livello del sistema di isolamento alla base;
- messa in carico dei martinetti idraulici;
- taglio dei pilastri mediante seghe a lama diamantata;
- installazione degli isolatori e loro fissaggio;
- installazione di un martinetto piatto a perdere in cui viene immessa una resina epossidica in pressione fino a quando i martinetti idraulici non risultano scarichi.

Per le slitte, le fasi di installazione sono simili a quelle degli isolatori elastomerici con l'unica eccezione che i martinetti idraulici piatti vengono utilizzati anche nella fase di scarico del pilastro da tagliare, a causa delle dimensioni ridotte dello spazio tra i grigliati superiore ed inferiore.

CAPITOLO 2

MODELLAZIONE DELL'AZIONE DEL FUOCO

2.1 PREMESSA

Nel secondo capitolo vengono esposti i concetti che rivestono particolare importanza nella modellazione dell'azione del fuoco. Le nozioni basilari in materia di modellazione dell'azione del fuoco sono rappresentate dai concetti di resistenza al fuoco delle strutture, compartimentazione antincendio (operazione che consente un agevole controllo del movimento dell'incendio e del suo sviluppo in una costruzione) e requisiti di stabilità meccanica o capacità portante, tenuta al passaggio di fumi e gas caldi ed isolamento (inteso come limitazione del riscaldamento della faccia non esposta).

Gran parte del capitolo è stata riservata alla descrizione della modellazione dell'incendio, che rappresenta la fase fondamentale senza la quale non sarebbe possibile quantificare le azioni termiche agenti sulle strutture in caso di incendio. Nello specifico, vengono definite le principali fasi evolutive in cui può essere articolato un incendio: innesco, propagazione, pieno sviluppo ed estinzione. Inoltre, si fa una breve esposizione circa la fase di flashover, ossia una fase di instabilità termo-fluidodinamica del sistema che segna il brusco passaggio dalla fase di incendio localizzato (fase pre-flashover) alla fase di incendio generalizzato (fase post-flashover).

Una volta definita la modellazione dell'incendio si è passati alla descrizione delle principali tecniche di modellazione dell'incendio. La prima tecnica è rappresentata dalle curve nominali d'incendio; esse sono delle funzioni tempo-temperatura, ormai alla base di molti metodi di calcolo di tipo ingegneristico, che rappresentano l'andamento della temperatura ambiente nelle prossimità delle strutture, indipendentemente dalle reali condizioni al contorno o di ventilazione. D'altra parte, le curve parametriche di incendio confinato sono delle relazioni tempo-temperatura semplificate mediante le quali è possibile stimare l'andamento della temperatura di compartimenti nella fase post-flashover modellando sia la fase crescente (riscaldamento) che quella decrescente (raffreddamento) dell'incendio.

Nella seconda parte del capitolo viene definito il comportamento sotto azioni termiche degli elementi in calcestruzzo armato (travi e pilastri) e degli isolatori elastomerici. Il calcestruzzo armato, in caso di incendio, presenta un buon comportamento poiché in grado di contrastare l'aumento della temperatura grazie alla presenza di acqua; d'altra parte, nel caso specifico di elementi in calcestruzzo ad alte prestazioni (HSC) diventa particolarmente significativo il fenomeno dello spalling esplosivo. Gli isolatori elastomerici, invece, hanno una resistenza al fuoco limitata poiché i materiali in gomma naturale vulcanizzata sono suscettibili a subire un degrado accelerato in corrispondenza di alte temperature. L'azione del fuoco produce dei mutamenti anche nelle proprietà meccaniche sia degli elementi in calcestruzzo armato che degli isolatori elastomerici e tali mutamenti possono essere molto diversi a seconda se si prende o meno in considerazione la fase di raffreddamento dell'incendio.

Nell'ultima parte del secondo capitolo vengono definiti gli aspetti normativi in materia di modellazione dell'azione del fuoco; nello specifico, viene fornita una breve descrizione della storia italiana della normazione in materia di resistenza al fuoco, prestando particolare attenzione alla definizione del carico di incendio ed alle richieste di prestazione in caso di incendio.

2.2 RESISTENZA AL FUOCO DELLE STRUTTURE

La resistenza al fuoco di un sistema strutturale è la capacità dello stesso di non subire gravi perdite di stabilità dovute alle azioni meccaniche agenti durante lo sviluppo di un incendio (Ponticelli e Caciolai, 2013). La determinazione del comportamento del sistema strutturale in condizioni di incendio richiede attente e sofisticate analisi, trattandosi di un fenomeno evolutivo nel corso del quale cambiano, senza alcuna linearità, le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti gli elementi e le configurazioni geometriche degli stessi, producendo, laddove contrastate, significativi stati coattivi. Occorre inoltre osservare come le deformazioni degli elementi assumano valori tali da far considerare inadeguata la teoria del primo ordine. Il fenomeno in esame è molto complesso e per tale motivo, generalmente, si ricorre a modelli semplificati e conservativi del comportamento strutturale riducendo l'analisi del sistema strutturale a quella della sovrastruttura o del singolo elemento strutturale.

Il concetto di robustezza strutturale nei confronti delle azioni eccezionali (tra cui l'incendio), introdotto dalle NTC08 (2008), si basa sulla possibilità di accettare un livello di danneggiamento commisurato all'entità della causa scatenante, ferma restando la stabilità degli elementi chiave dai quali dipende la stabilità dell'intero sistema strutturale (ad esempio i pilastri e le orditure principali di travi). Nell'ambito della progettazione strutturale, l'azione dell'incendio è limitata al solo rilascio del calore che si trasmette alle strutture attraverso l'irraggiamento prodotto dalle fiamme, dai gas caldi e dalle pareti che delimitano lo spazio, nonché dal contatto degli elementi strutturali con gli effluenti (gas e fumi) della combustione. Un'opportuna rappresentazione dell'incendio è l'evoluzione nel tempo della temperatura media dei gas di combustione attraverso le cosiddette curve d'incendio tempo-temperatura. In ogni istante, la differenza di temperatura tra i gas di combustione e la superficie esterna dell'elemento strutturale definisce la quantità di calore trasmessa a quest'ultimo e la conseguente variazione di temperatura.

Il controllo del movimento dell'incendio e del suo sviluppo in una costruzione viene, in genere, effettuato tramite la suddivisione dello spazio interno della costruzione in ambienti di dimensioni più contenute (compartimenti), ciascuno dei quali in grado di contenere, per un tempo prefissato, l'incendio al suo interno. Il compartimento antincendio può racchiudere uno o più ambienti di un singolo piano o più piani all'interno di una costruzione multipiano, ovvero coincidere con l'intera costruzione.

La prima semplificazione, proposta dalla comunità scientifica già dalla metà del secolo scorso, per rappresentare il contenuto termico dell'incendio in ambiente confinato, è stata quella di individuare un'espressione (inizialmente grafica e in seguito analitica) dell'andamento delle temperature al variare del tempo, che meglio approssimasse la fase del pieno sviluppo dell'incendio, facendo coincidere l'origine dei tempi con il punto di

flashover (definito al § 2.3.2). La scelta tra le varie curve tempo-temperatura adottate per le prove di laboratorio nei vari paesi che disponevano di forni sperimentali, portò alla definizione del primo prototipo della curva ISO 834, che prende il nome dalla norma che per prima la ufficializzò a livello internazionale (ISO 834, 1999). In Italia, per molti anni, la rappresentazione dell'incendio è stata fatta con la curva tempo-temperatura della Circolare n. 91 (1961); essa definisce l'andamento della temperatura media dei gas caldi nella camera di un forno per le prove di resistenza al fuoco. La curva è monotona crescente per ovvie necessità sperimentali e pertanto è interrotta e riportata a temperatura ambiente con andamento verticale, in corrispondenza di un preciso istante, corrispondente alla classe del compartimento. La novità di questo approccio, definito prescrittivo, consiste nell'aver ricondotto la definizione di un incendio alla definizione della classe, operazione che può essere condotta sulla base di particolari condizioni di esercizio dell'attività svolta nella costruzione in esame oppure con procedimenti riconducibili al principio secondo il quale la durata dell'incendio dipende solo dal quantitativo di materiale combustibile presente nel compartimento. Inoltre, il metodo prescrittivo consente di attuare una seconda semplificazione del problema: ricondurre il complesso problema di analisi strutturale alla verifica di un elemento strutturale alla volta considerando le azioni trasmesse dalle altre membrature ma trascurando gli effetti delle deformazioni termiche impedito. Il metodo prescrittivo si compone, quindi, di due fasi: individuazione della classe di resistenza al fuoco (prescritta o calcolata) e selezione della caratteristica di resistenza al fuoco idonea a rappresentare la prestazione dell'elemento costruttivo esaminato (portante, separante, portante e separante). L'approccio prescrittivo, in Italia, coincide con il concetto di costruzione *REI*; tale simbologia deriva dal francese e indica:

- *R* (Resistance): stabilità meccanica o capacità portante (Figura 2.1a);
- *E* (Étanchèité): tenuta al passaggio di fumi e gas caldi (Figura 2.1b);
- *I* (Isolation): limitazione del riscaldamento della faccia non esposta (Figura 2.1c).

I simboli *R*, *E*, ed *I* sono seguiti dal numero che esprime in minuti primi il tempo che dette caratteristiche di resistenza al fuoco devono conservare nei confronti della curva d'incendio nominale. Tale intervallo di tempo è definito come la classe di resistenza al fuoco del compartimento.

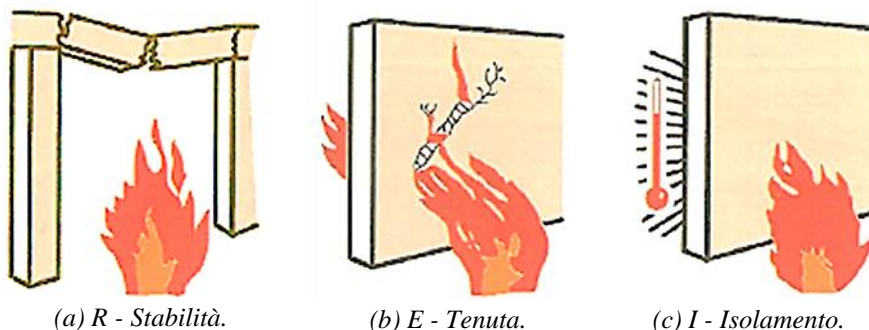


Figura 2.1 – I requisiti *R*, *E* ed *I*.

2.3 MODELLAZIONE DELL'INCENDIO

La modellazione dell'incendio costituisce una fase fondamentale, senza la quale non sarebbe possibile quantificare le azioni termiche agenti sulle strutture, della progettazione strutturale per l'azione incendio e può essere eseguita adottando un approccio deterministico, scegliendo modelli semplificati (i programmi termici nominali), oppure un approccio ingegneristico utilizzando modelli di incendio verosimili (gli incendi naturali). In tale fase, in generale, si stabiliscono i luoghi ove presumibilmente si possono verificare gli incendi, la posizione delle sorgenti di innesco anche rispetto agli elementi strutturali, i possibili scenari per la propagazione degli stessi a parti di strutture non coinvolte inizialmente, i materiali che possono prendere parte alla combustione e, infine, l'andamento delle temperature dei gas negli ambienti e in prossimità degli elementi strutturali (Ponticelli e Caciolai, 2013).

2.3.1 L'INCENDIO

Per incendio, soprattutto nel settore antincendio, si intende un processo di combustione incontrollato (Ponticelli e Caciolai, 2013). Gli incendi vengono distinti, in base all'ambiente coinvolto, in incendi all'aperto e incendi al chiuso (o incendi confinati o in compartimenti). Gli incendi che aggrediscono le costruzioni, tranne rari casi, sono di origine antropica. Essi nascono all'interno delle costruzioni stesse. Da un punto di vista meramente qualitativo, si possono individuare le principali fasi evolutive di un incendio confinato che coinvolge tutto il materiale combustibile presente:

- innesco: in presenza di una possibile fonte di energia, un materiale combustibile raggiunge la sua temperatura di accensione e inizia a bruciare;
- propagazione: se non tempestivamente arginato, l'incendio comincia ad espandersi coinvolgendo altri combustibili;
- pieno sviluppo: l'incendio coinvolge grandi quantità di combustibili fino al pieno sviluppo (fase di flashover: passaggio da incendio localizzato ad incendio generalizzato);
- estinzione: è la fase in cui l'incendio può dirsi domato o a causa dell'esaurimento di tutti i materiali combustibili o per carenza di apporto di aria.

In Figura 2.2 vengono illustrate le fasi dell'incendio individuate con riferimento all'andamento della temperatura media nell'ambiente. Si può notare che la fase iniziale dell'incendio sia caratterizzata da temperatura crescente con velocità sempre maggiore fino al raggiungimento del flashover: in tale istante si verifica il passaggio da incendio localizzato ad incendio generalizzato. È ragionevole assumere che, dopo il flashover, nel compartimento la temperatura dei gas combusti possa essere rappresentata da un unico valore in tutto il volume. La fase di raffreddamento è ovviamente a temperatura decrescente nell'ambiente, mentre si può vedere crescere ulteriormente il valore nelle strutture in virtù dell'inerzia termica dei materiali. La fase pre-flashover è condizionata fortemente dalla quantità di materiale combustibile che alimenta la sorgente in quanto le dimensioni iniziali della sorgente stessa sono tali che nel compartimento c'è ossigeno a sufficienza per alimentare pienamente la combustione (è come se l'incendio avvenisse

all'aria aperta). La fase di incendio generalizzato (post-flashover), invece, è in genere influenzata notevolmente dalla disponibilità di apporto di aria dall'esterno: è possibile non disporre dell'ossigeno necessario alla piena combustione del materiale presente. In genere, quindi, gli incendi in fase pre-flashover sono controllati dal combustibile e gli incendi generalizzati sono controllati dalla ventilazione, anche se esistono casi particolari in cui accade l'opposto o per scarsità delle aperture nel primo caso o per abbondanza nel secondo.

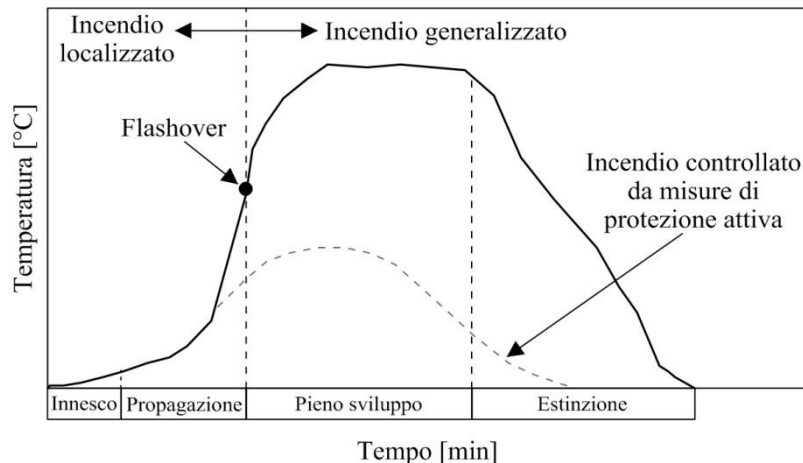


Figura 2.2 – Le fasi evolutive dell'incendio.

2.3.2 IL FLASHOVER

La fase di flashover è una fase di instabilità termo-fluidodinamica del sistema che è causata dal tasso di generazione dell'energia, che aumenta molto più rapidamente con la temperatura rispetto alle perdite di energia (Thomas et al., 1980). Il flashover segna il brusco passaggio dalla fase di incendio localizzato alla fase di incendio generalizzato (Figura 2.2); il flashover rappresenta, pertanto, una fase di non ritorno perché solo prima che esso si verifichi è possibile pensare di controllare l'incendio fino al completo raffreddamento dell'ambiente (Ponticelli e Caciolai, 2013). In tale fase, tutti i materiali combustibili presenti nel compartimento raggiungono la temperatura di accensione e partecipano alla combustione e le temperature nell'ambiente raggiungono valori molto elevati (che possono superare addirittura i 1000°C).

La stima delle condizioni in cui si può verificare il flashover nel compartimento è possibile grazie a due parametri: il tasso di rilascio dell'energia termica (*RHR*: Rate of Heat Release) e il fattore di ventilazione (*O*). Il tasso *RHR* rappresenta il parametro fondamentale che caratterizza una sorgente d'incendio. Esso esprime l'andamento della potenza termica, durante la combustione, al trascorrere del tempo. Tale parametro è in genere condizionato dalla disponibilità di ossigeno per la reazione di combustione e solo in presenza di aria sufficiente può dirsi una proprietà specifica del combustibile. Esistono, sostanzialmente, due metodi sperimentali per misurare il parametro *RHR*: il metodo basato sulla misura della portata massica del combustibile bruciato ed il metodo basato sulla misura della concentrazione di ossigeno nei gas combusti. Per la funzione *RHR*

esistono diversi tipi di modelli; i più usati, tra quelli disponibili in letteratura, sono quelli proposti da Barnett (2002). L'incendio di cataste di legno è stato di gran lunga il modello di fuoco di materiali combustibili solidi maggiormente utilizzato. In base alle esperienze condotte con cataste di legno in ambiente confinato, caratterizzato da afflussi minimi di ossigeno e quindi a ventilazione controllata, Kawagoe (1958) notò che la portata massica di materiale combusto variava linearmente con il fattore di ventilazione O . Thomas (1981), alcuni anni dopo, notò che la precedente relazione poteva essere ritenuta valida solo per piccoli compartimenti (in cui l'afflusso d'aria, per la combustione, era influente), mentre per i grandi compartimenti, in cui la combustione era governata dalla disponibilità di combustibile, la portata massica risultava pressoché indipendente dal fattore O .

La stima delle condizioni in cui si può verificare il flashover nel compartimento può essere effettuata mediante numerosi metodi disponibili in letteratura. Tuttavia, quello maggiormente impiegato è il metodo di Babrauskas (1980), basato sull'ipotesi che il flashover si verifichi al raggiungimento di una temperatura media dei gas caldi pari a 600°C e di una potenza termica specifica pari a 20 kW/m^2 .

2.3.3 TECNICHE DI MODELLAZIONE DELL'INCENDIO

La modellazione dell'incendio è il procedimento mediante il quale si determina il valore della temperatura dei gas nei pressi degli elementi costruttivi (Ponticelli e Caciolai, 2013). Tale attività, se condotta in maniera rigorosa, è di difficile attuazione sia perché coinvolge competenze estremamente specializzate nel campo della termo-fluidodinamica sia per le numerose incertezze sui parametri di input per la modellazione. A seconda del livello di complessità richiesto, si distinguono due metodi di approccio:

- metodi semplificati:
 - ◆ curve parametriche di incendio confinato;
 - ◆ curve parametriche per incendi dalle finestre di compartimenti;
 - ◆ curve per incendi localizzati in compartimenti;
- modelli avanzati:
 - ◆ curve naturali da modelli a zone (una zona o due zone);
 - ◆ curve naturali da modelli di campo.

Suddetti approcci sono stati sviluppati in epoche recenti grazie all'affinamento della conoscenza del fenomeno e alla disponibilità di una significativa potenza di calcolo. Per tale motivo, in passato, sono stati resi disponibili modelli di incendio, estremamente semplificati, con effetti ragionevolmente più gravosi di quelli reali e facilmente implementabili per l'effettuazione di esperienze di laboratorio. La scelta è stata convenzionalmente rivolta, già agli inizi degli anni cinquanta, a curve d'incendio monotone crescenti con pendenze significative. Le curve d'incendio individuate in maniera convenzionale sono note come curve d'incendio nominale e sono caratterizzate dai seguenti aspetti: rappresentano la sola fase post-flashover, non prevedono la fase di raffreddamento, impongono un unico valore della temperatura ambiente, il tratto iniziale è estremamente ripido, a differenza di quanto accade nella realtà; si trascurano, quindi, le fasi di innesco e di propagazione. Queste caratteristiche garantiscono la notevole severità delle curve nominali (Figura 2.3).

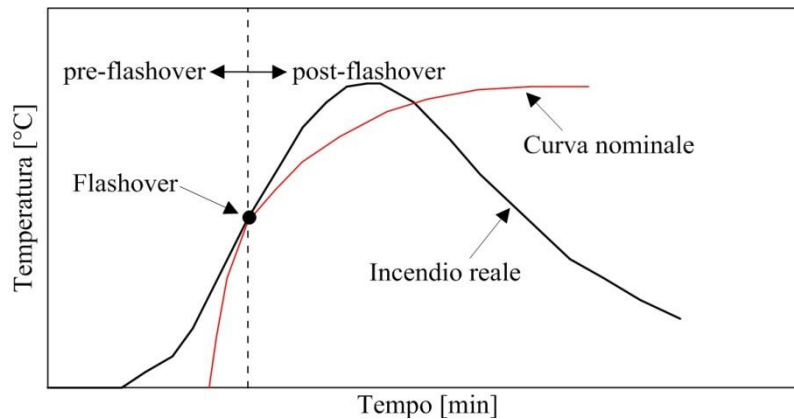


Figura 2.3 – Raffronto tra curve nominali e curve d'incendio reali.

2.3.3.1 CURVE NOMINALI DI INCENDIO

Le curve nominali di incendio sono delle funzioni tempo-temperatura, ormai alla base di molti metodi di calcolo di tipo ingegneristico, che rappresentano l'andamento della temperatura ambiente nelle prossimità delle strutture, indipendentemente dalle reali condizioni al contorno o di ventilazione. Dette relazioni sono state sviluppate, storicamente, per l'esecuzione di prove sperimentali in forno su elementi costruttivi, in quanto la fase di riscaldamento del forno è semplificata se si considera una curva sempre crescente o al più costante nel tempo. D'altra parte, si riscontrano difficoltà quando si cerca di riprodurre in un forno sperimentale le temperature decrescenti tipiche di una fase di estinzione (raffreddamento). Anche l'Italia, a partire dal 1961, si è dotata di una curva nominale per l'esecuzione di prove in forno: la curva della Circolare n. 91 (1961). Tale curva è descritta soltanto in forma grafica, assieme alle tolleranze ammesse nella conduzione della prova.

Con riferimento alle curve contenute nell'EC1 (2004) si può affermare che esse rappresentano tre tipiche condizioni di incendio riguardanti gli elementi strutturali:

- incendio confinato di materiali di natura cellulosica quali legno, carta e alcuni tipi di tessuto (curva standard anche nota come ISO 834, espressa dalla (2.1));
- incendio confinato in un compartimento, che aggredisce elementi costruttivi esterni al compartimento stesso (curva del fuoco esterno, espressa dalla (2.2));
- incendio confinato di materiali derivati dagli idrocarburi o aventi analoghe velocità di rilascio del calore (curva degli idrocarburi, espressa dalla (2.3));

Con riferimento alla norma UNI EN 13501-2 (2016), riguardante la classificazione al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi, alle precedenti curve si aggiunge quella di incendio covante (curva di riscaldamento lento, espressioni (2.4) e (2.5)). Esistono, infine, anche altre curve nominali per descrivere convenzionalmente gli effetti di scenari estremi come gli incendi nei tunnel, nelle piattaforme off-shore e negli impianti nucleari. A titolo di esempio, si segnala la norma UNI 11076 (2003), che contiene la curva d'incendio per le opere in sotterraneo (anche nota come curva RWS).

In Figura 2.4 si riporta un confronto tra le curve nominali di incendio descritte.

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1) \quad (2.1)$$

$$\theta_g = 20 + 660 \cdot (1 - 0.687 \cdot e^{-0.32t} - 0.313 \cdot e^{-3.8t}) \quad (2.2)$$

$$\theta_g = 20 + 1080 \cdot (1 - 0.325 \cdot e^{-0.167t} - 0.675 \cdot e^{-2.5t}) \quad (2.3)$$

$$\theta_g = 20 + 154 \cdot t^{0.25} \quad \text{per } 0 \leq t \leq 20 \text{ min} \quad (2.4)$$

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(1 + 8 \cdot (t - 20)) \quad \text{per } t > 20 \text{ min} \quad (2.5)$$

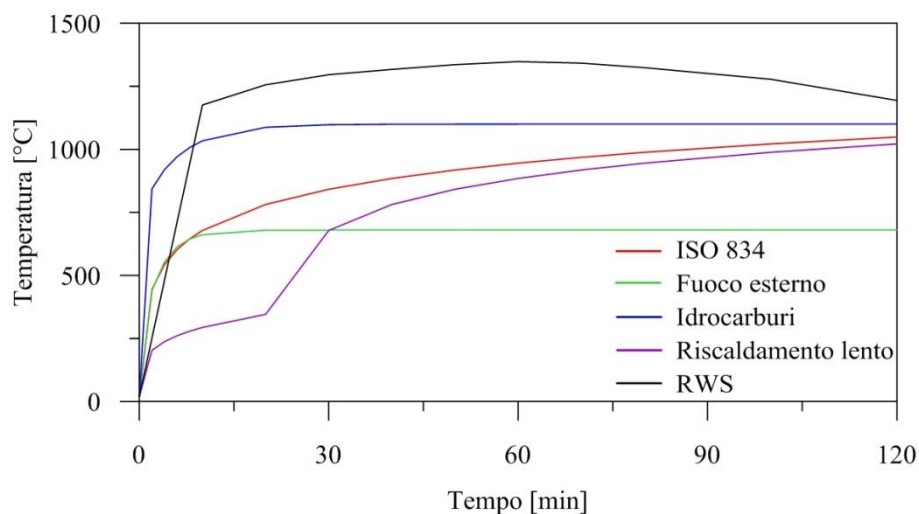


Figura 2.4 – Curve nominali d'incendio.

2.3.3.2 CURVE PARAMETRICHE DI INCENDIO CONFINATO

Le curve parametriche sono relazioni tempo-temperatura semplificate mediante le quali è possibile stimare l'andamento delle temperature di compartimenti nella fase post-flashover. La semplificazione introdotta nell'algoritmo che determina la curva parametrica ne limita fortemente il campo di impiego. Detta curva, infatti, si basa unicamente sui parametri fondamentali che condizionano l'evoluzione temporale di un incendio in fase post-flashover: il carico di incendio specifico ($q_{t,d}$, espressione (2.6)) riferito all'intera superficie del compartimento (A_t), il fattore di ventilazione del compartimento (O , espressione (2.7)) e le proprietà termofisiche delle chiusure d'ambito del compartimento (b , espressione (2.8)). Le curve parametriche consentono la modellazione della fase crescente (riscaldamento) e della fase decrescente (raffreddamento) dell'incendio. Le due fasi risultano più o meno prolungate e raggiungono una temperatura di picco più o meno elevata a seconda della quantità di combustibile presente e della possibilità di apporto di ossigeno dall'esterno. Le curve parametriche di incendio confinato che vengono analizzate sono la curva del metodo svedese e la curva dell'EC1 (2004).

Le curve parametriche del metodo svedese, introdotto da Magnusson e Thelandersson (1970) e da Pettersson et al. (1976), costituiscono uno dei primi metodi di modellazione degli incendi e sono state ottenute sulla base di numerose simulazioni numeriche tarate sulla base di risultati sperimentali. Le curve parametriche proposte da Magnusson e Thelandersson (1970) si riferiscono a chiusure d'ambito in calcestruzzo alleggerito caratterizzate da proprietà termofisiche $b=1160 \text{ J}/(\text{m}^2 \cdot \text{s}^{1/2} \cdot \text{K})$.

Il procedimento definito nell'ultima versione dell'EC1 (2004) è nato sulla base delle curve del metodo svedese, considerando una serie di ipotesi, di seguito riportate, che saranno via via rimosse fino alla definizione del metodo ad oggi consolidato:

- incendio di materiale celluloso con potere calorifico pari a 16 MJ/kg;
- proprietà termofisiche delle pareti del compartimento $b=1160 \text{ J}/(\text{m}^2 \cdot \text{s}^{1/2} \cdot \text{K})$;
- pareti realizzate con un unico materiale;
- presenza di un'unica apertura (di area A_v e altezza h_v) su una parete verticale;
- incendio in fase post-flashover;
- incendio controllato dalla ventilazione;
- inizio della fase di raffreddamento al 70% del combustibile bruciato;
- superficie massima del compartimento pari a 500 m²;
- fattore di ventilazione $O=0.04 \text{ m}^{1/2}$;
- altezza massima del compartimento pari a 4 m.

L'istante di inizio della fase di raffreddamento (t_{max}) può essere calcolato per mezzo dell'energia complessivamente liberabile (E_{tot}) durante l'incendio, definita dall'espressione (2.9). D'altra parte, E_{tot} può essere anche definita dall'area sottesa dalla funzione RHR nel tempo (EC1, 2004), utilizzando l'espressione (2.10). Uguagliando le espressioni (2.9) e (2.10) è possibile ottenere l'istante t_{max} (relazione (2.11)).

$$q_{t,d} = q_{f,d} \cdot A_f / A_t \text{ [MJ/m}^2\text{]} \quad (2.6)$$

$$O = A_v \cdot h_v^{0.5} / A_t \text{ [m}^{1/2}\text{]} \quad (2.7)$$

$$b = \sqrt{\rho \cdot c \cdot \lambda} \text{ [J}/(\text{m}^2 \cdot \text{s}^{1/2} \cdot \text{K})\text{]} \quad (2.8)$$

$$E_{tot} = q_{t,d} \cdot A_t \text{ [MJ]} \quad (2.9)$$

$$E_{tot} = 7405 \cdot A_v \cdot h_v^{1/2} \cdot t_{max} \text{ [MJ]} \quad (2.10)$$

$$t_{max} = 0.13 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O \text{ [ore]} \quad (2.11)$$

Dove $q_{f,d}$ rappresenta il carico di incendio specifico di progetto (definito al § 2.6.1), A_f è l'area della pavimentazione del compartimento, A_t è la superficie totale delle chiusure d'ambito del compartimento (valutata al lordo delle aperture), A_v e h_v sono, rispettivamente, l'area e l'altezza dell'apertura perimetrale, mentre ρ , c e λ sono la densità, il calore specifico e la conducibilità termica dei materiali utilizzati per le chiusure d'ambito del compartimento.

La relazione (2.11), a seguito di valutazioni sperimentali, è stata aggiornata (relazione (2.12)) ottenendo un incremento del tempo t_{max} e quindi un riscaldamento più lento del compartimento.

$$t_{max} = 0.20 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / O \text{ [ore]} \quad (2.12)$$

Nelle ipotesi formulate, la fase di riscaldamento è definita dalla relazione parametrica tempo-temperatura (2.13), in cui θ_g è il valore unico della temperatura nel compartimento in fase post-flashover e t rappresenta il tempo espresso in ore. La fase di riscaldamento termina all'istante t_{max} , momento in cui si raggiunge la massima temperatura (θ_{max}). A tal punto inizia la fase di raffreddamento, la quale presenta un andamento lineare più o meno accentuato, in dipendenza del valore assunto da t_{max} . L'andamento della fase di raffreddamento è descritto dalle espressioni (2.14)-(2.16), dedotte dall'EC1 (2004).

$$\theta_g = 20 + 1325 \cdot (1 - 0.324 \cdot e^{-0.2t} - 0.204 \cdot e^{-1.7t} - 0.472 \cdot e^{-19t}) \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (2.13)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 625 \cdot (t - t_{max}) \text{ [}^\circ\text{C]}, \text{ per } t_{max} \leq 0.5 \text{ ore} \quad (2.14)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250 \cdot (3 - t_{max}) \cdot (t - t_{max}) \text{ [}^\circ\text{C]}, \text{ per } 0.5 \text{ ore} < t_{max} < 2 \text{ ore} \quad (2.15)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250 \cdot (t - t_{max}) \text{ [}^\circ\text{C]}, \text{ per } t_{max} \geq 2 \text{ ore} \quad (2.16)$$

In Figura 2.5 si può osservare la pressoché perfetta coincidenza tra la fase crescente della curva parametrica e la curva standard ISO 834. Ciò dimostra che la curva standard, sebbene priva della fase di raffreddamento, può ritenersi valida nel rispetto delle ipotesi enunciate.

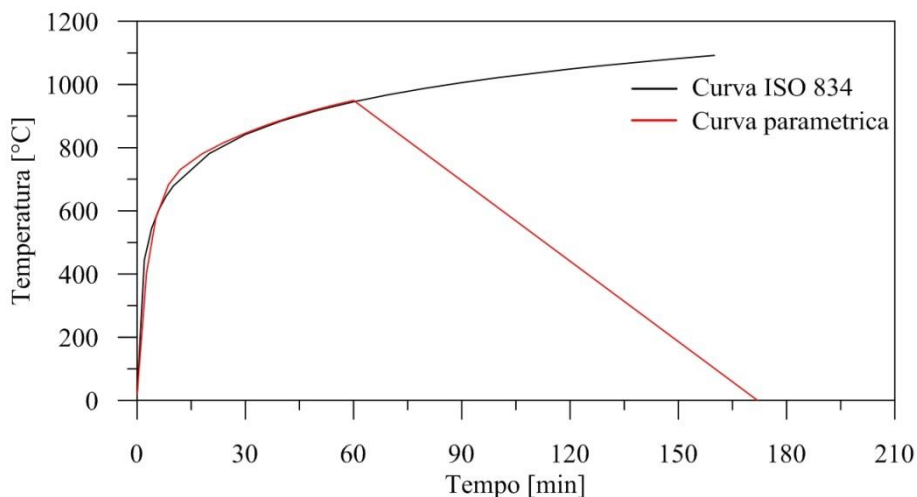


Figura 2.5 – Confronto tra la curva ISO 834 e la curva parametrica ($O=0.04 \text{ m}^{1/2}$).

Wickström (1981-1982), per mezzo di nuove sperimentazioni, ha aggiornato le curve del metodo svedese (Magnusson e Thelandersson, 1970; Pettersson et al., 1976) ottenendo la quasi perfetta coincidenza tra la curva parametrica, la curva standard ISO 834 e le curve

sperimentali ottenute al variare del carico di incendio (che influisce esclusivamente sull'istante di raggiungimento della massima temperatura) nelle già note condizioni al contorno e di ventilazione: $O=0.04 \text{ m}^{1/2}$ e $b=1160 \text{ J}/(\text{m}^2 \cdot \text{s}^{1/2} \cdot \text{K})$.

Il modello appena descritto è stato quindi parametrizzato per consentirne l'applicazione a casi più generali rimuovendo progressivamente le ipotesi alla base della formulazione. Per rimuovere l'ipotesi di incendio controllato dalla ventilazione si effettua preliminarmente la verifica del massimo tempo necessario per raggiungere la più alta temperatura nell'ambiente (espressione (2.17)).

$$t_{\max} = \max(0.20 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d}/O; t_{\text{lim}}) \quad (2.17)$$

Dove t_{lim} rappresenta il tempo corrispondente al raggiungimento della massima temperatura nel caso di incendi controllati dal combustibile; t_{lim} vale 25 minuti per incendi lenti, 20 minuti per incendi medi ed infine 15 minuti per incendi veloci. Se t_{lim} risulta maggiore del primo termine dell'espressione (2.17) allora l'incendio è controllato dal combustibile, altrimenti si verifica l'effetto opposto. Nel caso l'incendio sia governato dalla ventilazione, l'ipotesi sul fattore di ventilazione viene rimossa introducendo il coefficiente Γ (espressione (2.18)). Il coefficiente Γ di fatto consente di non modificare la forma dell'espressione generale del modello di incendio introducendo un tempo t^* fittizio (espressione (2.19)) in sostituzione del tempo t (reale).

$$\Gamma = (O/b)^2 / (0.04/1160)^2 \quad (2.18)$$

$$t^* = t \cdot \Gamma \text{ [ore]} \quad (2.19)$$

Se $O < 0.04 \text{ m}^{1/2}$, fermo restando $b=1160 \text{ J}/(\text{m}^2 \cdot \text{s}^{1/2} \cdot \text{K})$, oppure se $b > 1160 \text{ J}/(\text{m}^2 \cdot \text{s}^{1/2} \cdot \text{K})$, fermo restando $O=0.04 \text{ m}^{1/2}$, si ottiene $\Gamma < 1$ e quindi $t > t^*$. La conseguenza è che la fase di crescita dell'incendio subisce un rallentamento. Sempre nell'ipotesi di incendio governato dalla ventilazione, l'impiego di materiale omogeneo per le chiusure d'ambito viene rimosso determinando per l'intero compartimento un unico parametro b , seguendo la procedura che viene descritta di seguito.

Per partizioni caratterizzate da due strati, indicando con il pedice 1 lo strato a diretto contatto con i gas caldi e con il pedice 2 quello successivo (Figura 2.6a), bisogna calcolare il parametro $b_{i,j}$ (relazione (2.20)) di ciascuno strato per poi calcolare il coefficiente $b_{\text{partizione},j}$ della singola parete j -esima (espressioni (2.22) e (2.23)). Se $b_{1,j} > b_{2,j}$ allora si calcola uno spessore limite $s_{\text{lim},j}$ (relazione (2.21))

$$b_{ij} = \sqrt{\rho_{ij} \cdot c_{ij} \cdot \lambda_{ij}} \quad (2.20)$$

$$s_{\text{lim},j} = \sqrt{\frac{3600 \cdot t_{\max} \cdot \lambda_{1j}}{c_{1j} \cdot \rho_{1j}}} \quad (2.21)$$

$$b_{partizione,j} = b_{1j} \text{ se } b_{1j} < b_{2j} \text{ e } s_{1,j} > s_{lim,j} \quad (2.22)$$

$$b_{partizione,j} = b_{1j} \cdot s_{1j} / s_{lim,j} + (1 - s_{1j} / s_{lim,j}) \cdot b_{2j} \text{ se } s_{1,j} < s_{lim,j} \quad (2.23)$$

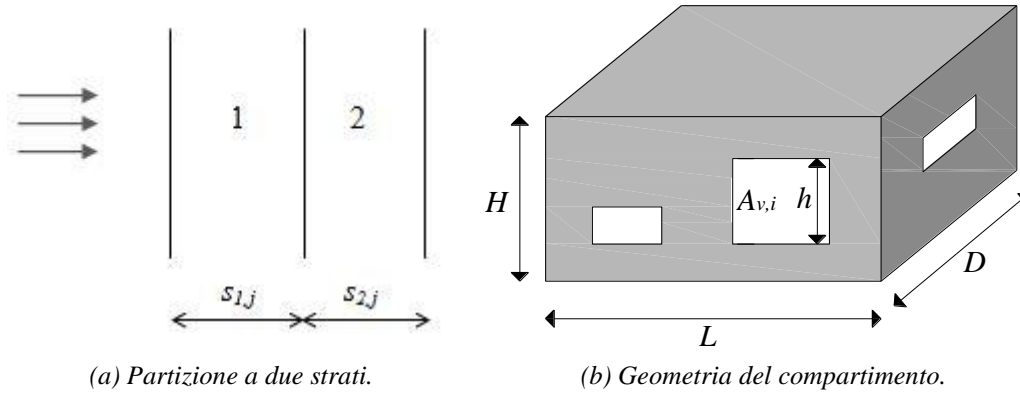


Figura 2.6.

Per compartimenti caratterizzati da differenti chiusure d'ambito, il valore del coefficiente globale b può essere calcolato tramite la relazione (2.24). Nel caso di chiusure d'ambito omogenee (cioè caratterizzate dal medesimo valore di $b_{partizione,j}$) la relazione (2.24) diventa la (2.25).

$$b = \frac{\sum_j b_{partizione,j} \cdot A_j}{A_t - A_v} \quad (2.24)$$

$$b = \frac{b_{partizione} \cdot (A_t - A_v)}{A_t - A_v} \quad (2.25)$$

Dove A_j è l'area, al netto delle aperture, della singola partizione e A_v è l'area complessiva delle aperture (relazione (2.27)) sulle pareti verticali. L'altezza equivalente delle aperture è definita dalla relazione (2.28).

L'ipotesi sulla presenza di una sola apertura di ventilazione (lungo le pareti verticali), nell'ipotesi di incendio controllato dalla ventilazione, viene superata introducendo la relazione (2.26) per il calcolo del fattore di ventilazione O (Figura 2.6b).

$$O = \frac{A_v \cdot \sqrt{h_{eq}}}{A_t} \quad (2.26)$$

$$A_v = \sum_i A_{v,i} \quad (2.27)$$

$$h_{eq} = \frac{\sum_i A_{v,i} \cdot h_{v,i}}{\sum_i A_{v,i}} \quad (2.28)$$

Per incendio governato dalla presenza di combustibile, si seguono le procedure indicate per l'incendio controllato dalla ventilazione, ma il parametro Γ è fornito dalla relazione (2.29), in funzione del fattore di ventilazione limite O_{lim} (espressione (2.30)).

$$\Gamma = \Gamma_{lim} = \frac{(O_{lim}/b)^2}{(0.04/1160)^2} \quad (2.29)$$

$$O_{lim} = 0.10 \cdot 10^{-3} \cdot q_{t,d} / t_{lim} \quad (2.30)$$

Nel caso in cui dovesse risultare contemporaneamente $O > 0.04 \text{ m}^{1/2}$, $q_{t,d} < 75 \text{ MJ/m}^2$ e $b < 1160 \text{ J/(m}^2 \cdot \text{s}^{1/2} \cdot \text{K)}$, l'espressione (2.29) si arricchisce di un ulteriore coefficiente (k , espressione (2.32)) e diventa la (2.31).

$$\Gamma = \Gamma_{lim} = k \cdot \frac{(O_{lim}/b)^2}{(0.04/1160)^2} \quad (2.31)$$

$$k = 1 + \frac{O - 0.04}{0.04} \cdot \frac{q_{t,d} - 75}{75} \cdot \frac{1160 - b}{1160} \quad (2.32)$$

In definitiva, la curva parametrica descritta nell'EC1 (2004), ponendo $t = t^*$, può essere calcolata utilizzando le relazioni (2.33) e (2.34)-(2.36), rispettivamente, per le fasi di riscaldamento e raffreddamento.

$$\theta_g = 20 + 1325 \cdot \left(1 - 0.324 \cdot e^{-0.2 \cdot t^*} - 0.204 \cdot e^{-1.7 \cdot t^*} - 0.472 \cdot e^{-19 \cdot t^*} \right) \text{ [}^\circ\text{C]}, \text{ per } t^* \leq t_{max}^* \quad (2.33)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 625 \cdot (t^* - t_{max}^* \cdot x) \text{ [}^\circ\text{C]}, \text{ per } t_{max}^* \leq 0.5 \text{ ore} \quad (2.34)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250 \cdot (3 - t_{max}^*) \cdot (t^* - t_{max}^* \cdot x) \text{ [}^\circ\text{C]}, \text{ per } 0.5 \text{ ore} < t_{max}^* < 2 \text{ ore} \quad (2.35)$$

$$\theta_g = \theta_{max} - 250 \cdot (t^* - t_{max}^* \cdot x) \text{ [}^\circ\text{C]}, \text{ per } t_{max}^* \geq 2 \text{ ore} \quad (2.36)$$

Dove $t_{max}^* = t_{max} \cdot \Gamma$. Se l'incendio è governato dalla ventilazione, il coefficiente x è pari a 1. Se, invece, l'incendio è governato dal combustibile, il coefficiente x può essere calcolato mediante la relazione (2.37).

$$x = t_{lim} \cdot \frac{\Gamma}{t_{max}^*} \quad (2.37)$$

Le ipotesi per l'applicabilità del metodo, non rimosse e quindi valide sono:

- presenza di materiali cellulósici ed assenza di aperture sul soffitto;
- incendio in fase post-flashover;
- inizio della fase di raffreddamento al 70% del combustibile bruciato;

- superficie massima ed altezza massima del compartimento pari a 500 m^2 e 4 m , rispettivamente.

In Figura 2.7 viene mostrato il confronto tra la curva standard ISO 834 ed alcune curve parametriche ottenute al variare del fattore di ventilazione O (per incendi controllati dalla ventilazione e coefficiente b costante).

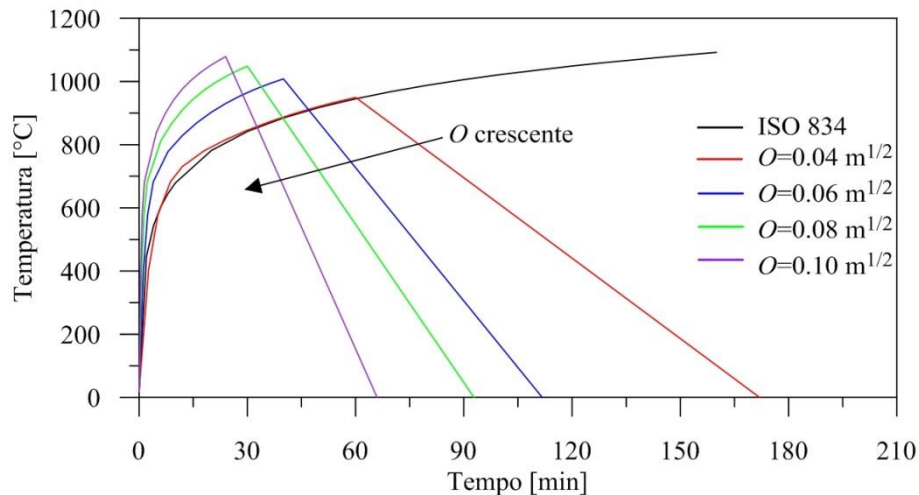


Figura 2.7 – Influenza del fattore di ventilazione sulla curva parametrica dell'EC1 (2004).

2.3.3.3 INCENDI LOCALIZZATI

Nella fase pre-flashover assume importanza la formazione del cosiddetto pennacchio, che concentra in una zona ristretta una quantità di calore molto più elevata di quella distribuita nella restante parte del compartimento (Ponticelli e Caciolai, 2013). Lungo il pennacchio e al di sopra di esso le temperature raggiungono valori significativamente più alti di quanto non siano nello strato dei gas caldi. Questo fenomeno è responsabile della trasmissione locale dell'incendio e di una precoce aggressione degli elementi strutturali posti nelle vicinanze del pennacchio. Inoltre, occorre tener conto della geometria del pennacchio, descritta da numerosi modelli, alcuni dei quali ripresi anche dall'EC1 (2004). Detti modelli, ovviamente si riferiscono a fenomenologie precedenti il flashover. Le situazioni che si possono verificare, sostanzialmente, sono due: condizione di fiamma bassa, modellata con sufficiente approssimazione da Heskestad (1972) e Alpert (1975), e condizione di fiamma alta, studiata da Hasemi e Tokunaga (1984) e modificata da Karlsson e Quintiere (1999).

2.3.3.4 MODELLI A ZONE

I modelli a zone sono strumenti utilizzati per valutare la temperatura dei gas caldi in ambiente confinato durante le fasi di un incendio (Ponticelli e Caciolai, 2013). Basati su un numero limitato di ipotesi, essi sono relativamente semplici da utilizzare e forniscono buone stime delle temperature, nel rispetto delle ipotesi alla base della loro costruzione. Esistono modelli a zone coinvolgenti più compartimenti, anche se i più utilizzati nelle pratiche applicazioni, anche per effetto della loro maggiore affidabilità, sono quelli

relativi a singoli compartimenti. L'ipotesi principale alla base dei modelli a zone è che possono essere individuate zone, nei compartimenti, caratterizzate da distribuzioni uniformi della temperatura dei gas caldi. Questo è il motivo principale per cui i modelli a zone sono detti anche modelli a parametri concentrati. Nei modelli ad una zona si considera una distribuzione uniforme della temperatura dei gas nell'intero compartimento. Detta distribuzione è tipica degli incendi in fase post-flashover dove il rimescolamento dei fumi è tale da giustificare l'assunzione di un unico valore della temperatura per l'intero compartimento. Nei modelli a due zone, invece, è presente uno strato superiore di gas caldi e uno inferiore di gas freddi. Tale modello, pertanto, è utilizzato per la modellazione di incendi localizzati o in fase pre-flashover, durante la quale la temperatura dello strato caldo è nettamente superiore alla temperatura dello strato freddo. Così come nell'evoluzione dell'incendio si può passare da una fase pre-flashover ad una post-flashover, anche nella modellazione deve essere possibile e ragionevolmente agevole passare da un modello a due zone ad un modello ad una zona.

Il livello di dettaglio necessario per la costruzione dei modelli a zone è superiore a quello necessario per la definizione delle curve parametriche. Infatti, oltre alla definizione della geometria del/i compartimento/i, della geometria delle singole aperture, della geometria e della composizione delle chiusure d'ambito diventa necessario descrivere il fenomeno del rilascio dell'energia termica, in termini di funzione *RHR* (definita al § 2.3.2), per tutti i combustibili presenti.

I modelli ad una zona presuppongono la presenza nel compartimento di soli gas caldi caratterizzati da un solo valore della temperatura e di tutte le altre variabili termodinamiche. Essi consentono il calcolo nel tempo della temperatura di detti gas, le temperature delle pareti e le velocità di efflusso dei gas dalle aperture. Quando le dimensioni della sorgente di rilascio del calore sono piccole rispetto alla geometria del compartimento si può ritenere poco attendibile l'ipotesi di una distribuzione uniforme della temperatura nello stesso. Sperimentalmente, infatti, si osserva la presenza di uno strato di gas caldi che si interfaccia con uno strato di aria fresca sottostante con assenza di un significativo rimescolamento. Alla luce di tali considerazioni sono stati elaborati i cosiddetti modelli a due zone, caratterizzati dalla presenza di due strati di gas con parametri uniformemente distribuiti al loro interno. Detti modelli possono essere ritenuti validi solo in fase pre-flashover.

I modelli di campo, altrimenti detti modelli di fluidodinamica computazionale (CFD – Computational Fluid Dynamic models) o modelli a parametri diffusi, forniscono il massimo livello di accuratezza per la modellazione degli incendi reali in compartimenti. Essi consistono in modelli matematici per la risoluzione delle equazioni della termo-fluidodinamica di Navier-Stokes, in genere mediante il metodo dei volumi finiti. La modellazione degli ambienti deve essere estremamente accurata e detti modelli trovano notevoli applicazioni quando si devono studiare geometrie complesse, incendi in fase pre-flashover o incendi localizzati o quando si vuole studiare il moto dei fumi lungo i compartimenti attraversati.

2.4 ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO

Il calcestruzzo armato, in caso di incendio, presenta un buon comportamento che è dovuto all'attitudine a contrastare l'aumento della temperatura del materiale grazie alla presenza di acqua, alla bassa conducibilità termica del calcestruzzo (circa un cinquantesimo di quella dell'acciaio) e agli spessori consistenti degli elementi (Ponticelli e Caciolai, 2013). Sono piuttosto rari i casi di collassi di strutture di calcestruzzo armato a seguito di un incendio e quando si sono verificati non sono stati causati dalla perdita di resistenza dei materiali componenti o dalla sconnessione dei vari elementi strutturali, ma piuttosto dall'incapacità della struttura di sopportare gli spostamenti orizzontali (deformazioni termiche) dei solai. Tuttavia, l'evoluzione tecnologica dei materiali ha consentito, con lo sviluppo di nuove composizioni del calcestruzzo e di nuove forme delle sezioni, di ridurre il quantitativo di calcestruzzo. D'altra parte, in una struttura di calcestruzzo armato è la parte in calcestruzzo a garantire la migliore performance antincendio, quindi, la riduzione del calcestruzzo potrebbe comportare una riduzione della resistenza al fuoco della struttura.

2.4.1 PROPRIETÀ TERMICHE

L'EC2 (2004) non definisce un valore univoco per la conducibilità termica del calcestruzzo (λ_c), bensì due relazioni che esprimono la variazione della stessa in funzione della temperatura (T) ottenendo, così, un fuso di valori disponibili per ciascuno stato dell'Unione Europea. Le relazioni (2.38) e (2.39), applicabili nel range di temperatura tra 20°C e 1200°C e valide solo per calcestruzzi di massa normale, esprimono gli estremi, superiore ($\lambda_{c,sup}$) ed inferiore ($\lambda_{c,inf}$), del fuso riportato in Figura 2.8a.

$$\lambda_{c,sup} = 2 - 0.2451 \cdot (T/100) + 0.0107 \cdot (T/100)^2 \quad [\text{W}/(\text{m} \cdot \text{K})] \quad (2.38)$$

$$\lambda_{c,inf} = 1.36 - 0.136 \cdot (T/100) + 0.0057 \cdot (T/100)^2 \quad [\text{W}/(\text{m} \cdot \text{K})] \quad (2.39)$$

La legge di variazione del calore specifico del calcestruzzo (c_p) secco (contenuto di umidità, $u=0\%$) con la temperatura è definita dall'EC2 (2004). Tale legge deve essere, però, modificata in un campo di temperatura tra i 100°C e i 115°C in modo da tener conto anche dell'energia assorbita per l'evaporazione dell'acqua per conglomerati umidi ($u \neq 0\%$); in tale campo di temperatura il calore specifico cresce bruscamente. Le relazioni (2.40)-(2.43) sono valide per il calcestruzzo secco ed applicabili nell'intervallo di temperatura tra 20°C e 1200°C. I valori di picco del calore specifico, nel suddetto intervallo, variano in funzione del contenuto di umidità e possono essere assunti pari a 900, 1470 e 2020 J/(kg·K), rispettivamente, per valori del contenuto di umidità pari a 0%, 1.5% e 3% in peso. L'EC2 (2004) assume, per gli elementi di calcestruzzo ordinario in ambienti a umidità normale, un'umidità convenzionale del 2% in peso (50 kg di acqua/m³ di calcestruzzo) cui corrisponde un valore di picco del calore specifico pari a 1653 J/(kg·K) (Figura 2.8b).

$$c_p(T) = 900 \text{ [J/(kg}\cdot\text{K)]}, \text{ per } 20^\circ\text{C} \leq T \leq 100^\circ\text{C} \quad (2.40)$$

$$c_p(T) = 900 + (T - 100) \text{ [J/(kg}\cdot\text{K)]}, \text{ per } 100^\circ\text{C} < T \leq 200^\circ\text{C} \quad (2.41)$$

$$c_p(T) = 1000 + \frac{(T - 200)}{2} \text{ [J/(kg}\cdot\text{K)]}, \text{ per } 200^\circ\text{C} < T \leq 400^\circ\text{C} \quad (2.42)$$

$$c_p(T) = 1100 \text{ J/(kg}\cdot\text{K)}, \text{ per } 400^\circ\text{C} < T \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2.43)$$

L'EC2 (2004) fornisce la legge di variazione densità-temperatura del calcestruzzo (definita dalle relazioni (2.44)-(2.47)) riferendosi alla densità a temperatura normale ($T=20^\circ\text{C}$), che può essere assunta pari a 2300 kg/m^3 . La massa volumica (ρ_c) del calcestruzzo, come si può notare dalla Figura 2.8b, subisce una riduzione dovuta alla perdita progressiva dell'umidità, che viene causata dall'aumento della temperatura.

$$\rho_c(T) = \rho_{20^\circ\text{C}} \text{ per } 20^\circ\text{C} \leq T \leq 115^\circ\text{C} \quad (2.44)$$

$$\rho_c(T) = \left[1 - 0.02 \cdot \frac{(T - 115)}{85} \right] \cdot \rho_{20^\circ\text{C}} \text{ per } 115^\circ\text{C} < T \leq 200^\circ\text{C} \quad (2.45)$$

$$\rho_c(T) = \left[0.98 - 0.03 \cdot \frac{(T - 200)}{200} \right] \cdot \rho_{20^\circ\text{C}} \text{ per } 200^\circ\text{C} < T \leq 400^\circ\text{C} \quad (2.46)$$

$$\rho_c(T) = \left[0.95 - 0.07 \cdot \frac{(T - 400)}{800} \right] \cdot \rho_{20^\circ\text{C}} \text{ per } 400^\circ\text{C} < T \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2.47)$$

La facilità con cui un elemento in calcestruzzo riesce a condurre la trasmissione dell'energia termica, ossia la sua diffusività termica $\alpha_c(T)$, è un parametro legato, attraverso la relazione (2.48), alle proprietà analizzate sopra (Ponticelli e Caciolai, 2013). La diffusività termica del calcestruzzo a temperatura normale vale circa $9.66 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$.

$$\alpha_c(T) = \frac{\lambda_c(T)}{\rho_c(T) \cdot c_p(T)} \text{ [m}^2/\text{s]} \quad (2.48)$$

Le proprietà termiche dell'acciaio (riportate in Figura 2.9a,b) sono descritte nell'EC3 (2005), che fornisce le leggi di variazione, in funzione della temperatura, della conducibilità termica (espressioni (2.49) e (2.50)) e del calore specifico (espressioni (2.51)-(2.54)), mentre la massa volumica viene definita indipendente dalla temperatura.

$$\lambda_a = 54 - 3.33 \cdot 10^{-2} \cdot T \text{ [W/(m}\cdot\text{K)]}, \text{ per } 20^\circ\text{C} \leq T < 800^\circ\text{C} \quad (2.49)$$

$$\lambda_a = 27.3 \text{ [W/(m}\cdot\text{K)]}, \text{ per } 800^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2.50)$$

$$c_a = 425 + \frac{7.73}{10} \cdot T - \frac{1.69}{10^3} \cdot T^2 + \frac{2.22}{10^6} \cdot T^3 \text{ [J/(kg}\cdot\text{K)]}, \text{ per } 20^\circ\text{C} \leq T < 600^\circ\text{C} \quad (2.51)$$

$$c_a = 666 + 13002/(738 - T) \text{ [J/(kg}\cdot\text{K)]}, \text{ per } 600^\circ\text{C} \leq T < 735^\circ\text{C} \quad (2.52)$$

$$c_a = 545 + 17820/(T - 731) \text{ [J/(kg}\cdot\text{K)]}, \text{ per } 735^\circ\text{C} \leq T < 900^\circ\text{C} \quad (2.53)$$

$$c_a = 650 \text{ J/(kg}\cdot\text{K)}, \text{ per } 900^\circ\text{C} \leq T \leq 1200^\circ\text{C} \quad (2.54)$$

Quando si ricorre all'utilizzo di modelli di calcolo semplificati è possibile considerare sia la conducibilità termica che il calore specifico dell'acciaio indipendenti dalla temperatura (EC3, 2005). Tuttavia, la norma UNI EN-ISO 10456 (2008) fornisce i seguenti valori di progetto delle proprietà termiche dell'acciaio: 7800 kg/m³, 50 W/(m·K), 450 J/(kg·K) e 1.42·10⁻⁵ m²/s, rispettivamente, per densità (ρ_a), conducibilità termica (λ_a), calore specifico (c_a) e diffusività termica (α_a).

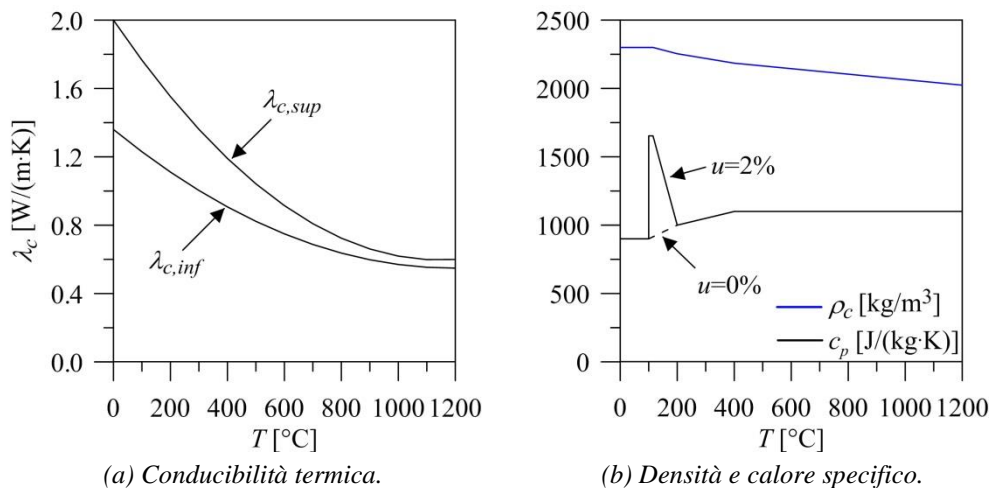


Figura 2.8 – Proprietà termiche del calcestruzzo (EC2, 2004).

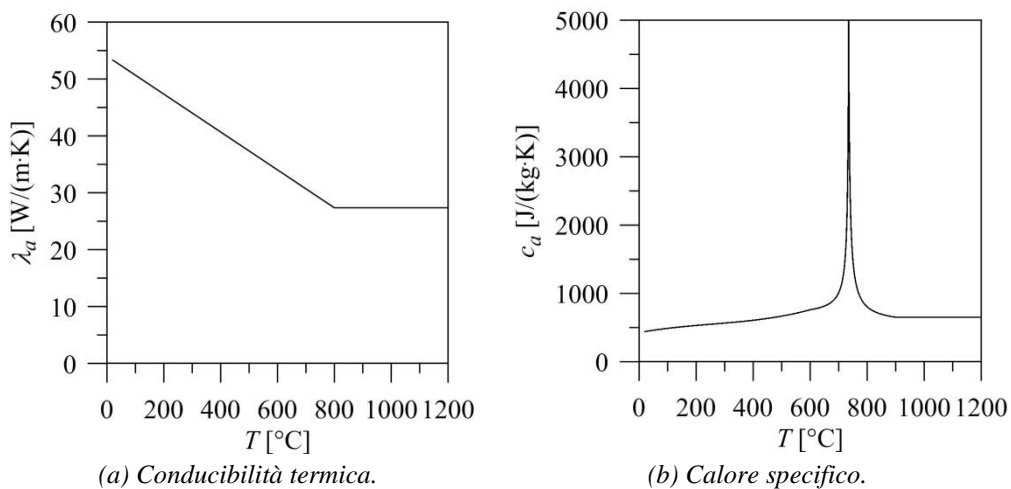


Figura 2.9 – Proprietà termiche dell'acciaio (EC3, 2005).

2.4.2 PROPRIETÀ MECCANICHE

2.4.2.1 EFFETTI DELLA FASE DI RISCALDAMENTO

Nell'EC2 (2004) possono essere trovate le leggi di degrado delle proprietà meccaniche che il calcestruzzo e l'acciaio esibiscono quando esposti ad alte temperature (fase di riscaldamento). In particolare, i valori forniti dalla norma europea sono stati ottenuti da prove condotte in regime stazionario, transitorio e talvolta combinando i due regimi. In Figura 2.10 sono riportati i fattori riduttivi per la modifica del modulo elastico (E_{cT}/E_{c20}) e della resistenza cilindrica a compressione (f_{cT}/f_{c20}) del calcestruzzo e della resistenza allo snervamento dell'acciaio (f_{yT}/f_{y20}); tali fattori sono ottenuti rapportando le caratteristiche (E_{cT} , f_{cT} e f_{yT}) valutate in corrispondenza di alte temperature (T) alle caratteristiche (E_{c20} , f_{c20} e f_{y20}) a temperatura normale ($T=20^\circ\text{C}$).

Con l'aumento della temperatura, come si può notare dalla Figura 2.10, sia per il calcestruzzo che per l'acciaio, si registra una diminuzione delle suddette caratteristiche meccaniche. In corrispondenza di una temperatura di circa 600°C la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo (f_c) e quella allo snervamento dell'acciaio (f_y) subiscono un abbattimento superiore al 50%, mentre per il modulo elastico del calcestruzzo (E_c) si registra una riduzione percentuale del 16%. Nel campo di temperature inferiori a 600°C la resistenza f_c subisce una maggiore riduzione in confronto alla resistenza f_y , la quale presenta un maggior decadimento nel campo di temperature superiori a 600°C . In corrispondenza di una temperatura di 1200°C si verifica l'annullamento delle resistenze (f_c e f_y) del calcestruzzo e dell'acciaio e si registra una riduzione percentuale del 38% per il modulo di elasticità del calcestruzzo (E_c).

Inoltre, l'EC2 (2004) definisce le leggi di decadimento, per effetto delle alte temperature, della resistenza a trazione del calcestruzzo, del modulo di elasticità e della tensione di rottura dell'acciaio. In conclusione, gli effetti della fase di raffreddamento sulle proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio non vengono messi in conto dall'EC2 (2004).

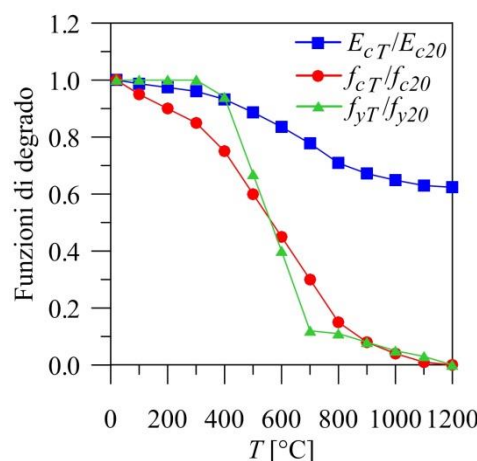


Figura 2.10 – Effetti della fase di riscaldamento sulle proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio.

2.4.2.2 EFFETTI DELLA FASE DI RAFFREDDAMENTO

Le proprietà meccaniche residue che il calcestruzzo esibisce a seguito di un incendio (a raffreddamento avvenuto) dipendono dalla massima temperatura raggiunta durante l'incendio e dalla durata delle fasi di riscaldamento e raffreddamento, mentre le proprietà residue dell'acciaio dipendono esclusivamente dalla massima temperatura raggiunta durante l'incendio. Tuttavia, gli effetti della fase di raffreddamento si sono dimostrati significativi nella stima delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio.

In Figura 2.11 sono mostrati alcuni dei risultati sperimentali disponibili in letteratura, che rappresentano le proprietà relative residue a freddo del calcestruzzo e dell'acciaio. Il modulo elastico relativo residuo del calcestruzzo (E_{cT}^*/E_{c20}) può essere trovato in Nassif et al. (1999). Come si può notare, tale caratteristica è estremamente sensibile all'effetto del raffreddamento sul calcestruzzo riscaldato, soprattutto nel campo delle temperature più basse; a titolo di esempio, ad una temperatura di circa 200°C corrisponde un abbattimento del modulo superiore al 40%. La fase di raffreddamento è stata condotta mediante l'esposizione all'aria. La legge di decadimento della resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo (f_{cT}^*/f_{c20}) può essere trovata in Abrams (1971), che ha condotto delle prove su campioni cilindrici di calcestruzzo con aggregati silicei; le prove sono state condotte incrementando lentamente la temperatura durante la fase di riscaldamento ed il raffreddamento è stato raggiunto mediante l'esposizione all'aria senza l'adozione di misure di estinzione rapida. La resistenza allo snervamento relativa residua dell'acciaio (f_{yT}^*/f_{y20}) può essere trovata in Słowański et al. (1971), in cui sono riportati i risultati di prove termiche condotte su campioni di acciaio di tipo 34GS (avente caratteristiche meccaniche equivalenti a quelle dell'acciaio B450C). Dalla Figura 2.11 (curva di colore verde) si può notare che nel campo di temperature inferiori a 500°C l'acciaio recupera completamente la sua resistenza allo snervamento, mentre tra 500°C e 700°C si registra un massimo degrado del 15%.

Infine, confrontando le caratteristiche di Figura 2.10 (a caldo) con quelle di Figura 2.11 (a freddo) è possibile osservare che la fase di raffreddamento produce un'ulteriore degrado per il calcestruzzo ed un miglioramento delle proprietà dell'acciaio.

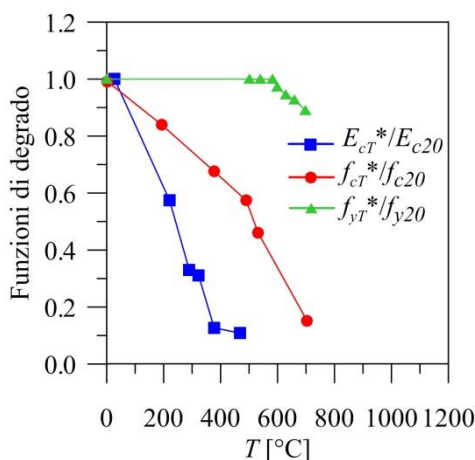


Figura 2.11 – Effetti della fase di raffreddamento sulle proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio.

2.4.3 METODI SEMPLIFICATI PER LA VERIFICA

Si tratta di metodi che consentono la verifica di singole membrature soggette a flessione, pressoflessione, taglio, torsione nonché la verifica degli ancoraggi delle barre di armatura e la determinazione del campo di temperature per elementi aventi sezione di qualunque forma e sottoposti ad incendio standard e, in alcuni casi, anche ad incendio parametrico. L'EC2 (2004) definisce due metodi per gli elementi in calcestruzzo armato: il metodo dell'isoterma 500°C ed il metodo a zone.

L'applicabilità dei metodi è legata alla definizione della mappatura termica dell'elemento da analizzare, ossia la distribuzione delle temperature all'interno dell'elemento stesso dopo un tempo prefissato di esposizione al fuoco sulla superficie esterna. L'ipotesi basilare è di considerare la trasmissione di calore solo nel piano che contiene la sezione trascurando gli scambi di calore che avvengono lungo l'asse dell'elemento. Le mappature termiche sono determinate tramite l'integrazione dell'equazione di Fourier applicando il metodo delle differenze o degli elementi finiti.

Il metodo dell'isoterma 500°C, descritto al § 3.3.2, è un metodo semplificato per l'analisi della sezione trasversale di elementi in calcestruzzo armato soggetti a tensioni normali e può essere applicato per incendi rappresentati sia dalla curva nominale standard che dalla curva naturale (incendio parametrico). L'ipotesi di base del metodo consiste nel trascurare il contributo offerto, in termini di resistenza, dalla porzione di calcestruzzo che esibisce temperature maggiori o uguali a 500°C (Ponticelli e Caciolai, 2013). Il metodo a zone, sebbene più laborioso in confronto al metodo dell'isoterma 500°C, fornisce una soluzione più accurata, soprattutto per le colonne. È applicabile solo per incendi modellati attraverso la curva tempo-temperatura standard. La sezione trasversale dell'elemento viene suddivisa in un numero (≥ 3) di zone parallele (rettangolari) di uguale spessore e per ciascuna di esse si valuta la temperatura media, la corrispondente resistenza e rigidità. La sezione trasversale danneggiata dal fuoco è rappresentata dalla sezione ridotta ottenuta ignorando una zona danneggiata, il cui spessore può essere valutato in funzione dello spessore dell'elemento, del numero di zone in cui l'elemento è stato suddiviso e del coefficiente di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo.

2.4.4 SPALLING DEL CALCESTRUZZO

Gli elementi strutturali in calcestruzzo a resistenza normale (Normal-Strength-Concrete, NSC) esibiscono un buon comportamento in caso di incendio (Kodur, 2005). Tuttavia, i risultati degli studi condotti da Phan (1996), Diederichs et al. (1995) e Kodur e Sultan (1998) hanno dimostrato che, in caso di incendio, esistono delle differenze ben definite tra le proprietà dei calcestruzzi ad alta resistenza (High-Strength-Concrete, HSC) e dei calcestruzzi a resistenza normale; inoltre, quando i calcestruzzi ad alta resistenza sono esposti a riscaldamento rapido è molto probabile che si verifichi il fenomeno dello spalling esplosivo. Il fenomeno dello spalling del calcestruzzo consiste nell'espulsione di parti di materiale sotto forma di strati o blocchi a causa del brusco incremento di temperatura. Tale espulsione comporta un'improvvisa riduzione della sezione resistente di calcestruzzo nonché una riduzione (o addirittura un annullamento) del copriferro delle

armature, che di conseguenza sono direttamente esposte a fenomeni di degrado di natura corrosiva (Ponticelli e Caciolai, 2013).

In teoria, lo spalling è causato dall'aumento della pressione dell'acqua presente nei pori ed il calcestruzzo HSC è più suscettibile a tale fenomeno a causa della sua bassa permeabilità. Il fenomeno è stato osservato anche a livello sperimentale tramite prove di laboratorio ed, inoltre, in incendi reali (Kodur, 2000; Hertz, 2003). Studi sperimentali condotti da Aldea et al. (1997), Benmarce e Guenfoud (2005) e Kodur (2005) su travi e pilastri (Figura 2.12a,b) in calcestruzzo armato, sia in calcestruzzo HSC che NSC, hanno evidenziato che il fenomeno dello spalling può essere trascurato, in quanto poco significativo, per gli elementi in calcestruzzo a resistenza normale (Kodur e Dwaikat, 2008). Inoltre, per calcestruzzi HSC, con resistenza superiore a 70 MPa, lo spalling può indurre una considerevole riduzione della resistenza al fuoco.

Infine, l'EC2 (2004) suggerisce di non ricorrere a particolari misure di contrasto dello spalling a condizione di impiegare calcestruzzo normale con contenuto di umidità non superiore al 3% in peso.



(a) Trave in c.a..

(b) Pilastro in c.a..

Figura 2.12 – Fenomeno dello spalling esplosivo del calcestruzzo.

2.5 ISOLATORI ELASTOMERICI

Il comportamento che gli isolatori elastomerici esibiscono durante e a seguito di un incendio è una tematica ancora oggi poco indagata e le informazioni disponibili in letteratura, relativamente a tale area, sono davvero molto scarse. Studi recenti hanno concentrato l'attenzione sugli effetti del calore sul comportamento degli isolatori con nucleo di piombo (Kalpakidis e Constantinou, 2009a; 2009b). Wu et al. (2011) hanno condotto uno studio sperimentale sulla resistenza al fuoco degli isolatori elastomerici osservando l'effetto della durata dell'esposizione al fuoco sulle proprietà meccaniche residue dei dispositivi.

Gli isolatori elastomerici (trattati al § 1.4.1) hanno una resistenza al fuoco limitata poiché i materiali in gomma naturale vulcanizzata, utilizzati per realizzare tali dispositivi, sono suscettibili a subire un degrado accelerato delle loro proprietà meccaniche e di legame se esposti ad alte temperature, soprattutto a causa della loro stabilità termica molto bassa, particolarmente in ambienti ossidativi (Amerongen, 1955).

Le scarse informazioni disponibili in letteratura in materia di resistenza al fuoco degli isolatori elastomerici indicano che sebbene gli isolatori elastomerici non protetti abbiano una certa resistenza al fuoco a causa della bassa conduttività termica della gomma (Dashora, 1994) e nonostante lo strato superficiale di gomma, che garantisce la protezione delle piastre metalliche interne dalla corrosione, impedisca che la parte più interna degli isolatori si surriscaldi rapidamente durante un incendio, gli isolatori elastomerici possono perdere, eventualmente, la loro capacità di sostegno dei carichi verticali o mostrare un degrado significativo delle proprietà meccaniche conseguente al deterioramento della gomma (Wu et al., 2011).

La risposta al fuoco degli isolatori elastomerici è condizionata fortemente dalle caratteristiche termiche della gomma, ma anche da quelle degli altri materiali (acciaio e piombo). Le proprietà termiche della gomma (conducibilità termica: $0.16 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$, calore specifico: $1700 \text{ J/(kg}\cdot\text{K)}$, densità: 1300 kg/m^3 e diffusività termica: $7.24\cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$) possono essere assunte costanti, per maggiore cautela, come riportato in letteratura (Kalpakidis e Constantinou, 2009a; 2009b; Wu et al., 2011) poiché la conduttività termica della gomma tende a decrescere lentamente alle alte temperature (al di sopra della temperatura di transizione vetrosa) (Dashora, 1994). Le proprietà termiche dell'acciaio (materiale di cui sono fatte le piastre metalliche interne ed esterne) e del piombo (materiale di cui è fatto il nucleo degli isolatori LRB, § 1.4.1.3) possono essere assunte anch'esse costanti ed in particolare si può far riferimento ai valori di progetto forniti dalla norma UNI EN-ISO 10456 (2008). Le proprietà termiche dell'acciaio sono state già riportate al § 2.4.1, mentre quelle del piombo vengono riportate di seguito: 11300 kg/m^3 , $35 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$, $130 \text{ J/(kg}\cdot\text{K)}$ e $2.38\cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$, rispettivamente, per densità, conducibilità termica, calore specifico e diffusività termica.

2.6 ASPETTI NORMATIVI

La storia italiana della normazione in materia di resistenza al fuoco si può ritenere iniziata nel 1961 con l'emanazione della Circolare n. 91 (1961). Il completamento del percorso normativo che ha posto l'azione incendio tra le azioni che agiscono (seppur accidentalmente) è avvenuto nel 2005 con la pubblicazione delle NTC05 (2005). Tale documento è stato aggiornato dalle NTC08 (2008), che non hanno apportato sostanziali modifiche alla parte relativa all'azione incendio. Nelle NTC08 (2008) l'azione incendio viene posta tra le azioni che agiscono in via eccezionale, e non più accidentalmente, sulle costruzioni. Ulteriori sviluppi in tema di resistenza al fuoco si sono avuti grazie alla pubblicazione del D.M. 16-02-2007 e del D.M. 09-03-2007, i quali sostituiscono la Circolare n. 91 (1961). La pubblicazione dei citati decreti del 2007 sulla resistenza al fuoco rappresenta una svolta importante nel panorama normativo nazionale. Il D.M. 09-03-2007 stabilisce un nuovo modo di determinare l'azione dell'incendio sulle strutture. Contemporaneamente al D.M. 09-03-2007 è entrato in vigore il D.M. 16-02-2007, il quale è relativo alla classificazione ed alla modalità di determinazione dei prodotti da costruzione in materia di resistenza al fuoco.

2.6.1 CARICO D'INCENDIO

Le NTC08 (2008) definiscono il carico d'incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$) come il potenziale termico netto, riferito all'unità di superficie del compartimento, che può essere prodotto nel corso della combustione completa di tutti i materiali combustibili contenuti in un compartimento. Il calcolo del carico d'incendio specifico di progetto può essere effettuato mediante la relazione (2.55) fornita dalle NTC08 (2008).

$$q_{f,d} = q_f \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \text{ [MJ/m}^2\text{]} \quad (2.55)$$

Dove q_f rappresenta il valore nominale del carico d'incendio specifico definito dalla relazione (2.56) fornita dal D.M. 09-03-2007, δ_{q1} (≥ 1.00) è il fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione alla superficie del compartimento (Tabella 2.1), δ_{q2} (≥ 0.80) è il fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento (Tabella 2.2) e, infine, δ_n (relazione (2.57), Tabella 2.3) è il fattore che tiene conto delle differenti misure di protezione dall'incendio (sistemi automatici di estinzione, rivelatori, rete idranti, squadre antincendio, ecc.).

$$q_f = \frac{\sum_{i=1}^n g_i \cdot H_i \cdot m_i \cdot \psi_i}{A} \text{ [MJ/m}^2\text{]} \quad (2.56)$$

$$\delta_n = \prod_{i=1}^9 \delta_{ni} \geq 0.20 \quad (2.57)$$

Dove g_i è la massa dell' i -esimo materiale combustibile (espressa in kg), H_i è il potere calorifico inferiore dell' i -esimo materiale combustibile (espresso in MJ/kg), che può essere determinato per via sperimentale in accordo con la norma UNI EN-ISO 1716 (2010) oppure essere mutuato dalla letteratura tecnica, m_i è il fattore di partecipazione alla combustione dell' i -esimo materiale combustibile (pari a 0.80 per il legno e altri materiali di natura cellulosa e 1.00 per tutti gli altri materiali combustibili), ψ_i rappresenta il fattore di limitazione della partecipazione alla combustione dell' i -esimo materiale combustibile (pari a 0.00 per i materiali contenuti in contenitori appositamente progettati per resistere al fuoco, 0.85 per i materiali contenuti in contenitori non combustibili e non appositamente progettati per resistere al fuoco e 1.00 in tutti gli altri casi) ed infine A è la superficie in pianta lorda del compartimento (espressa in m^2).

Qualora, in alternativa all'espressione (2.56), si pervenga alla determinazione del carico nominale di incendio specifico q_f attraverso una valutazione statistica del carico d'incendio per la specifica attività si deve far riferimento a valori con probabilità di superamento inferiore al 20%. Lo spazio di riferimento generalmente coincide con il compartimento antincendio considerato e il carico d'incendio specifico è quindi riferito alla superficie in pianta lorda del compartimento stesso, nell'ipotesi di una distribuzione sufficientemente uniforme del carico d'incendio. In caso contrario, il valore nominale q_f del carico d'incendio specifico è calcolato anche con riferimento all'effettiva distribuzione dello stesso.

Tabella 2.1 – Fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione alla superficie del compartimento (D.M. 09-03-2007).

Superficie in pianta lorda del compartimento [m ²]	δ_{q1}	Superficie in pianta lorda del compartimento [m ²]	δ_{q1}
A<500	1.00	2500≤A<5000	1.60
500≤A<1000	1.20	5000≤A<10000	1.80
1000≤A<2500	1.40	A≥10000	2.00

Tabella 2.2 – Fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento(D.M. 09-03-2007).

Classi di rischio	Descrizione	δ_{q2}
I	Aree che presentano un basso rischio di incendio in termini di probabilità d'innescio, velocità di propagazione delle fiamme e possibilità di controllo dell'incendio da parte delle squadre di emergenza.	0.80
II	Aree che presentano un moderato rischio di incendio in termini di probabilità d'innescio, velocità di propagazione di un incendio e possibilità di controllo dell'incendio stesso da parte delle squadre di emergenza.	1.00
III	Aree che presentano un alto rischio di incendio in termini di probabilità d'innescio, velocità di propagazione delle fiamme e possibilità di controllo dell'incendio da parte delle squadre di emergenza.	1.20

Tabella 2.3 – Fattore che tiene conto delle differenti misure di protezione dall'incendio (D.M. 09-03-2007).

Sistemi automatici di estinzione	ad acqua	$\delta_{n1}=0.60$
	altro	$\delta_{n2}=0.80$
Sistemi di evacuazione automatica di fumo e calore		$\delta_{n3}=0.90$
Sistemi automatici di rivelazione, segnalazione e allarme di incendio		$\delta_{n4}=0.85$
Squadra aziendale dedicata alla lotta antincendio		$\delta_{n5}=0.90$
Rete idrica antincendio	interna	$\delta_{n6}=0.90$
	interna e esterna	$\delta_{n7}=0.80$
Percorsi protetti di accesso		$\delta_{n8}=0.90$
Accessibilità ai mezzi di soccorso VVF		$\delta_{n9}=0.90$

2.6.2 RICHIESTE DI PRESTAZIONE

Le prestazioni richieste alle strutture di una costruzione, in funzione degli obiettivi di sicurezza, sono individuate, come di seguito, in termini di livello (NTC08, 2008):

- Livello I - Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze della perdita dei requisiti stessi siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile.
- Livello II - Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo sufficiente all'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione.
- Livello III - Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza.
- Livello IV - Requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento della costruzione.
- Livello V - Requisiti di resistenza al fuoco tali da garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità della costruzione stessa.

I livelli di prestazione comportano l'adozione di differenti classi di resistenza al fuoco. Le classi di resistenza al fuoco sono le seguenti: 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240, 360. Esse sono di volta in volta precedute dai simboli indicanti i requisiti che devono essere garantiti, per l'intervallo di tempo descritto, dagli elementi costruttivi portanti e/o separanti che compongono la costruzione. Tali requisiti, individuati sulla base di una valutazione del rischio d'incendio, sono rappresentati con i simboli elencati nelle decisioni della Commissione dell'Unione Europea 2000/367/CE del 3 maggio 2000 e 2003/629/CE del 27 agosto 2003.

Il livello I non è ammesso per le costruzioni che ricadono nel campo di applicazione del D.M. 09-03-2007. Il livello di prestazione II può ritenersi adeguato per costruzioni fino a due piani fuori terra ed un piano interrato, isolate (eventualmente adiacenti ad altre purché strutturalmente e funzionalmente separate) destinate ad un'unica attività non aperta al pubblico e ai relativi impianti tecnologici di servizio e depositi, ove si verificano tutte le seguenti ulteriori condizioni:

- le dimensioni della costruzione siano tali da garantire l'esodo in sicurezza degli occupanti;
- gli eventuali crolli totali o parziali della costruzione non arrechino danni ad altre costruzioni;
- gli eventuali crolli totali o parziali della costruzione non compromettano l'efficacia degli elementi di compartimentazione e di impianti di protezione attiva che proteggono altre costruzioni;
- il massimo affollamento complessivo della costruzione non superi 100 persone e la densità di affollamento media non sia superiore a 0.2 persone/m²;
- la costruzione non sia adibita ad attività che prevedono posti letto;
- la costruzione non sia adibita ad attività specificamente destinate a malati, anziani, bambini o a persone con ridotte o impedito capacità motorie, sensoriali o cognitive.

Le classi di resistenza al fuoco necessarie per garantire il livello di prestazione II sono le seguenti, indipendentemente dal valore assunto dal carico d'incendio specifico di progetto: R30 per costruzioni ad un piano fuori terra (senza interrati) e R60 per costruzioni fino a due piani fuori terra e un piano interrato. Sono consentite classi inferiori a quelle precedentemente indicate se compatibili con il livello di prestazione III.

Il livello di prestazione III può ritenersi adeguato per tutte le costruzioni rientranti nel campo di applicazione del D.M. 09-03-2007 fatte salve quelle per le quali sono richiesti i livelli IV e V. Le classi di resistenza al fuoco necessarie per garantire il livello III sono indicate nella Tabella 2.4 in funzione del carico d'incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$), definito al § 2.6.1.

I livelli IV o V possono essere oggetto di specifiche richieste del committente o essere previsti dai capitolati tecnici di progetto. I livelli di prestazione IV e V possono altresì essere richiesti dall'autorità competente per costruzioni destinate ad attività di particolare importanza.

Tabella 2.4 – Classi di resistenza al fuoco per il livello di prestazione III (NTC08, 2008).

Carico d'incendio specifico di progetto $q_{f,d}$	Classe
Non superiore a 100 MJ/m ²	R0
Non superiore a 200 MJ/m ²	R15
Non superiore a 300 MJ/m ²	R20
Non superiore a 450 MJ/m ²	R30
Non superiore a 600 MJ/m ²	R45
Non superiore a 900 MJ/m ²	R60
Non superiore a 1200 MJ/m ²	R90
Non superiore a 1800 MJ/m ²	R120
Non superiore a 2400 MJ/m ²	R180
Superiore a 2400 MJ/m ²	R240

CAPITOLO 3

MODELLAZIONE NON LINEARE DELLA RISPOSTA STRUTTURALE ALL'AZIONE DEL FUOCO

3.1 PREMESSA

Il terzo capitolo è incentrato sugli aspetti principali della modellazione non lineare della risposta strutturale all'azione del fuoco degli elementi strutturali esposti all'incendio. Nello specifico, il capitolo è stato strutturato in due parti; la prima è relativa alla modellazione non lineare degli isolatori elastomerici, mentre nella seconda parte è stata trattata la modellazione non lineare degli elementi in calcestruzzo armato.

Gli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB) presentano un comportamento fortemente anisotropo dovuto alla presenza di materiali con differenti caratteristiche meccaniche e termiche. La loro risposta strutturale all'azione del fuoco è stata studiata attraverso una modellazione semplificata (bidimensionale) ed una modellazione avanzata (tridimensionale). In via semplificata, gli effetti della classe di resistenza al fuoco e del grado di ventilazione sono stati studiati attraverso l'applicazione di una formulazione teorica, rappresentata dalla formulazione del problema di conduzione del calore in un cilindro circolare infinito, e mediante la modellazione numerica effettuata con l'ausilio del software agli elementi finiti ABAQUS (2014). L'effettivo comportamento anisotropo dei dispositivi è stato studiato attraverso la modellazione tridimensionale, condotta per mezzo del suddetto software, studiando gli effetti della classe di resistenza al fuoco e della fase di raffreddamento.

Inoltre, sono stati elaborati degli approcci semplificati per l'analisi, durante l'incendio e a fine incendio, degli isolatori elastomerici danneggiati dall'azione del fuoco.

Per gli elementi della sovrastruttura in calcestruzzo armato, invece, è stata considerata l'ipotesi di poter assumere la distribuzione di temperatura interna uguale in tutte le sezioni trasversali; di conseguenza, il problema di determinare il campo termico è stato studiato in campo bidimensionale, traendo evidenti vantaggi in termini di rapidità di calcolo, per mezzo dei software PRO_VLIM (2013) e ABAQUS (2014).

Nella modellazione non lineare delle sezioni in c.a. si è tenuto conto di diversi aspetti; il principale tra questi, che governa il tipo di esposizione all'incendio, è rappresentato dalla posizione in pianta e in elevazione dell'elemento strutturale in c.a.. Ad esempio, un elemento di bordo risulta esposto su un solo lato, mentre un elemento interno risulta esposto su tutto il bordo (o su gran parte di esso); inoltre, la sezione trasversale di un elemento dell'ultimo livello di una struttura ha delle dimensioni minori in confronto a quella di un elemento del primo livello della stessa. Tuttavia, ci si aspetta di osservare un comportamento differente sia in termini di degrado che di propagazione del calore. Ulteriori aspetti di cui si è tenuto conto sono rappresentati dagli effetti della classe di resistenza al fuoco, del grado di ventilazione e della fase di raffreddamento.

Infine, sono stati definiti i metodi semplificati, disponibili in letteratura, ed avanzati, proposti, per l'analisi delle sezioni in c.a. danneggiate dall'azione del fuoco.

3.2 ISOLATORI ELASTOMERICI AD ALTO SMORZAMENTO E CON NUCLEO DI PIOMBO

La scelta della soluzione costruttiva, in relazione alla posizione in elevazione degli isolatori elastomerici, determina per gli isolatori elastomerici la possibilità di esposizione o protezione dall'azione del fuoco. Nella soluzione costruttiva corrispondente all'isolamento alla base (Figura 1.21b), in cui gli isolatori elastomerici vengono interposti tra le travi di fondazione (grigliato di travi inferiore) e le travi a livello del solaio di base (grigliato di travi superiore), gli isolatori elastomerici, nel caso di incendio, risultano completamente protetti dall'azione del fuoco; la protezione dal fuoco, praticamente, è garantita dal raddoppio della fondazione che impedisce il passaggio delle fiamme dal primo livello al sistema d'isolamento alla base. Se la soluzione costruttiva adottata corrisponde all'isolamento in sommità dei pilastri del piano interrato (Figura 1.21a), gli isolatori elastomerici, nel caso di incendio localizzato al piano interrato, sono esposti direttamente all'azione del fuoco sull'intera superficie laterale. Tuttavia, essa deve risultare libera di deformarsi lateralmente in modo che sia esplicata la funzione di isolare la sovrastruttura dal movimento orizzontale prodotto da un terremoto.

Infine, anche nelle soluzioni costruttive di Figura 1.21c (isolatori installati in testa ai pilastri del primo livello) e di Figura 1.21d (isolatori collocati a metà altezza dei pilastri del primo livello), gli isolatori elastomerici, nel caso specifico di incendio localizzato al primo livello, sono esposti al fuoco sull'intera superficie laterale.

La risposta strutturale all'azione del fuoco degli isolatori elastomerici è condizionata dalla scarsa stabilità termica dei materiali in gomma naturale vulcanizzata e dall'elevata conduttività termica dell'acciaio (piastre metalliche) e del piombo (inserto dei dispositivi LRB). La bassa diffusività termica esibita dalla gomma fa sì che gli isolatori elastomerici, anche se non protetti, siano caratterizzati da una certa resistenza al fuoco, che risulta comunque limitata in quanto i materiali in gomma naturale vulcanizzata sono soggetti a un degrado meccanico accelerato, se esposti ad alte temperature. Inoltre, lo strato superficiale di gomma, che garantisce la protezione dei lamierini dalla corrosione, impedisce che la parte più interna degli isolatori si surriscaldi rapidamente durante un incendio. Tuttavia, la conduzione del calore in un isolatore elastomerico avviene principalmente attraverso i lamierini di acciaio (negli isolatori elastomerici, HDRB), attraverso i lamierini di acciaio ed il nucleo di piombo (negli isolatori elastomerici con nucleo di piombo, LRB), e in misura minore attraverso gli strati di gomma.

3.2.1 MODELLAZIONE BIDIMENSIONALE

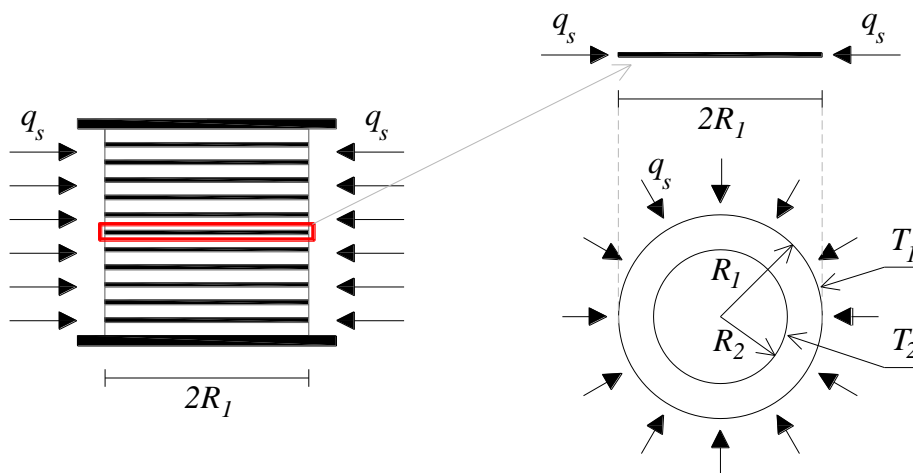
La risposta strutturale all'azione del fuoco degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) è stata studiata in campo bidimensionale, considerando, per semplicità, un singolo strato del dispositivo. In particolare, il fenomeno della diffusione del calore è stato studiato considerando una piastra metallica interna, attraverso la quale avviene principalmente la conduzione del calore in un isolatore elastomerico HDRB. La modellazione non lineare in campo bidimensionale è stata basata su un approccio semplificato rappresentato da una formulazione teorica, che viene descritta al § 3.2.1.1.

Inoltre, il problema è stato studiato anche attraverso la modellazione numerica, condotta per mezzo del software agli elementi finiti ABAQUS (2014).

3.2.1.1 FORMULAZIONE TEORICA

Il problema di predire il campo termico interno degli isolatori elastomerici HDRB è stato formulato come un problema di conduzione del calore in un cilindro cavo caratterizzato da base circolare e lunghezza infinita (Carslaw e Jaeger, 1959). Un flusso di calore costante viene considerato agente, in direzione radiale, sulla superficie laterale del cilindro, considerando la propagazione del calore orientata dal bordo verso la parte interna del cilindro. In realtà, la formulazione proposta da Carslaw e Jaeger (1959) è valida per un cilindro di materiale omogeneo, per cui non può essere applicata per l'isolatore HDRB, essendo esso caratterizzato dalla presenza di materiali differenti. Tuttavia, in un isolatore elastomerico HDRB la conduzione del calore avviene principalmente attraverso i lamierini d'acciaio, pertanto, la formulazione teorica può essere applicata per una delle piastre metalliche interne, assunta, quindi, come schema di riferimento per lo studio della propagazione del calore in un HDRB.

La schematizzazione del problema viene illustrata in Figura 3.1, dove viene mostrata la sezione longitudinale di un isolatore HDRB soggetto ad un flusso di calore costante (q_s) agente sull'intera superficie laterale (Figura 3.1a) e la sezione trasversale di uno dei lamierini in acciaio del dispositivo (Figura 3.1b).



(a) Isolatore elastomerico HDRB soggetto ad un flusso di calore costante.

(b) Schema di riferimento: piastra metallica interna.

Figura 3.1 – Modellazione bidimensionale degli isolatori elastomerici HDRB: formulazione teorica.

Dove R_1 e R_2 rappresentano, rispettivamente, il raggio esterno e il raggio interno della sezione trasversale del lamierino d'acciaio. La temperatura sul bordo è indicata con T_1 , mentre T_2 rappresenta la temperatura interna.

Una soluzione al problema è stata proposta da Carslaw e Jaeger (1959) in termini di integrale infinito delle funzioni di Bessel. Inoltre, gli autori hanno fornito la soluzione esatta che definisce la temperatura adimensionalizzata (T^+ , espressione (3.1)) in funzione del tempo adimensionalizzato (t^+ , espressione (3.2)). La soluzione esatta (espressione

(3.1)) può essere espansa nella forma riportata nell'espressione (3.3). Una semplice approssimazione della temperatura adimensionalizzata T^+ è rappresentata dall'espressione (3.4), fornita da Kalpakidis e Constantinou (2009a). In Figura 3.2 viene mostrato il confronto tra la soluzione esatta, espressione (3.3) (Carslaw e Jaeger, 1959) e la forma approssimata, espressione (3.4) (Kalpakidis e Constantinou, 2009a).

$$T^+ = \frac{\lambda_a \cdot T_1}{q_s \cdot R_1} \quad (3.1)$$

$$t^+ = \frac{\alpha_a \cdot t}{R_1^2} \quad (3.2)$$

$$T^+ \approx 2 \cdot \sqrt{t^+} \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{\pi}} - \frac{\sqrt{t^+}}{4} \right) \quad (3.3)$$

$$T^+ = 0.785 \cdot (t^+)^{1/3} \quad (3.4)$$

Dove λ_a e α_a rappresentano, rispettivamente, la conducibilità termica e la diffusività termica dell'acciaio.

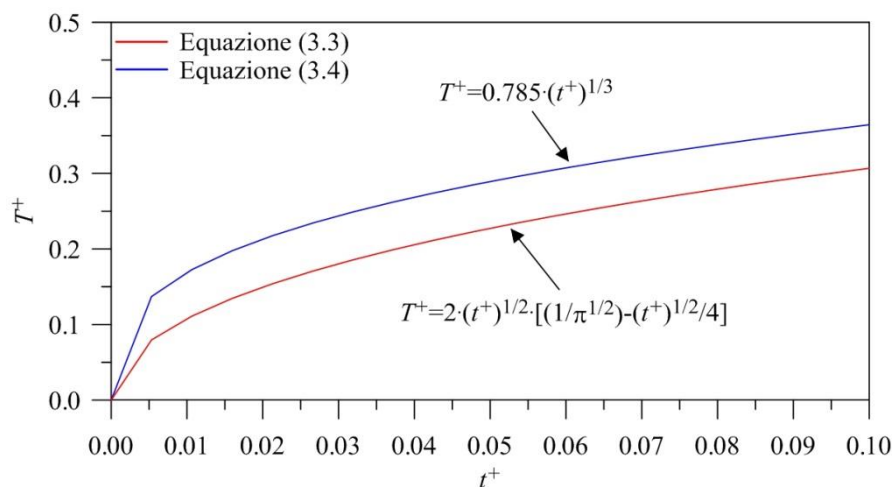


Figura 3.2 – Confronto tra le soluzioni esatta (equazione (3.3)) ed approssimata (espressione (3.4)) per la temperatura adimensionalizzata di un cilindro cavo infinito riscaldato.

Dal grafico riportato sopra è possibile notare che la soluzione approssimata (espressione (3.4)) presenta lo stesso andamento della soluzione esatta espansa (espressione (3.3)). Nel dettaglio, l'errore percentuale ottenuto considerando la forma approssimata è dell'ordine del 42% in corrispondenza di un tempo adimensionalizzato pari a $t^+=0.005$ e del 16% in corrispondenza di un tempo $t^+=0.10$. Pertanto, è possibile osservare che la soluzione approssimata si avvicina maggiormente alla soluzione esatta nel campo dei tempi adimensionalizzati maggiori.

Uguagliando la soluzione esatta (espressione (3.1)) e la forma approssimata (espressione (3.4)) è possibile ottenere il flusso di calore per unità di superficie (q_s , relazione (3.5)). La relazione (3.6) esprime il flusso radiale di calore (Q_s) che viene trasmesso dal bordo verso la parte interna del lamierino, ottenuto moltiplicando il flusso q_s per la superficie laterale del lamierino d'acciaio.

$$q_s = \frac{\lambda_a \cdot T_1}{0.785 \cdot R_1 \cdot (t^+)^{1/3}} \quad (3.5)$$

$$Q_s = 2 \cdot \pi \cdot R_1 \cdot t_{si} \cdot q_s \quad (3.6)$$

Avendo indicato con t_{si} lo spessore del lamierino d'acciaio.

Nell'ipotesi di regime stazionario sia per la temperatura che per il flusso di calore, Carslaw e Jaeger (1959) forniscono la relazione (3.7), che esprime il flusso radiale di calore (Q_s^*) in un cilindro cavo avente base circolare e lunghezza infinita.

$$Q_s^* = 2 \cdot \pi \cdot \lambda_a \cdot t_{si} \cdot \frac{(T_1 - T_2)}{\ln(R_1/R_2)} \quad (3.7)$$

Con la finalità di valutare il campo termico interno dei dispositivi HDRB, la relazione (3.7) è stata applicata per un lamierino d'acciaio. Pertanto, λ_a e t_{si} rappresentano, rispettivamente, la conducibilità termica dell'acciaio e lo spessore del singolo lamierino; T_1 e T_2 sono, rispettivamente, le temperature al bordo del lamierino (raggio esterno, R_1) e interna allo stesso (raggio interno, R_2).

Infine, uguagliando le relazioni (3.6) e (3.7) è possibile risalire alla temperatura interna T_2 (espressione (3.8)) corrispondente al valore fissato per il raggio interno R_2 (considerando la condizione $R_2 < R_1$). D'altra parte, dall'uguaglianza tra le relazioni (3.6) e (3.7) è anche possibile risalire al raggio interno R_2 corrispondente al valore fissato per la temperatura interna T_2 (facendo riferimento alla condizione $T_2 < T_1$ derivante dall'orientazione considerata per la propagazione del calore dal bordo verso la parte interna del lamierino). Ulteriori dettagli possono essere trovati in Mazza e Alesina (2016b; 2017a)

$$T_2 = T_1 - \frac{q_s \cdot R_1}{\lambda_a} \cdot \ln(R_1/R_2) \quad (3.8)$$

3.2.1.2 MODELLAZIONE NUMERICA

Come è ben noto, la conduzione del calore negli isolatori elastomerici avviene principalmente attraverso i lamierini d'acciaio (caratterizzati da un'elevata diffusività termica) piuttosto che attraverso gli strati di materiale elastomerico (aventi, invece, una buona capacità isolante). Pertanto, la modellazione numerica del problema di conduzione del calore in campo bidimensionale, per i dispositivi ad alto smorzamento (HDRB), può essere effettuata considerando uno dei lamierini (interni) d'acciaio come schema di

riferimento. Nel dettaglio, l'ausilio considerato per l'analisi del problema è rappresentato dal software agli elementi finiti ABAQUS (2014).

La prima fase della modellazione numerica è rappresentata dalla modellazione geometrica del problema; nel dettaglio, essa consiste nella definizione della forma della sezione del lamierino (in genere gli isolatori elastomerici sono caratterizzati da sezione circolare) e nell'assegnazione delle dimensioni alla sezione stessa. La fase successiva consiste nella modellazione del materiale, ossia la descrizione della sua risposta all'azione del fuoco attraverso la definizione delle principali proprietà termiche: conducibilità termica, massa volumica e calore specifico; in particolare, le proprietà termiche dell'acciaio sono state riportate al § 2.4.1.

Per la determinazione del campo termico all'interno delle piastre metalliche dei dispositivi HDRB, la tipologia di analisi prevista in ABAQUS (2014) è l'analisi di trasmissione del calore con risposta transitoria (heat transfer), basata sulla risoluzione dell'equazione di diffusione del calore di Fourier mediante il metodo degli elementi finiti.

Le condizioni al contorno sono rappresentate dalla definizione della temperatura iniziale della sezione (a titolo di esempio, generalmente, si considera la temperatura ambiente: $T=20^{\circ}\text{C}$) e della tipologia di esposizione all'azione del fuoco (nel caso specifico, la parte esposta è rappresentata dal bordo del lamierino d'acciaio).

La discretizzazione agli elementi finiti delle sezioni bidimensionali dei lamierini d'acciaio dei dispositivi ad alto smorzamento (HDRB), ai fini della determinazione del campo termico interno, può essere effettuata utilizzando elementi finiti (mostrati in Figura 3.3) di forma triangolare, quadrata o rettangolare, considerando un ordine geometrico lineare oppure quadratico. Gli elementi finiti di forma triangolare con ordine geometrico lineare (DC2D3) e quadratico (DC2D6) sono caratterizzati da tre nodi e sei nodi e sono mostrati, rispettivamente, in Figura 3.3a e in Figura 3.3b. Gli elementi finiti di forma quadrata (o rettangolare) di ordine geometrico lineare (DC2D4) e quadratico (DC2D8) sono caratterizzati, rispettivamente, da quattro e otto nodi e sono mostrati, rispettivamente, in Figura 3.3c e in Figura 3.3d.

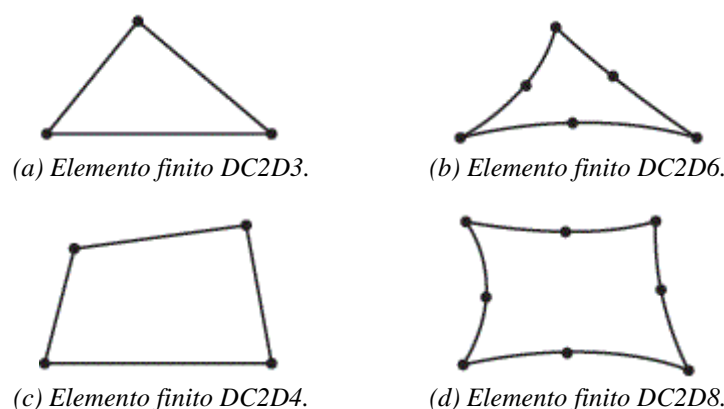
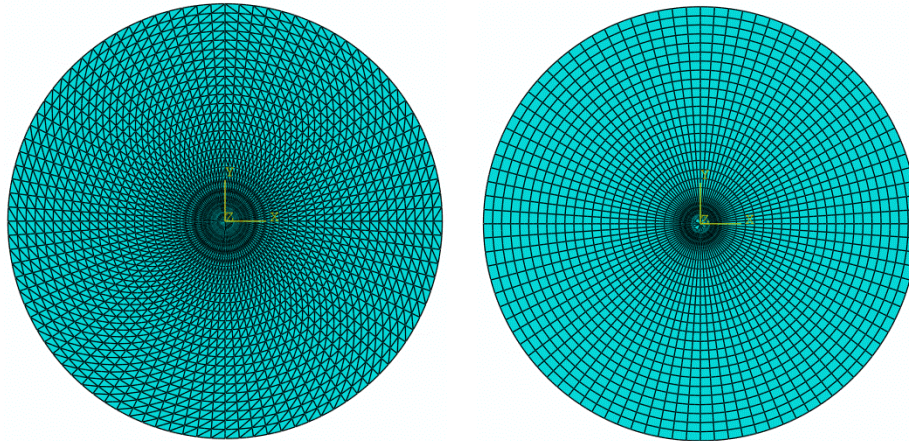


Figura 3.3 – Elementi finiti utilizzabili nell'analisi termica bidimensionale.

La modellazione delle azioni consiste nella definizione del carico termico da applicare sul bordo della sezione bidimensionale del lamierino d'acciaio. Tale carico è rappresentato dall'evoluzione temporale della temperatura durante l'incendio nel

compartimento, ossia la curva d'incendio tempo-temperatura (storia temporale della temperatura media dei gas prodotti dalla combustione all'interno dell'area del compartimento).

A titolo di esempio, in Figura 3.4 viene mostrata la discretizzazione per la sezione bidimensionale di una piastra metallica di un isolatore ad alto smorzamento (HDRB) di diametro pari a 48 cm, mettendo a confronto una mesh costituita da elementi finiti di forma triangolare (Figura 3.4a) e una mesh di elementi finiti di forma rettangolare (Figura 3.4b).



(a) Elementi finiti di forma triangolare. (b) Elementi finiti di forma rettangolare.

Figura 3.4 – Discretizzazione di una piastra metallica di un dispositivo HDRB.

Gli elementi finiti con cui sono state discretizzate le sezioni mostrate in Figura 3.4 presentano una dimensione, misurata in direzione radiale, pari a 1 cm, pertanto, il numero totale di elementi finiti è pari a 4512 e 2370, rispettivamente, per le sezioni discretizzate con elementi di forma triangolare (Figura 3.4a) e di forma rettangolare (Figura 3.4b).

3.2.1.3 EFFETTI DELLA CLASSE DI RESISTENZA AL FUOCO

Ai fini dell'indagine numerica sugli effetti della variabilità della classe di resistenza al fuoco sulla risposta strutturale all'azione del fuoco degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB), modellati in campo bidimensionale, è stato condotto uno studio parametrico. Nel dettaglio, per la definizione della classe di resistenza al fuoco, è stato considerato, come riferimento, un compartimento antincendio in c.a. (superficie in pianta pari a 180 m² ed altezza pari a 4.50 m), per il quale sono state ipotizzate due differenti soluzioni in termini di materiale combustibile; gli isolatori elastomerici, disposti in sommità dei pilastri del compartimento stesso, sono esposti all'azione del fuoco sulla superficie laterale. Con lo scopo di condurre anche uno studio sull'influenza della dimensione dei dispositivi HDRB, sono stati considerati due isolatori, caratterizzati da un diametro abbastanza grande ($D=70$ cm) e da un diametro piuttosto piccolo ($D=49$ cm). Inoltre, lo studio è stato condotto mettendo a confronto la formulazione teorica (§ 3.2.1.1) e la modellazione numerica in campo bidimensionale (§ 3.2.1.2), condotta per mezzo del software agli elementi finiti ABAQUS (2014).

Sulla base dei parametri di input definiti per il compartimento considerato e, quindi, per gli isolatori HDRB, sono state ottenute le classi di resistenza al fuoco corrispondenti ad un'esposizione all'incendio di durata pari a 15 (R15) e 30 (R30) minuti. Le curve d'incendio tempo-temperatura (EC1, 2004), che rappresentano l'evoluzione temporale della temperatura media dei gas di combustione nel compartimento considerato, relative alle classi di resistenza definite sopra, sono mostrate in Figura 3.5.

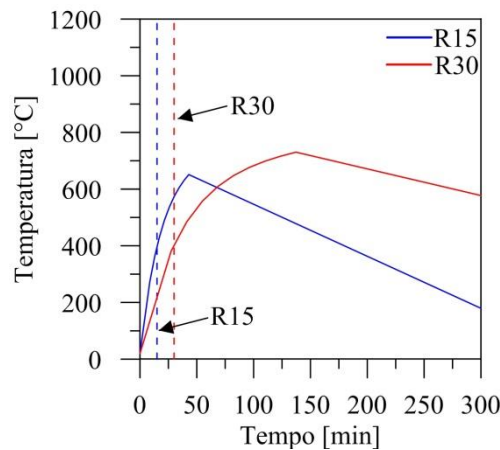


Figura 3.5 – Curve d'incendio tempo-temperatura.

I risultati dell'analisi di trasmissione del calore con risposta transitoria, condotta per mezzo del software ABAQUS (2014), sono mostrati in Figura 3.6. Le mappature termiche ottenute per la piastra metallica di diametro pari a 70 cm (diametro maggiore) sono riportate in Figura 3.6a (R15) e in Figura 3.6b (R30), mentre per la piastra di diametro pari a 49 cm (diametro minore) in Figura 3.6c (R15) e in Figura 3.6d (R30).

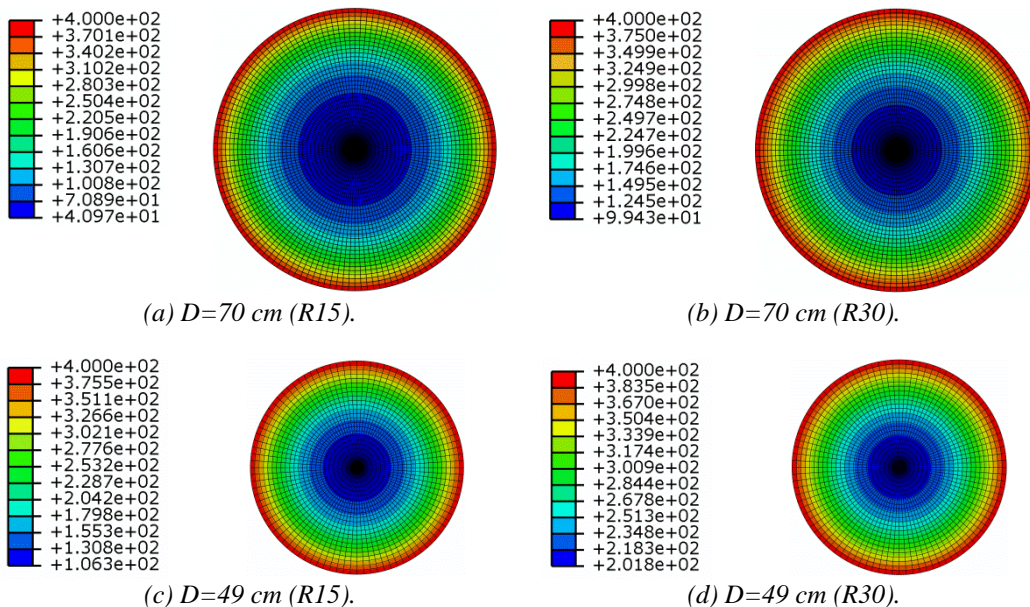


Figura 3.6 – Effetti della classe di resistenza al fuoco sul campo termico degli isolatori elastomerici (modellazione numerica in campo bidimensionale).

Per le piastre metalliche è stato utilizzato l'elemento finito DC2D8 (Figura 3.3d, § 3.2.1.2) ed, inoltre, sono state considerate le proprietà termiche riportate al § 2.4.1.

Dai risultati di Figura 3.6 è possibile osservare l'effetto della classe di resistenza al fuoco, ma anche l'influenza della dimensione dei dispositivi sul campo termico interno, conseguentemente ad un'esposizione al fuoco sul bordo. A titolo di esempio, per la piastra metallica di diametro maggiore ($D=70$ cm), esposta al fuoco per 15 minuti (R15, Figura 3.6a), viene ottenuta una temperatura minima pari a 41°C . Dopo 15 minuti aggiuntivi di incendio (R30, Figura 3.6b), la temperatura minima subisce un incremento di circa 58°C . Per la piastra metallica di diametro minore ($D=49$ cm), invece, dopo un'esposizione al fuoco per 15 minuti (R15, Figura 3.6c), si ottiene una temperatura minima pari a 106°C ; nel dettaglio, tale temperatura è superiore a quella raggiunta nella piastra di diametro maggiore, esposta allo stesso incendio, di circa 65°C . Dopo 15 minuti aggiuntivi di incendio (R30, Figura 3.6d) la temperatura minima subisce un incremento di circa 95°C ; in particolare, viene raggiunta una temperatura pari al doppio della temperatura raggiunta per la piastra di diametro maggiore, esposta allo stesso incendio.

I risultati riportati in Figura 3.6 dimostrano chiaramente che il campo termico interno dipende principalmente dal tempo di esposizione all'azione del fuoco (classe di resistenza al fuoco, R); d'altra parte, la dimensione del dispositivo (in tal caso il diametro, D) influisce notevolmente sul fenomeno di propagazione del calore all'interno della sezione, comportando differenze sostanziali nella distribuzione interna di temperatura. Nei casi analizzati, è stato possibile osservare che una riduzione percentuale del diametro pari al 30% (da $D=70$ cm a $D=49$ cm) implica il raddoppio della temperatura minima, valutata nel punto centrale della sezione trasversale delle piastre metalliche (Figura 3.6a,c per R15 e Figura 3.6b,d per R30).

Gli effetti della classe di resistenza al fuoco sulla risposta strutturale all'azione del fuoco degli isolatori elastomerici, modellati in campo bidimensionale considerando una delle piastre metalliche interne, sono stati studiati anche attraverso l'applicazione della formulazione teorica (descritta al § 3.2.1.1). In Figura 3.7 vengono mostrati i profili di temperatura valutati in direzione radiale, mettendo a confronto i risultati ottenuti applicando la formulazione teorica e la modellazione numerica (§ 3.2.1.2), condotta per mezzo del software agli elementi finiti ABAQUS (2014). Nel caso della modellazione numerica (bidimensionale), i profili termici sono stati valutati considerando il campo termico in corrispondenza dei nodi di estremità degli elementi finiti utilizzati per la discretizzazione delle piastre metalliche. I profili sono stati valutati per entrambi i dispositivi ($D=70$ cm in Figura 3.7a,b e $D=49$ cm in Figura 3.7c,d), considerando le due classi di resistenza al fuoco (R15 in Figura 3.7a,c e R30 in Figura 3.7b,d).

Dai risultati di Figura 3.7 è possibile osservare che il campo termico ottenuto applicando la formulazione teorica è sempre inferiore al campo termico ottenuto applicando la modellazione numerica in campo bidimensionale. Nel dettaglio, l'applicazione della formulazione teorica produce un rapido decremento della temperatura, la quale raggiunge il valore normale ($T=20^{\circ}\text{C}$). Tuttavia, tale comportamento può essere interpretato osservando che nell'applicazione della formulazione teorica vengono considerati una temperatura (T) ed un flusso radiale di calore (q), applicati sul bordo della piastra metallica, costanti nel tempo. In pratica, viene

considerata una condizione di stazionarietà delle variabili termodinamiche, che implica una sottostima del campo termico nella zona più interna della piastra metallica. D'altra parte, nello studio del problema attraverso l'applicazione della modellazione numerica, il campo termico viene valutato in regime transitorio per mezzo di un'analisi di trasmissione del calore in cui si tiene conto del fenomeno di propagazione del flusso di calore nel tempo (Mazza, 2017).

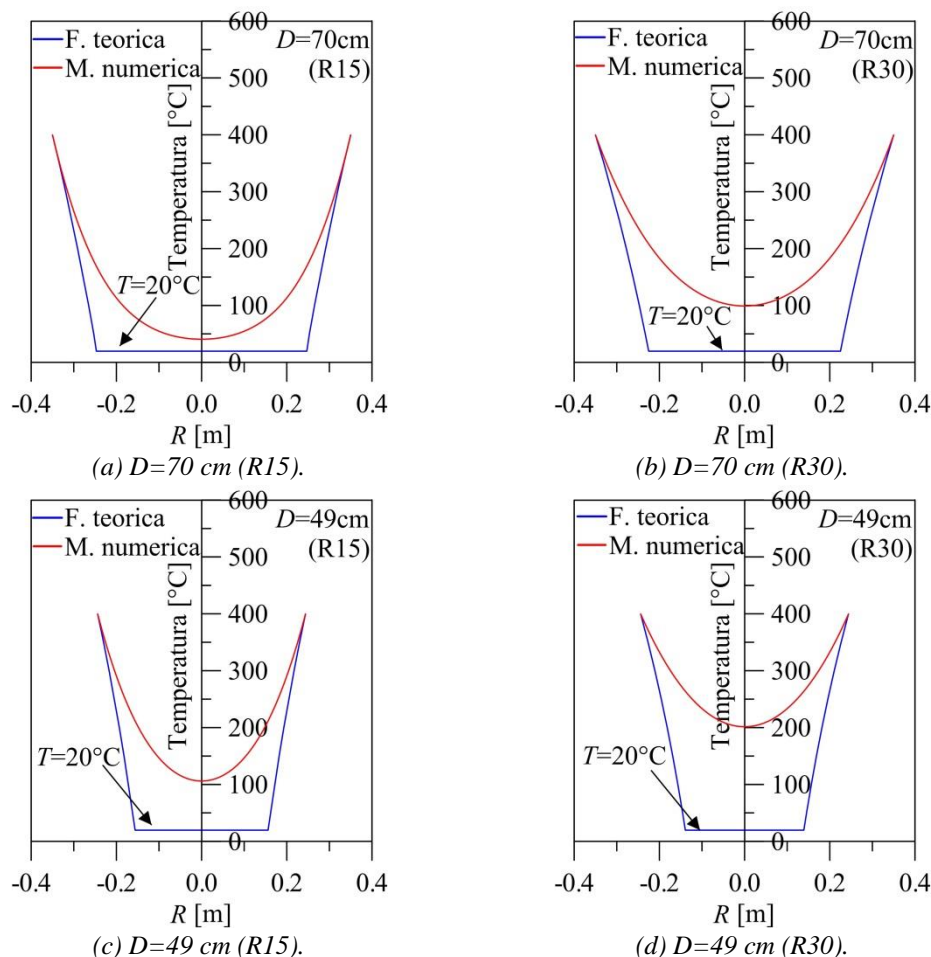


Figura 3.7 – Effetti della classe di resistenza al fuoco sui profili di temperatura (valutati in direzione radiale) degli isolatori elastomerici HDBR.

In conclusione, osservando i profili termici di Figura 3.7 è possibile notare che i risultati della formulazione teorica differiscono maggiormente da quelli ottenuti applicando la modellazione numerica agli elementi finiti all'aumentare della dimensione della piastra metallica e del tempo di esposizione incendio (classe di resistenza al fuoco).

3.2.1.4 EFFETTI DEL GRADO DI VENTILAZIONE

La modellazione dell'incendio di un compartimento dipende principalmente dalla superficie delle aperture perimetrali e, quindi, dal grado di ventilazione. Le reali condizioni di ventilazione del compartimento vengono messe in conto attraverso un parametro che prende il nome di fattore di apertura o ventilazione (§ 2.3.3.2). La

variabilità di questo parametro implica delle modifiche sostanziali nell'evoluzione temporale della temperatura media dei gas di combustione nel compartimento (curva d'incendio tempo-temperatura). In particolare, esso incide sulla durata dell'incendio (durata delle fasi di riscaldamento e raffreddamento), sul valore della massima temperatura e sull'istante di tempo in cui essa viene raggiunta.

Con lo scopo di analizzare gli effetti della variabilità del grado di ventilazione sulla risposta strutturale all'azione del fuoco degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB), è stato condotto uno studio parametrico, considerando come riferimento un compartimento in c.a. di superficie in pianta pari a 180 m^2 ed altezza pari a 4.50 m ; gli isolatori elastomerici, disposti in sommità dei pilastri del compartimento stesso, sono caratterizzati da un diametro pari a $D=70 \text{ cm}$. La variabilità del grado di ventilazione del compartimento è stata ottenuta considerando quattro soluzioni in termini di numero e dimensioni delle aperture perimetrali del compartimento (Figura 3.8).

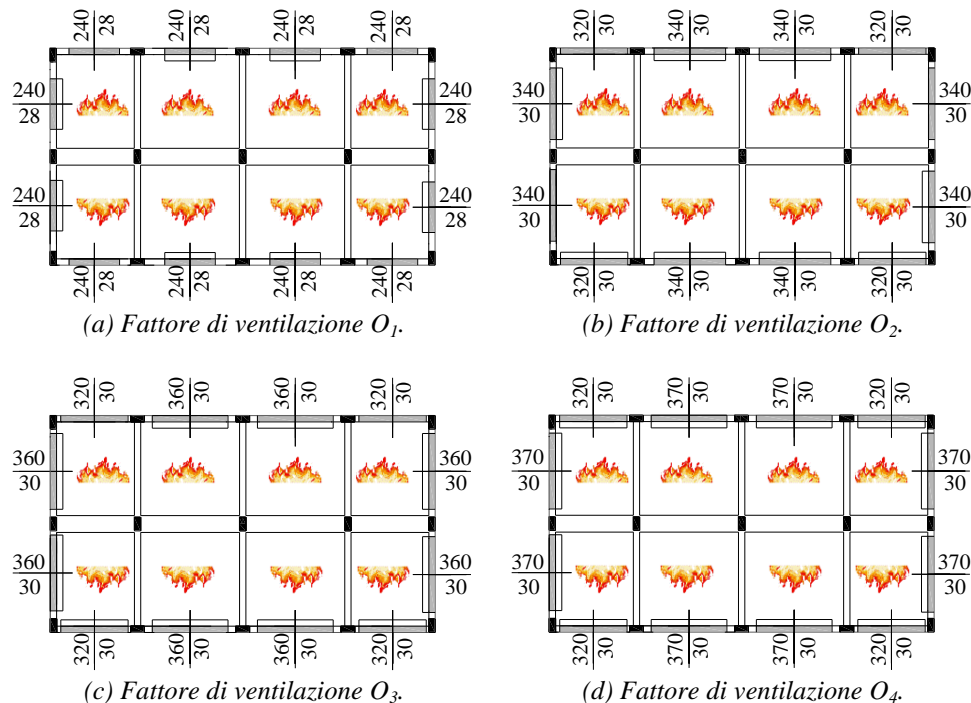


Figura 3.8 – Variabilità del grado di ventilazione del compartimento (dimensioni in cm).

Le soluzioni considerate sono relative a quattro valori del fattore di apertura: $O_1=0.005 \text{ m}^{1/2}$ (Figura 3.8a), $O_2=0.007 \text{ m}^{1/2}$ (Figura 3.8b), $O_3=0.009 \text{ m}^{1/2}$ (Figura 3.8c) e $O_4=0.011 \text{ m}^{1/2}$ (Figura 3.8d). La superficie complessiva delle aperture è pari a: 5.38 , 8.04 , 10.50 e 12.78 m^2 , rispettivamente, per i fattori O_1 , O_2 , O_3 e O_4 ; tuttavia, la superficie delle aperture perimetrali risulta molto piccola poiché il compartimento considerato è rappresentato da un piano interrato.

Le curve parametriche d'incendio confinato in compartimento (EC1, 2004), relative ai fattori di ventilazione considerati nello studio parametrico, sono illustrate in Figura 3.9; inoltre, sulla base del materiale combustibile presente nel compartimento considerato, è stato possibile valutare la classe di resistenza al fuoco corrispondente al carico d'incendio specifico di progetto stimato per il compartimento. Nel dettaglio, la classe di resistenza al

fuoco corrisponde ad un tempo di esposizione pari a 30 minuti primi (R30). Dalle curve d'incendio riportate in Figura 3.9 è possibile osservare che la durata dell'incendio aumenta notevolmente quando il grado di ventilazione del compartimento si riduce. Inoltre, è possibile notare che all'aumentare del fattore di ventilazione (O) si verifica un aumento della massima temperatura (in corrispondenza del tempo di esposizione al fuoco relativo alla classe di resistenza al fuoco R30) che può essere raggiunta sulla superficie laterale del dispositivo.

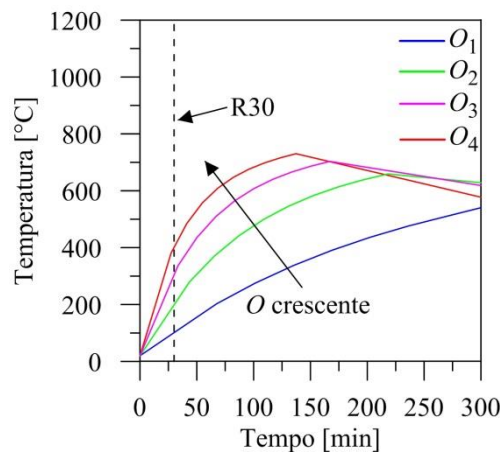


Figura 3.9 – Curve d'incendio tempo-temperatura.

Le mappature termiche della piastra metallica interna (modellata numericamente agli elementi finiti) del dispositivo HDRB, considerato nello studio parametrico condotto, sono riportati in Figura 3.10a (soluzione di Figura 3.8a), Figura 3.10b (soluzione di Figura 3.8b), Figura 3.10c (soluzione di Figura 3.8c) e Figura 3.10d (soluzione di Figura 3.8d).

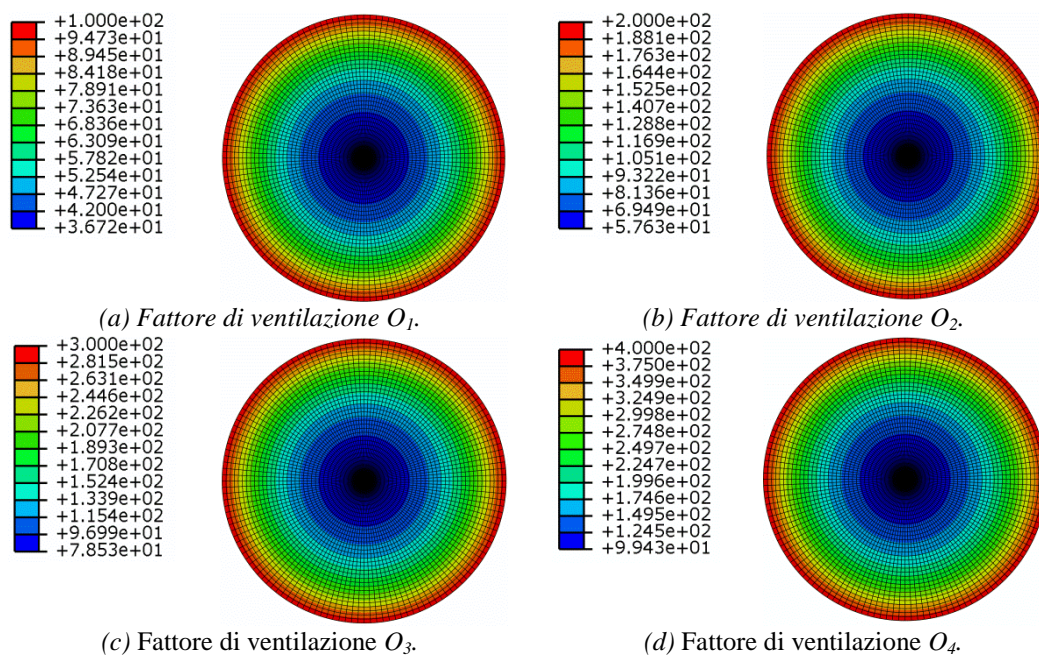


Figura 3.10 – Effetti del grado di ventilazione sul campo termico degli isolatori elastomerici (modellazione numerica in campo bidimensionale).

Dai risultati ottenuti è possibile osservare che, fissata una classe di resistenza al fuoco (tempo di esposizione all'azione del fuoco), all'aumentare del fattore di ventilazione (O) si verifica un aumento della temperatura agente sul bordo della piastra metallica. A titolo di esempio, tale temperatura vale 100°C nel caso in cui il fattore di ventilazione è pari a O_1 , mentre vale 400°C nel caso in cui il fattore di ventilazione è pari a O_4 . Con l'aumento del fattore di ventilazione si verifica, inoltre, l'aumento della temperatura nel punto centrale della piastra metallica. Nel dettaglio, tale temperatura vale 37°C , 58°C , 79°C e 99°C , rispettivamente, per i fattori di ventilazione O_1 , O_2 , O_3 e O_4 . Infine, in Figura 3.11 vengono mostrati i profili di temperatura (valutati in direzione radiale) della piastra metallica del dispositivo HDRB, mettendo a confronto la formulazione teorica (§ 3.2.1.1) e la modellazione numerica (§ 3.2.1.2). I risultati ottenuti confermano quanto detto in precedenza al § 3.2.1.3.

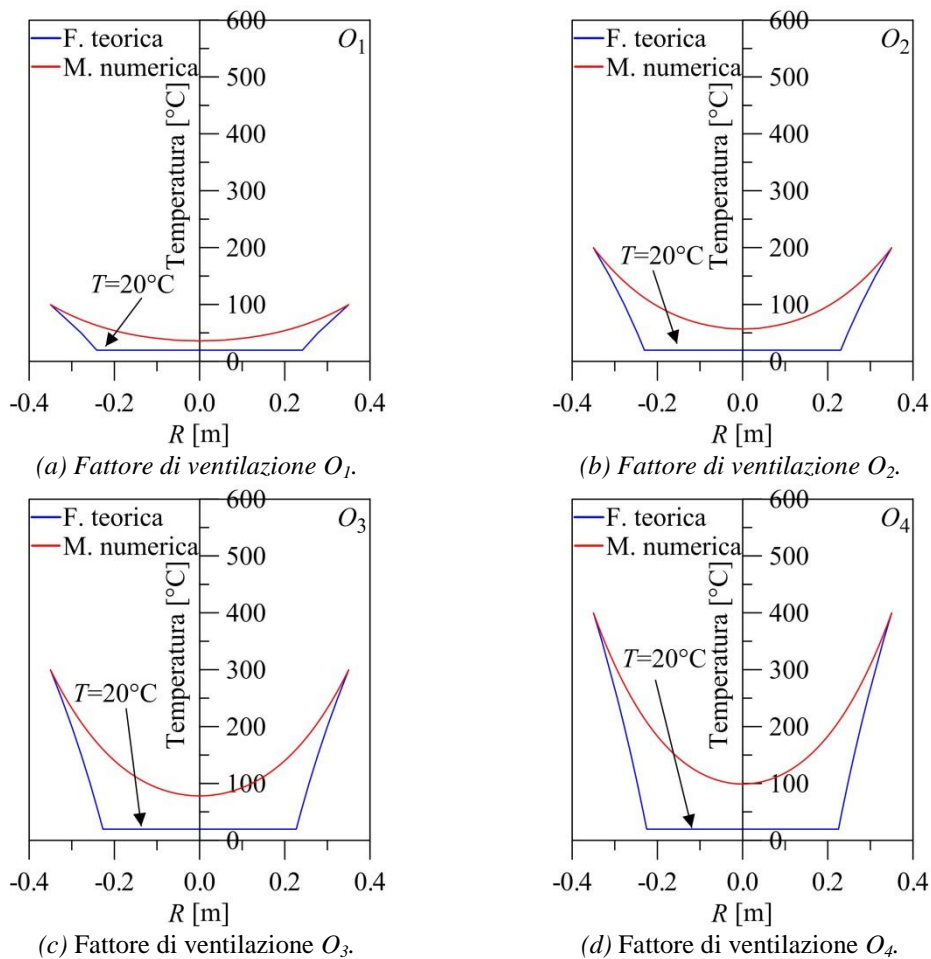


Figura 3.11 – Effetti del grado di ventilazione sui profili di temperatura (valutati in direzione radiale) degli isolatori elastomerici HDRB.

In conclusione, osservando i profili termici di Figura 3.11 è possibile notare che i risultati della formulazione teorica differiscono maggiormente da quelli ottenuti dalla modellazione numerica agli elementi finiti all'aumentare del fattore di ventilazione e della temperatura di esposizione all'azione del fuoco (Mazza, 2017).

3.2.2 MODELLAZIONE TRIDIMENSIONALE

Gli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) esibiscono un comportamento fortemente anisotropo dovuto alle notevoli differenze tra le caratteristiche meccaniche (termiche) della gomma e dell'acciaio. L'inserto in piombo presente negli isolatori elastomerici con nucleo di piombo (LRB) accentua ancora di più il carattere anisotropo del comportamento degli isolatori elastomerici. Ne consegue, pertanto, che per lo studio della risposta strutturale all'azione del fuoco degli isolatori elastomerici si necessita di una modellazione avanzata in campo tridimensionale, in cui si tenga conto di tutti i componenti dei dispositivi. In particolare, sia di quelli che conducono maggiormente il calore (piastre metalliche interne e di estremità per gli isolatori HDRB e, inoltre, il nucleo di piombo per gli isolatori LRB) sia di quelli che esercitano una funzione di isolamento (strato superficiale e strati interni di gomma).

Lo studio del problema di conduzione del calore negli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB) è effettuato per mezzo del software ABAQUS (2014), che utilizza il metodo degli elementi finiti. In particolare, la risposta termica dei suddetti dispositivi è studiata attraverso l'analisi di trasmissione del calore con risposta transitoria (heat transfer), in cui il campo termico interno è determinato attraverso la risoluzione dell'equazione di propagazione del calore di Fourier.

La modellazione geometrica del problema in campo tridimensionale è la prima fase della modellazione numerica avanzata; in particolare, in essa viene definita la forma e le dimensioni della sezione degli strati di gomma e dei lamierini, per gli isolatori HDRB, e del nucleo di piombo, per gli isolatori LRB. Una volta definita la geometria del problema si passa alla modellazione dei materiali; in tale fase viene definita la risposta dei materiali all'azione del fuoco, ossia le loro proprietà termiche principali: conducibilità termica, densità di massa e calore specifico. Nel dettaglio, le proprietà termiche dell'acciaio, della gomma e del piombo sono state definite ai §§ 2.4.1 e 2.5.

Completata la fase preliminare di definizione della geometria e di assegnazione del materiale alle parti create, è necessario effettuare l'assemblaggio di tutti i componenti che fanno parte del modello tridimensionale dell'isolatore elastomerico; in tale fase è possibile stabilire la posizione di ciascuna parte del modello facendo riferimento ad un sistema globale di assi (x , y , z). Oltre alla fase di assemblaggio è necessaria un'ulteriore fase che è rappresentata dalla modellazione dell'interazione tra i componenti del modello tridimensionale eterogeneo; nel dettaglio, bisogna assegnare il tipo di vincolo che consente di approssimare in modo più realistico il contatto tra le parti. Nel caso specifico degli isolatori elastomerici, il contatto può essere modellato, semplicemente, attraverso un vincolo di perfetta aderenza (vincolo d'interazione tie). La scelta del tipo di vincolo d'interazione deriva dalla tecnologia costruttiva utilizzata per la produzione industriale degli isolatori elastomerici, nella quale gli strati di materiale elastomerico e i lamierini d'acciaio vengono resi solidali tra loro mediante un processo di vulcanizzazione a caldo. Infine, anche per le piastre metalliche di estremità e per il nucleo di piombo, nel caso specifico degli isolatori LRB, può essere considerata una condizione di aderenza perfetta.

La discretizzazione agli elementi finiti delle sezioni tridimensionali degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB), con lo scopo

di determinare il campo termico interno mediante la risoluzione dell'equazione di diffusione del calore di Fourier, può essere effettuata utilizzando elementi finiti con forma di tetraedro, prisma triangolare (o cuneo) ed esaedro, considerando un ordine geometrico lineare oppure quadratico. L'elemento finito con forma di tetraedro e ordine geometrico lineare (DC3D4) è caratterizzato da quattro nodi ed è rappresentato in Figura 3.12a, mentre quello con ordine geometrico quadratico (DC3D10) è caratterizzato da dieci nodi ed è mostrato in Figura 3.12b. Gli elementi finiti con forma di prisma triangolare (o cuneo) di ordine geometrico lineare (DC3D6) e quadratico (DC3D15) sono caratterizzati, rispettivamente, da sei (Figura 3.12c) e quindici nodi (Figura 3.12d). Infine, gli elementi finiti con forma di esaedro con ordine geometrico lineare (DC3D8), caratterizzato da otto nodi, e quadratico (DC3D20), caratterizzato da venti nodi, sono mostrati in Figura 3.12e ed in Figura 3.12f, rispettivamente.

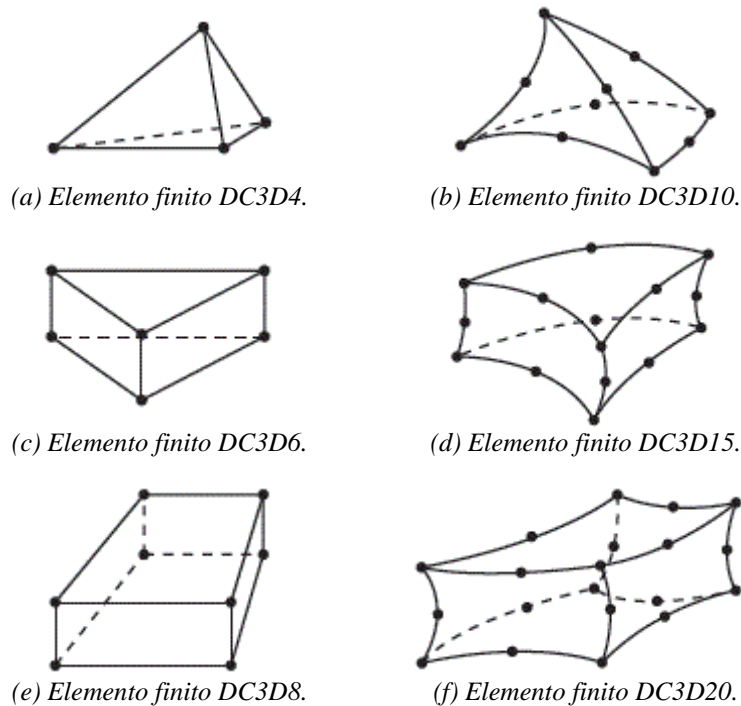


Figura 3.12 – Elementi finiti utilizzabili nell'analisi termica tridimensionale.

Nella modellazione delle azioni viene definita l'evoluzione temporale del carico termico agente durante l'incendio nel compartimento; nel dettaglio, viene assegnata la curva d'incendio tempo-temperatura (storia temporale della temperatura media dei gas prodotti dalla combustione all'interno dell'area del compartimento).

Infine, le condizioni al contorno sono rappresentate dalla definizione della temperatura iniziale della sezione (generalmente si considera la temperatura ambiente: $T=20^{\circ}\text{C}$) e della tipologia di esposizione all'azione del fuoco (nel caso specifico, la parte dell'isolatore che è direttamente esposta all'azione del fuoco è rappresentata dall'intera superficie laterale).

In Figura 3.13 e in Figura 3.14 viene mostrato il modello tridimensionale di un isolatore elastomerico ad alto smorzamento (HDRB) e di uno con nucleo di piombo (LRB), rispettivamente. Per gli isolatori vengono mostrate la sezione trasversale (Figura

3.13a, Figura 3.14a), longitudinale (Figura 3.13b, Figura 3.14b) e l'assonometria (Figura 3.13c, Figura 3.14c). I modelli hanno un diametro esterno pari a 62 cm ed altezza pari a 19.20 cm; il nucleo di piombo del dispositivo LRB (Figura 3.14) ha un diametro pari a 12 cm. Gli elementi finiti usati per la discretizzazione dei dispositivi sono caratterizzati da forma di prisma triangolare, con ordine geometrico lineare (elementi DC3D6, Figura 3.12c); la dimensione degli elementi finiti, misurata in direzione radiale, è pari a 1 cm. Infine, sia per gli strati di elastomero che per i lamierini d'acciaio, entrambi caratterizzati da uno spessore molto piccolo (2 mm e 5 mm, rispettivamente, per gli strati d'acciaio e di elastomero), è stato considerato un solo elemento lungo lo spessore dello strato.

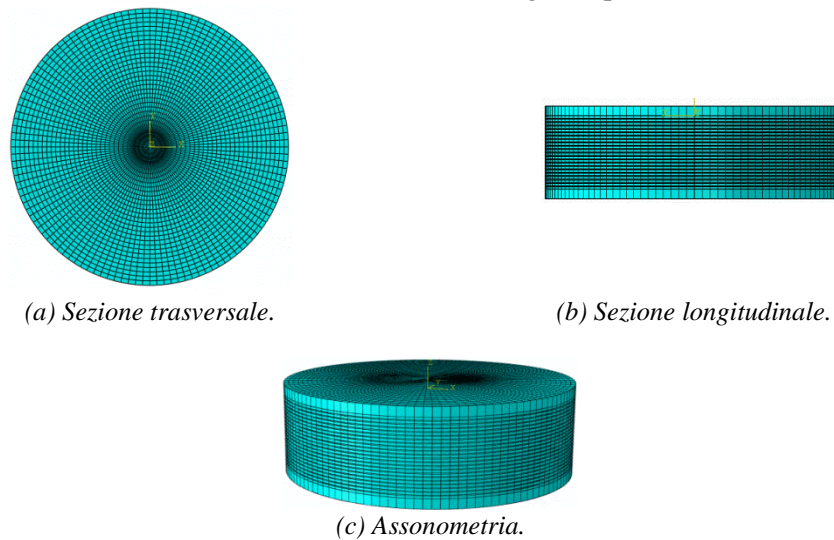


Figura 3.13 – Modellazione tridimensionale degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB).

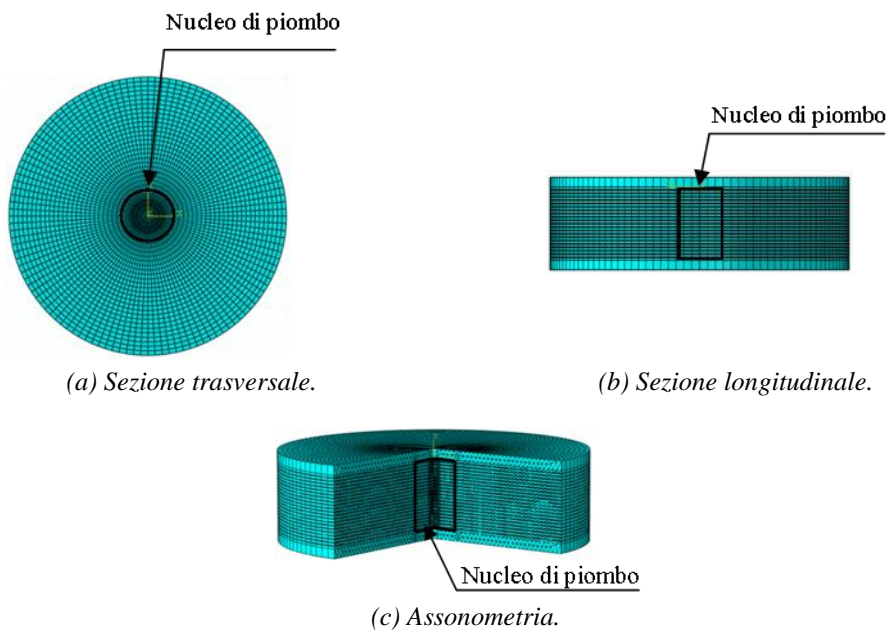


Figura 3.14 – Modellazione tridimensionale degli isolatori elastomerici con nucleo di piombo (LRB).

3.2.2.1 EFFETTI DELLA CLASSE DI RESISTENZA AL FUOCO

L'intervallo di tempo, espresso in minuti primi, in cui un isolatore elastomerico (sia ad alto smorzamento, HDRB, che con nucleo di piombo, LRB), appartenente ad un compartimento antincendio, deve essere in grado di conservare le sue caratteristiche di stabilità meccanica o capacità portante (resistenza, R) viene definito classe di resistenza al fuoco del compartimento (Ponticelli e Caciolai, 2013). La determinazione della classe di resistenza al fuoco del compartimento dipende dalla stima, effettuata sulla base del materiale combustibile presente nel compartimento stesso, del carico d'incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$).

Con la finalità di studiare gli effetti della variabilità della classe di resistenza al fuoco sugli isolatori elastomerici, viene considerato, a titolo di esempio, un compartimento in c.a. caratterizzato da una superficie in pianta di 180 m² ed altezza pari a 4.50 m. Gli isolatori, disposti in sommità dei pilastri del compartimento, siano caratterizzati dalle dimensioni geometriche definite al § 3.2.2 (HDRB in Figura 3.13, LRB in Figura 3.14).

Ai fini dello studio degli effetti di variabilità della classe di resistenza al fuoco sugli isolatori elastomerici sono state ipotizzate alcune soluzioni in termini di materiale combustibile presente nel compartimento analizzato. Stimato il valore del carico d'incendio specifico di progetto corrispondente alle soluzioni ipotizzate sono state ottenute le seguenti classi di resistenza al fuoco: R30, R45 e R60.

L'evoluzione temporale della temperatura media dei gas di combustione nel compartimento considerato è rappresentata dalla curva tempo-temperatura (parametrica) d'incendio confinato in compartimento, definita dall'EC1 (2004). In particolare, in Figura 3.15 vengono riportate le curve tempo-temperatura ottenute per le soluzioni ipotizzate per il compartimento in esame.

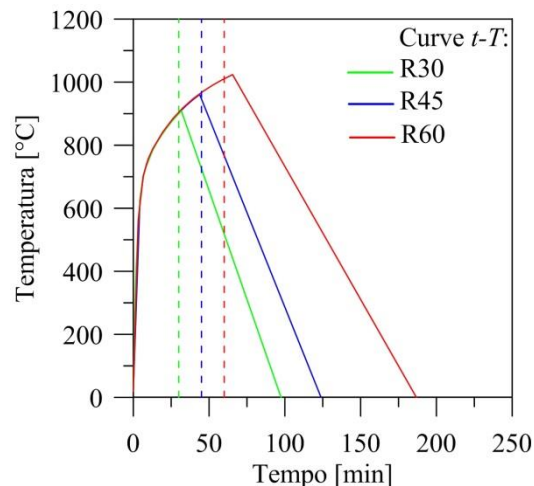


Figura 3.15 – Curve d'incendio tempo-temperatura.

Definiti i principali parametri di input considerati nello studio degli effetti della variabilità della classe di resistenza al fuoco, di seguito vengono mostrati i risultati ottenuti dallo studio condotto. In particolare, in Figura 3.16 vengono mostrate le mappature termiche ottenute dall'analisi termica tridimensionale effettuata, per mezzo del software agli elementi finiti ABAQUS (2014), per gli isolatori elastomerici ad alto

smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB). I risultati relativi all'isolatore HDRB sono mostrati in Figura 3.16a,c,e, mentre quelli relativi all'isolatore LRB sono mostrati in Figura 3.16b,d,f. Nel dettaglio, i risultati mostrano il campo termico ottenuto alla fine di 30 (Figura 3.16a,b), 45 (Figura 3.16c,d) e 60 (Figura 3.16e,f) minuti di esposizione all'azione del fuoco (considerata agente sull'intera superficie laterale dei dispositivi).

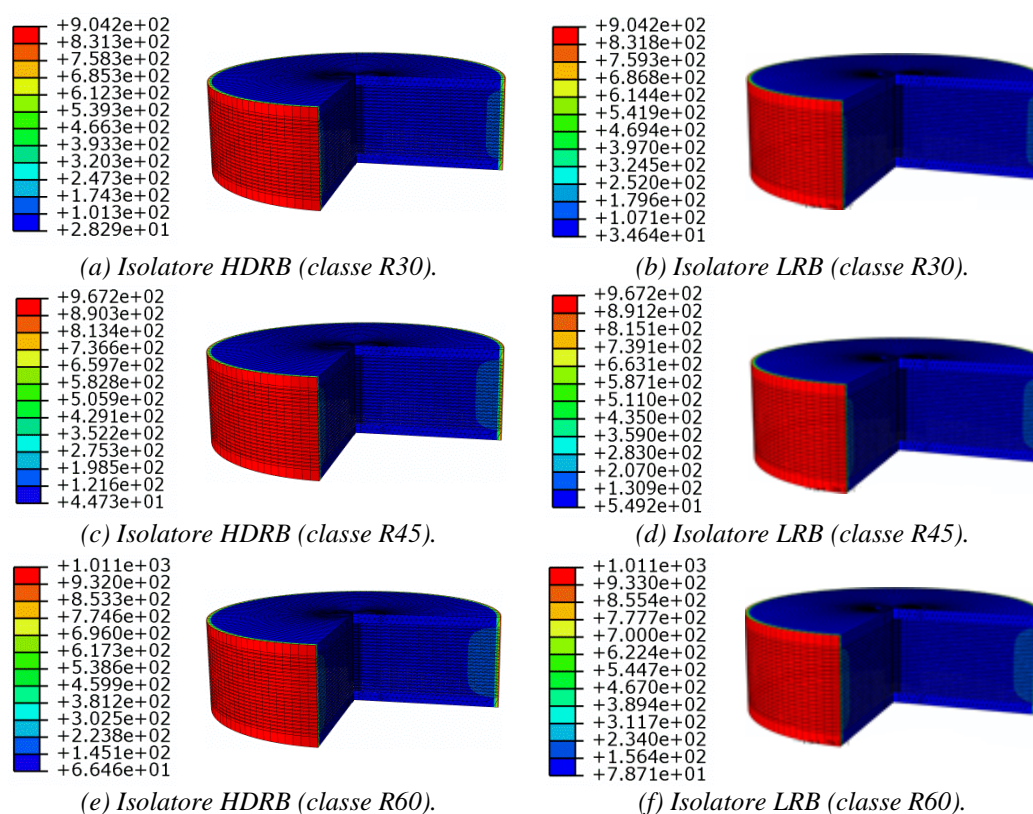


Figura 3.16 – Effetti della classe di resistenza al fuoco sul campo termico degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB).

Come previsto, la temperatura raggiunta sulla superficie laterale dei dispositivi, sia HDRB che LRB, subisce un incremento passando dalla classe di resistenza R30 (904°C) alla classe R45 (967°C). Dopo 15 ulteriori minuti di esposizione all'incendio, cioè passando alla classe di resistenza R60, la temperatura sulla superficie laterale degli isolatori subisce un'ulteriore incremento, passando a 1011°C. Pertanto, dallo studio condotto sulla variabilità della classe di resistenza al fuoco è possibile osservare che il tempo di esposizione al fuoco (classe di resistenza al fuoco) è il principale parametro da cui dipende l'intensità del campo termico degli isolatori elastomerici (Mazza e Alesina, 2017b; 2018; 2019).

Come è possibile notare, la massima temperatura (raggiunta in corrispondenza della superficie laterale degli isolatori) è identica per entrambi i dispositivi analizzati e tale risultato dipende esclusivamente dal carico termico applicato sulla superficie laterale dei dispositivi HDRB e LRB. D'altra parte, il minimo valore del campo termico (raggiunto nella zona più interna degli isolatori) è più intenso per il dispositivo LRB (Figura

3.16b,d,f), in confronto al dispositivo HDRB (Figura 3.16a,c,e). Del resto, tale risultato può essere interpretato osservando che negli isolatori elastomerici con nucleo di piombo (LRB) si verifica una più rapida diffusione del calore da parte dei lamierini d'acciaio, inglobati nell'elastomero, verso l'inserto di piombo, il quale esibisce una conducibilità termica minore ma una diffusività termica maggiore in confronto all'acciaio (§§ 2.4.1 e 2.5).

3.2.2.2 EFFETTI DELLA FASE DI RAFFREDDAMENTO

Con la finalità di esaminare gli effetti della fase di raffreddamento sulla risposta strutturale all'azione del fuoco degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB) è stato condotto uno studio parametrico assumendo come riferimento un compartimento in c.a. avente superficie in pianta di 180 m² ed altezza pari a 4.50 m. Gli isolatori elastomerici, disposti in sommità dei pilastri del compartimento, siano caratterizzati dalle dimensioni geometriche definite al § 3.2.2 (HDRB in Figura 3.13, LRB in Figura 3.14) e siano esposti all'azione del fuoco sull'intera superficie laterale (superficie libera di deformarsi sotto l'azione del sisma).

In funzione delle caratteristiche geometriche e termofisiche del compartimento considerato come riferimento per lo studio parametrico in oggetto, è stato possibile valutare l'evoluzione temporale del carico termico (curva d'incendio parametrica tempo-temperatura; EC1, 2004) relativo al carico d'incendio specifico di progetto stimato, al quale corrisponde la classe di resistenza al fuoco R45 (45 minuti di esposizione al fuoco). Ai fini dello studio in oggetto sono state ipotizzate due durate per la fase di raffreddamento, considerando degli incendi di durata pari a 120 e 210 minuti primi (Figura 3.17).

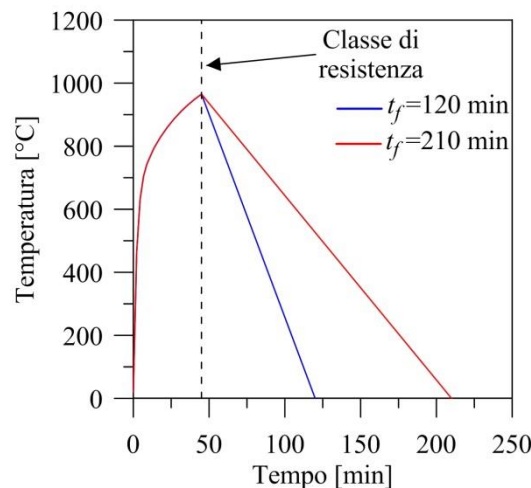
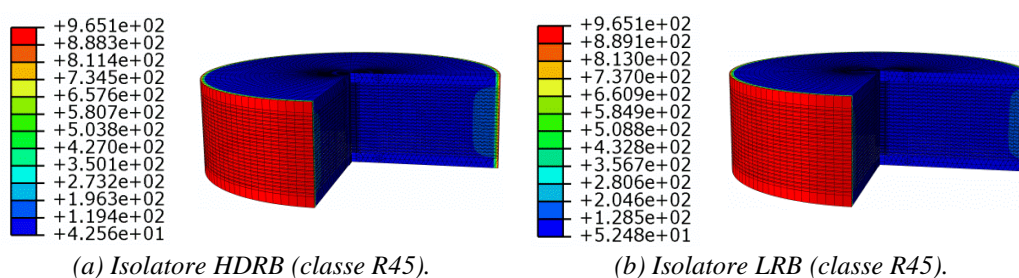


Figura 3.17 – Curve d'incendio tempo-temperatura.

Come può essere osservato dalla figura sopra riportata, la fase di riscaldamento ha una durata che coincide con la classe di resistenza al fuoco del compartimento (45 minuti), mentre per la fase di raffreddamento è stata considerata una durata pari a 75 e 165 minuti primi.

La mappatura termica, ottenuta alla fine di 45 minuti di esposizione all'azione del fuoco (effetti della classe di resistenza al fuoco), delle sezioni tridimensionali degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB) è mostrata in Figura 3.18a, per l'isolatore HDRB, e in Figura 3.18b, per l'isolatore LRB.

I risultati dell'analisi di trasmissione del calore con risposta transitoria, ottenuti alla fine degli incendi considerati (Figura 3.17), sono riportati in Figura 3.19. Le mappature termiche dell'isolatore HDRB sono mostrate in Figura 3.19a, alla fine dell'incendio di durata pari a 120 minuti, e in Figura 3.19b, alla fine dell'incendio di durata pari a 210 minuti; le mappature termiche relative all'isolatore LRB sono mostrate in Figura 3.19c, alla fine dell'incendio di durata pari a 120 minuti, e in Figura 3.19d, alla fine dell'incendio di durata pari a 210 minuti.

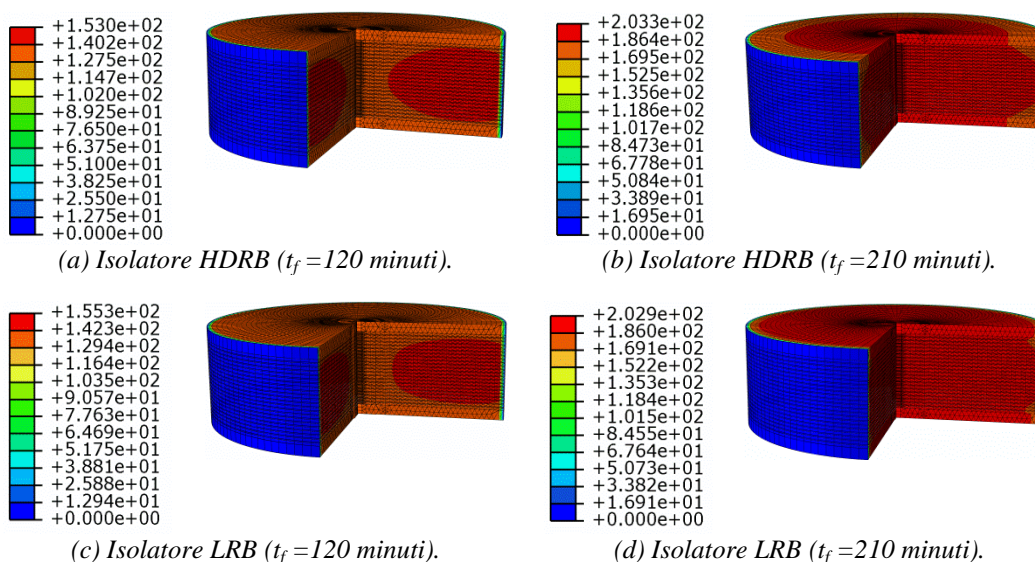


(a) Isolatore HDRB (classe R45).

(b) Isolatore LRB (classe R45).

Figura 3.18 – Effetti della classe di resistenza al fuoco.

È interessante osservare come il campo termico interno degli isolatori elastomerici analizzati sia completamente diverso se si tiene conto della sola fase di riscaldamento (effetto della classe di resistenza al fuoco, Figura 3.18) o entrambe le fasi dell'incendio (effetto della fase di raffreddamento, Figura 3.19). Gli effetti della classe di resistenza al fuoco, descritti nel dettaglio al § 3.2.2.1, sono rappresentati da una distribuzione di temperatura con valori decrescenti a partire dal bordo verso la zona interna della sezione.



(a) Isolatore HDRB ($t_f=120$ minuti).

(b) Isolatore HDRB ($t_f=210$ minuti).

(c) Isolatore LRB ($t_f=120$ minuti).

(d) Isolatore LRB ($t_f=210$ minuti).

Figura 3.19 – Effetti della fase di raffreddamento sul campo termico degli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB).

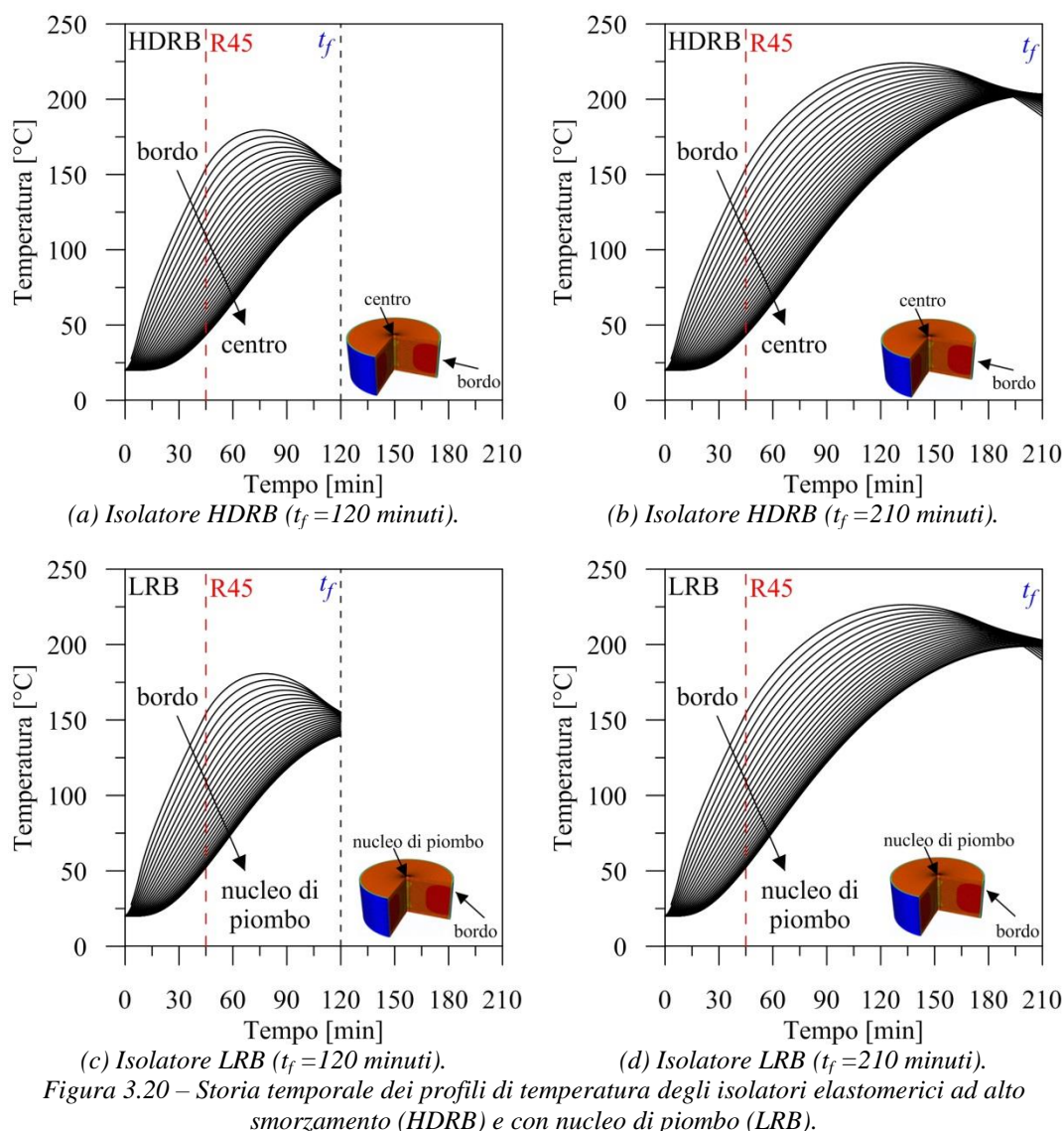
Se, invece, si osservano le mappature termiche di Figura 3.19, ottenute alla fine degli incendi considerati (Figura 3.17), è possibile notare che il campo termico risulta nullo in corrispondenza della superficie laterale dei dispositivi (poiché sottoposti alla fase di raffreddamento dell'incendio) e, dall'altra parte, esibisce dei valori positivi all'interno della sezione, con la concentrazione delle massime temperature in alcune zone.

Le mappature termiche ottenute alla fine dell'incendio di durata pari a 120 minuti sono pressoché simili per gli isolatori HDRB (Figura 3.19a) e LRB (Figura 3.19c), i quali sono caratterizzati dal raggiungimento di una temperatura massima di circa 155°C su una porzione molto estesa della sezione all'interno dello strato superficiale di gomma. Se si osservano i risultati ottenuti alla fine dell'incendio di durata pari a 210 minuti (Figura 3.19b,d), è possibile notare che gli isolatori esibiscono un campo termico interno diverso; in particolare, l'isolatore LRB (mostrato in Figura 3.19d) esibisce un campo termico in cui la massima temperatura, di circa 203°C, viene raggiunta nell'intera sezione confinata all'interno dello strato superficiale di gomma. Anche nell'isolatore HDRB (Figura 3.19b), alla fine della fase di raffreddamento di durata pari a 165 minuti, viene raggiunto lo stesso valore della temperatura massima (circa 203°C) raggiunta nel dispositivo LRB, ma, a differenza di quest'ultimo, non tutta la sezione dell'HDRB esibisce la stessa temperatura.

Inoltre, mettendo a confronto i risultati mostrati in Figura 3.19 è possibile osservare che la massima temperatura raggiunta nella sezione tridimensionale degli isolatori HDRB e LRB subisce un incremento all'aumentare della durata della fase di raffreddamento dell'incendio. Pertanto, si evince che la durata e, quindi, la velocità della fase di raffreddamento incide in modo significativo sulla distribuzione di temperatura all'interno degli isolatori elastomerici, comportando una modifica sostanziale nel campo termico interno della sezione (Mazza e Alesina, 2018; 2019).

I risultati ottenuti possono essere analizzati meglio osservando la storia temporale dei profili di temperatura (mostrati in Figura 3.20), valutati (in direzione radiale) nei nodi di estremità degli elementi finiti, considerando come punti iniziale e finale, rispettivamente, il bordo ed il centro della sezione trasversale centrale del dispositivo. Nel dettaglio, i profili termici sono stati valutati per l'isolatore HDRB esposto all'incendio di durata pari a 120 minuti (Figura 3.20a) e 210 minuti (Figura 3.20b) e per l'isolatore LRB esposto all'incendio di durata pari a 120 minuti (Figura 3.20c) e 210 minuti (Figura 3.20d).

In conclusione, attraverso i profili di temperatura riportati in Figura 3.20 è possibile osservare che, mentre gli elementi finiti di bordo della sezione subiscono una rapida diminuzione di temperatura quando sono sottoposti a raffreddamento, la temperatura degli elementi finiti più interni continua ad aumentare. I profili termici degli isolatori HDRB (Figura 3.20a,b) e LRB (Figura 3.20c,d) differiscono solo per la temperatura misurata nei nodi degli elementi finiti che ricadono nella zona centrale dei dispositivi. In particolare, i dispositivi LRB esibiscono un incremento di temperatura, in confronto ai dispositivi HDRB, in corrispondenza della zona centrale (in cui è collocato l'inserito in piombo). Tale risultato può essere interpretato osservando che il piombo è caratterizzato da una diffusività termica maggiore in confronto a quella dell'acciaio.



3.2.3 ANALISI SEMPLIFICATA DURANTE L'INCENDIO SECONDO IL METODO DELL'ISOTERMA 200°C

Il metodo dell'isoterma 200°C è un approccio semplificato, proposto da Mazza e Alesina (2016b; 2017a; 2017b), per l'analisi a caldo (durante l'incendio, nell'istante di tempo corrispondente alla classe di resistenza al fuoco prescritta o calcolata) degli isolatori elastomerici con gomma ad alto smorzamento (High-Damping-Rubber-Bearing, HDRB) e degli isolatori elastomerici con nucleo di piombo (Lead-Rubber-Bearing, LRB). Il metodo è applicabile solo per isolatori elastomerici, soggetti a carichi sia verticali che laterali, esposti all'azione del fuoco sull'intera superficie laterale; inoltre, il metodo è valido per l'analisi di isolatori elastomerici esposti ad incendi rappresentati sia dalla curva nominale standard ISO 834 (ISO 834, 1999) che dalla curva naturale, in particolare negli incendi modellati con la curva d'incendio parametrica tempo-temperatura definita

dall'EC1 (2004). Infine, l'applicazione del metodo è efficace sia nel caso di risposta stazionaria (formulazione teorica descritta al § 3.2.1.1) che in quello di risposta transitoria (modellazione numerica bidimensionale e tridimensionale agli elementi finiti descritta ai §§ 3.2.1.2 e 3.2.2).

Il metodo proposto consiste nel trascurare il contributo offerto, in termini di resistenza e rigidezza (sia in direzione verticale che in quella laterale), dalla porzione della sezione dell'isolatore elastomerico (danneggiato dall'azione del fuoco) che, alla fine del tempo di esposizione all'azione del fuoco (istante di tempo corrispondente alla classe di resistenza al fuoco, R), abbia raggiunto temperature superiori o pari a 200°C . Tale temperatura corrisponde, approssimativamente, alla temperatura media di vulcanizzazione a caldo tra gli strati di elastomero e i lamierini di acciaio (Bhowmick et al., 1979). Tuttavia, raggiunto questo valore di temperatura potrebbe verificarsi che le piastre metalliche interne e gli strati di elastomero non siano più solidali tra loro.

Il metodo dell'isoterma 200°C viene esemplificato in Figura 3.21, sia per gli isolatori elastomerici con gomma ad alto smorzamento (HDRB, Figura 3.21a,b) che per quelli con nucleo di piombo (LRB, Figura 3.21c,d).

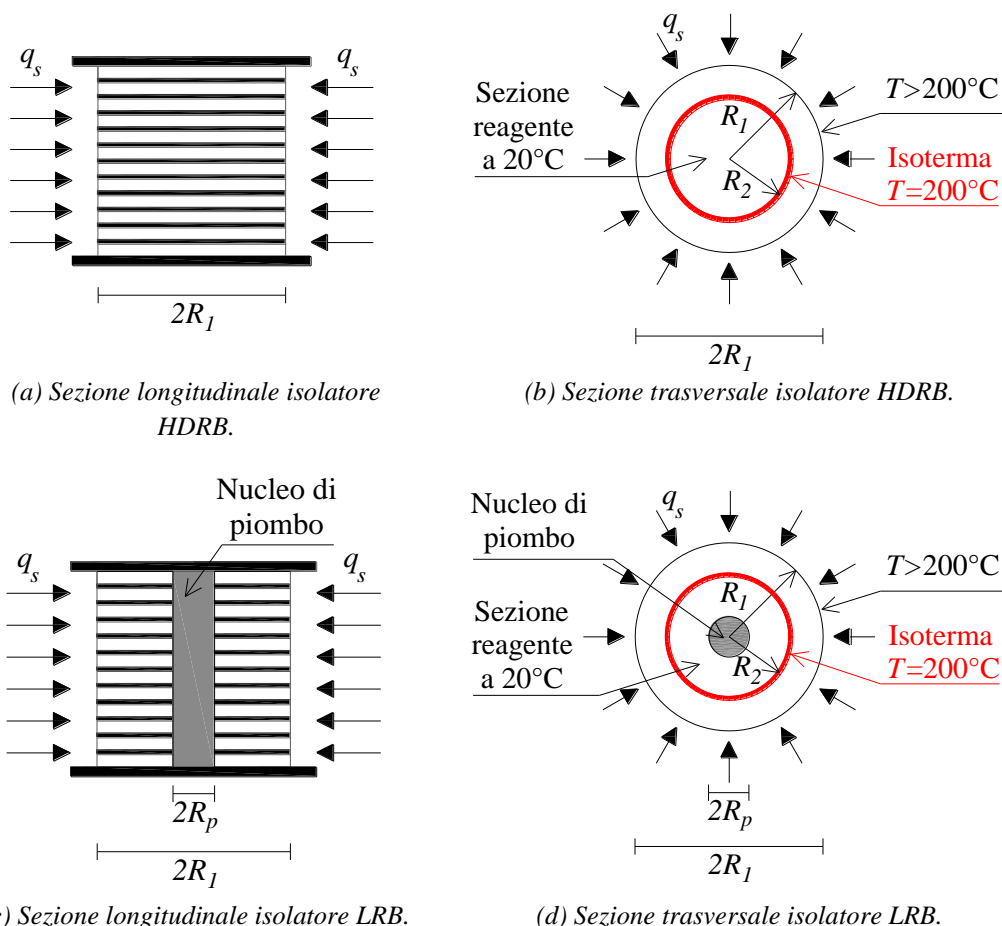


Figura 3.21 – Applicazione del metodo dell'isoterma 200°C per isolatori elastomerici HDRB e LRB (Mazza e Alesina, 2016b; 2017a; 2017b).

Dove q_s rappresenta il flusso radiale di calore agente sulla superficie laterale dell'isolatore; R_1 e R_2 rappresentano, rispettivamente, il raggio esterno ($T > 200^\circ\text{C}$) ed il raggio interno ($T = 200^\circ\text{C}$) della sezione trasversale dell'isolatore, mentre R_p è il raggio del nucleo di piombo.

La sezione residua dell'isolatore elastomerico (porzione interna all'isoterma corrispondente alla temperatura $T = 200^\circ\text{C}$) continua a conservare le sue proprietà meccaniche (resistenza e rigidezza, sia in direzione verticale che in direzione laterale) iniziali; inoltre, alla sezione residua dell'isolatore vengono attribuiti i valori, valutati a temperatura ambiente ($T = 20^\circ\text{C}$), del fattore di smorzamento viscoso equivalente, sia in direzione verticale (ζ_V) che in direzione laterale (ζ_H), e del modulo di elasticità trasversale dinamico della gomma (G_{din}), per isolatori elastomerici con gomma ad alto smorzamento (HDRB), e del modulo di elasticità a taglio del piombo (G_p), per isolatori elastomerici con nucleo di piombo (LRB).

La valutazione delle caratteristiche geometriche (fattori di forma primario e secondario, $S_{1,T}$ e $S_{2,T}$), meccaniche (rigidezze verticali, K_{VT} , e orizzontali, K_{HT} , $K_{H1,e,T}$ e $K_{H1,p,T}$) e dinamiche (periodo fondamentale di vibrazione in direzione orizzontale, $T_{H,T}$, e verticale, $T_{V,T}$, e costante di smorzamento in direzione orizzontale, $C_{H,T}$, e verticale, $C_{V,T}$) degli isolatori danneggiati dall'azione del fuoco è effettuata mediante l'applicazione delle relazioni riportate ai §§ 1.4.1.2 e 1.4.1.3.

3.2.4 ANALISI SEMPLIFICATA A FINE INCENDIO SECONDO IL METODO DELL'ISOTERMA 150°C

Il metodo dell'isoterma 150°C è un approccio semplificato, proposto da Mazza e Alesina (2018; 2019), per l'analisi a freddo (a fine incendio, nell'istante di tempo corrispondente al termine della fase di raffreddamento) della sezione degli isolatori elastomerici con gomma ad alto smorzamento (High-Damping-Rubber-Bearing, HDRB) e degli isolatori elastomerici con nucleo di piombo (Lead-Rubber-Bearing, LRB). Il metodo è applicabile solo per isolatori elastomerici, soggetti a carichi sia verticali che laterali, esposti all'azione del fuoco sull'intera superficie laterale; inoltre, il metodo è valido per incendi modellati sia con la curva nominale standard ISO 834 (ISO 834, 1999) che con la curva naturale, in particolare con la curva d'incendio parametrica tempo-temperatura definita dall'EC1 (2004).

Il metodo proposto consiste nel trascurare il contributo offerto, in termini di resistenza e rigidezza (in direzione laterale), dalla porzione della sezione dell'isolatore elastomerico (danneggiato dall'azione del fuoco) che, durante l'intera evoluzione temporale dell'incendio (fasi di riscaldamento e raffreddamento), abbia raggiunto temperature superiori o pari a 150°C . Tale temperatura corrisponde, approssimativamente, alla temperatura media di vulcanizzazione a caldo tra gli strati di elastomero e i lamierini di acciaio (Bhowmick et al., 1979; Wu et al., 2011), ridotta attraverso un opportuno fattore di sicurezza. Il principio di base del metodo consiste nel supporre che, una volta raggiunta la temperatura di 150°C , potrebbe verificarsi che le piastre metalliche interne e gli strati di elastomero non siano più solidali tra loro, comportando così una riduzione dell'efficacia del dispositivo.

La sezione residua dell'isolatore elastomerico è, quindi, quella porzione che ricade all'interno dell'isoterma corrispondente alla temperatura $T=150^{\circ}\text{C}$; essa continua a conservare le sue proprietà meccaniche (resistenza e rigidezza, sia in direzione verticale che in direzione laterale) iniziali; inoltre, alla sezione residua dell'isolatore vengono attribuiti i valori, valutati a temperatura normale ($T=20^{\circ}\text{C}$), del fattore di smorzamento viscoso equivalente, sia in direzione verticale (ζ_v) che in direzione laterale (ζ_H), e del modulo di elasticità trasversale dinamico della gomma (G_{din}), per isolatori elastomerici con gomma ad alto smorzamento (HDRB), e del modulo di elasticità a taglio del piombo (G_p), per isolatori elastomerici con nucleo di piombo (LRB).

La valutazione delle caratteristiche geometriche (fattori di forma primario e secondario, $S_{1,T}$ e $S_{2,T}$), meccaniche (rigidezze verticali, K_{VT} , e orizzontali, K_{HT} , $K_{Hl,e,T}$ e $K_{Hl,p,T}$) e dinamiche (periodo fondamentale di vibrazione in direzione orizzontale, $T_{H,T}$, e verticale, $T_{V,T}$, e costante di smorzamento in direzione orizzontale, $C_{H,T}$, e verticale, $C_{V,T}$) degli isolatori danneggiati dall'azione del fuoco è effettuata mediante l'applicazione delle relazioni riportate ai §§ 1.4.1.2 e 1.4.1.3.

Infine, l'applicazione del metodo dell'isoterma 150°C è efficace solo nel caso di risposta transitoria (modellazione numerica bidimensionale e tridimensionale agli elementi finiti descritta ai §§ 3.2.1.2 e 3.2.2) poiché in tale approccio si tiene conto della storia temporale della risposta termica degli isolatori elastomerici. A titolo di esempio, in Figura 3.22 viene mostrata l'evoluzione temporale del profilo termico, valutato in direzione radiale e nei nodi di estremità degli elementi finiti con i quali la sezione tridimensionale è stata discretizzata, di un isolatore elastomerico con gomma ad alto smorzamento (HDRB). Osservando la rappresentazione riportata in Figura 3.22 è possibile notare che, considerando l'istante di tempo corrispondente alla classe di resistenza al fuoco (R45, 45 minuti di esposizione al fuoco), solo pochi elementi finiti (in particolare quelli di bordo) raggiungono la temperatura limite (150°C); se, invece, si considera l'intera storia temporale del profilo termico (compreso l'effetto della fase di raffreddamento dell'incendio), è possibile osservare che gran parte degli elementi finiti raggiungono e superano la temperatura limite considerata.

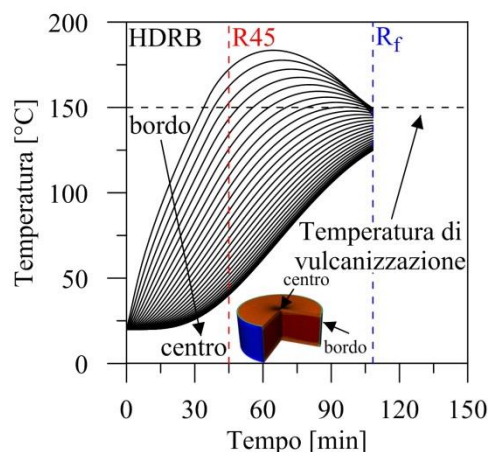
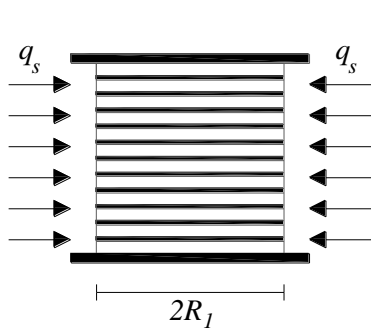
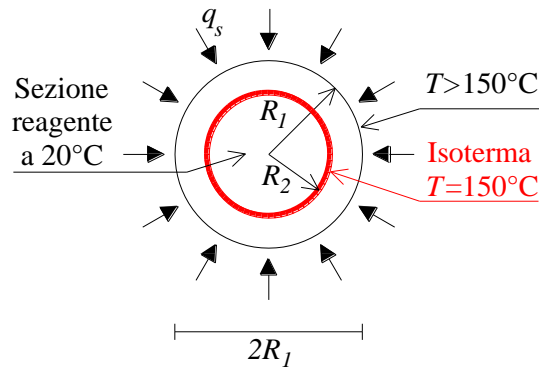


Figura 3.22 – Storia temporale del profilo termico di un isolatore elastomerico HDRB.

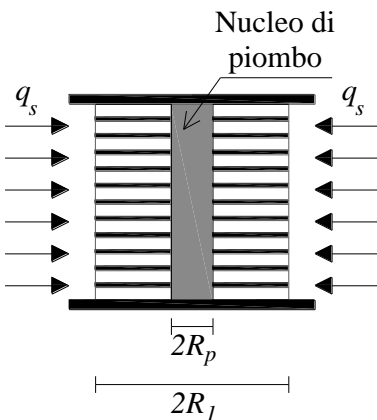
Il metodo dell'isoterma 150°C viene esemplificato in Figura 3.23, sia per gli isolatori elastomerici con gomma ad alto smorzamento (HDRB, Figura 3.23a,b) che per quelli con nucleo di piombo (LRB, Figura 3.23c,d).



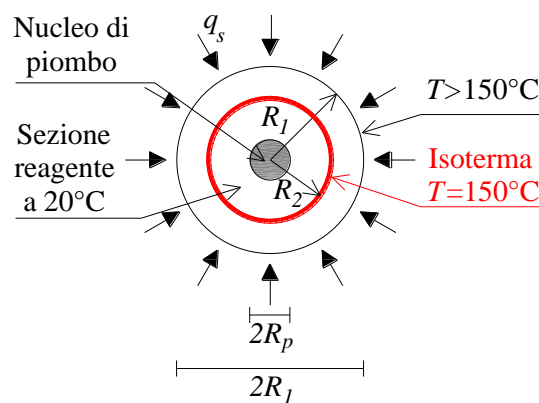
(a) Sezione longitudinale isolatore HDRB.



(b) Sezione trasversale isolatore HDRB.



(c) Sezione longitudinale isolatore LRB.



(d) Sezione trasversale isolatore LRB.

Figura 3.23 – Applicazione del metodo dell'isoterma 150°C per isolatori elastomerici HDRB e LRB (Mazza e Alesina, 2018; 2019).

Dove q_s rappresenta il flusso radiale di calore agente sulla superficie laterale dell'isolatore; R_1 e R_2 rappresentano, rispettivamente, il raggio esterno ($T > 150^\circ\text{C}$) ed il raggio interno ($T = 150^\circ\text{C}$) della sezione trasversale dell'isolatore, mentre R_p è il raggio del nucleo di piombo.

3.3 SOVRASTRUTTURA IN C.A.

In una struttura di calcestruzzo armato, come è ben noto, è la parte in calcestruzzo a garantire la migliore performance antincendio e ad esibire una buona risposta strutturale sotto l'azione del fuoco. Tuttavia, la presenza di acqua nel calcestruzzo garantisce il contrasto dell'aumento della temperatura del materiale. Inoltre, il calcestruzzo è caratterizzato da una bassa conducibilità termica, che vale circa un cinquantesimo della conducibilità termica dell'acciaio, e questo comporta bassi valori della velocità di propagazione del calore all'interno del materiale. In aggiunta, gli elementi in calcestruzzo armato, generalmente, sono caratterizzati da spessori consistenti, se confrontati con gli elementi strutturali in acciaio, e questo aspetto gioca un ruolo favorevole sulla riduzione della velocità di diffusione del calore all'interno della sezione dell'elemento. Tuttavia, con l'introduzione di nuove composizioni per il calcestruzzo e di forme particolari per la sezione degli elementi strutturali, è stato possibile ridurre il quantitativo di calcestruzzo. D'altra parte, la riduzione del quantitativo di calcestruzzo, alla luce di quanto detto sopra, potrebbe comportare, conseguentemente, una riduzione della resistenza al fuoco dell'intera struttura.

3.3.1 MODELLAZIONE BIDIMENSIONALE DELLE SEZIONI IN C.A.

La modellazione non lineare della risposta strutturale all'azione del fuoco degli elementi della sovrastruttura in c.a., nell'ipotesi di poter assumere la distribuzione di temperatura interna uguale in tutte le sezioni trasversali, è stata condotta in campo bidimensionale, traendo evidenti vantaggi in termini di rapidità di calcolo. Nel dettaglio, la modellazione numerica in campo bidimensionale degli elementi in c.a. è condotta per mezzo dei software agli elementi finiti PRO_VLIM (2013) e ABAQUS (2014).

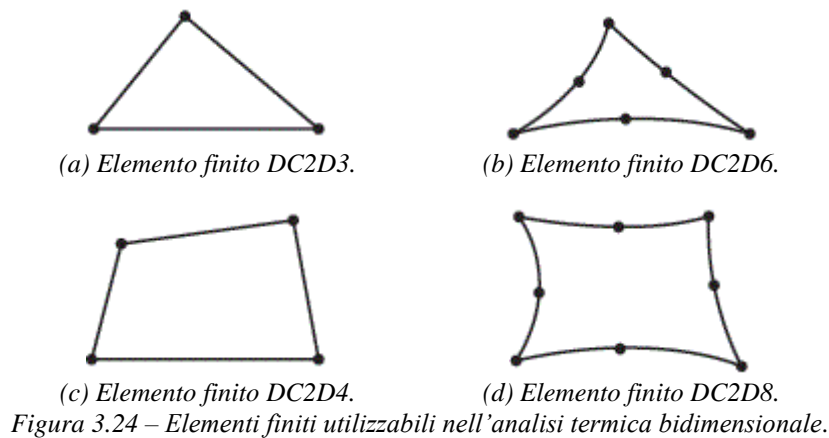
Il punto di partenza è rappresentato dalla modellazione geometrica della sezione in c.a., che consiste nella scelta della forma e nell'assegnazione delle dimensioni alla sezione. Successivamente si passa alla modellazione del materiale attraverso la definizione delle sue proprietà termiche: conducibilità termica, massa volumica e calore specifico. In particolare, con l'obiettivo di tener conto del degrado che subiscono la conducibilità termica e la densità (Figura 2.8a,b) e dell'aumento che subisce il calore specifico del calcestruzzo (Figura 2.8b), viene assegnata la storia delle proprietà del materiale in funzione della temperatura. La modellazione delle azioni è basata sulla definizione dell'evoluzione temporale della temperatura durante l'incendio nel compartimento; nel dettaglio, viene assegnata la curva d'incendio tempo-temperatura (storia temporale della temperatura media dei gas prodotti dalla combustione all'interno dell'area del compartimento).

Le condizioni al contorno sono rappresentate dalla definizione della temperatura iniziale della sezione (a titolo di esempio, generalmente, si considera la temperatura ambiente: $T=20^{\circ}\text{C}$) e del numero di lati della sezione (funzione dell'esposizione all'azione del fuoco) sui quali applicare il carico termico.

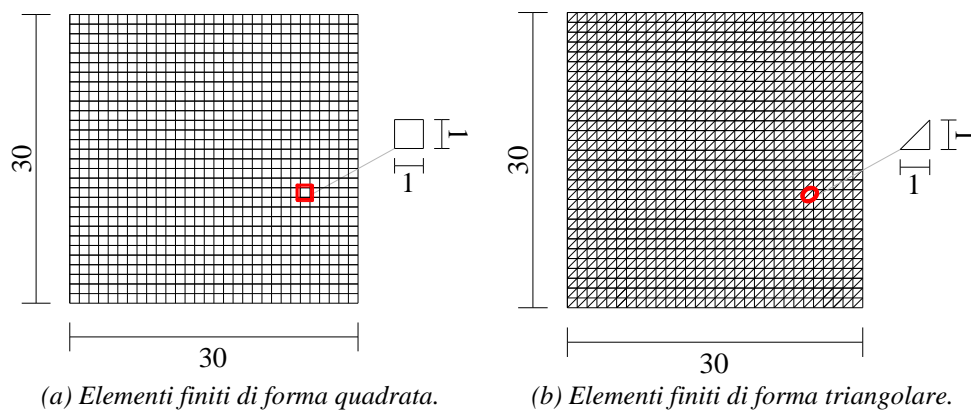
Il campo termico all'interno delle sezioni in c.a. è determinato attraverso l'analisi di trasmissione del calore con risposta transitoria (heat transfer), prevista nei suddetti

software agli elementi finiti (PRO_VLIM, 2013; ABAQUS, 2014), basata sulla risoluzione dell'equazione di propagazione del calore di Fourier.

Per le sezioni bidimensionali in c.a. possono essere usati elementi finiti di forma triangolare, quadrata e rettangolare, considerando un ordine geometrico lineare oppure quadratico. L'elemento finito di forma triangolare con ordine geometrico lineare (DC2D3) è caratterizzato da tre nodi ed è rappresentato in Figura 3.24a, mentre quello con ordine geometrico quadratico (DC2D6) è caratterizzato da sei nodi ed è mostrato in Figura 3.24b. Gli elementi finiti di forma quadrata (o rettangolare) di ordine geometrico lineare (DC2D4) e quadratico (DC2D8) sono caratterizzati, rispettivamente, da quattro (Figura 3.24c) e otto nodi (Figura 3.24d).



In Figura 3.25 viene mostrata la discretizzazione per una generica sezione in c.a. di dimensioni 30x30, mettendo a confronto una mesh costituita da elementi finiti di forma quadrata (Figura 3.25a) e una mesh di elementi finiti di forma triangolare (Figura 3.25b). Il numero di elementi finiti ottenuto è pari a 900 e 1800, rispettivamente, per le sezioni discretizzate con elementi di forma quadrata e triangolare.



L'ordine geometrico, oltre ad incidere sull'accuratezza della soluzione, influisce sul numero complessivo di gradi di libertà relativi al campo di temperatura; in particolare, per la sezione riportata sopra, i gradi di libertà risultano pari a: 1922 (elementi finiti DC2D3 e DC2D4), 5642 (elemento finito DC2D8) e 7442 (elemento finito DC2D6).

Risulta evidente che l'utilizzo di elementi finiti con ordine geometrico quadratico comporta un gran numero di gradi di libertà e, quindi, un onere computazionale maggiore nella risoluzione dell'equazione di propagazione del calore di Fourier.

Infine, per quanto riguarda lo scambio di calore con l'ambiente è necessario fissare il valore di alcuni parametri: coefficiente di emissività risultante per irraggiamento (capacità del calcestruzzo di liberare l'energia termica che ha immagazzinato) pari a $\varepsilon_{ris}=0.56$, coefficiente di scambio per convezione (caratterizzante la convezione del calore dall'aria alla superficie della sezione) pari a $\alpha_c=9 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ e $\alpha_c=25 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$, rispettivamente, per il lato della sezione esposto all'aria e per il lato della sezione esposto all'azione del fuoco, costante di Stefan-Boltzmann pari a $5.669\cdot 10^{-8} \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K}^4)$ e, infine, zero assoluto (temperatura più bassa che teoricamente si possa ottenere in qualsiasi sistema macroscopico) pari a $T= -273.15 \text{ }^\circ\text{C}$.

3.3.1.1 EFFETTI DELLA POSIZIONE IN PIANTA

L'aspetto principale che determina l'esposizione all'azione del fuoco per un elemento strutturale in c.a. è la sua posizione in pianta. Con riferimento alla pianta della struttura in calcestruzzo armato mostrata in Figura 3.26, è possibile distinguere pilastri di bordo (in entrambe le direzioni principali in pianta, x e y) e pilastri interni, travi emergenti di bordo (in entrambe le direzioni principali in pianta x e y) e travi emergenti interne e, infine, travi a spessore di solaio.

In base alla posizione in pianta degli elementi in c.a., è possibile individuare le seguenti esposizioni all'azione del fuoco:

- i pilastri di bordo sono esposti all'azione del fuoco su un solo lato della loro sezione trasversale (Figura 3.27a,b);
- i pilastri interni sono esposti all'azione del fuoco su tutti i lati della loro sezione trasversale (Figura 3.27c);
- le travi emergenti di bordo sono esposte all'azione del fuoco su un solo lato della loro sezione trasversale (Figura 3.27d);
- le travi emergenti interne sono esposte all'azione del fuoco su tre lati della loro sezione trasversale (Figura 3.27e); nel dettaglio, i lati esposti sono quello inferiore, sinistro e destro;
- le travi a spessore di solaio sono esposte all'azione del fuoco soltanto sul lato inferiore della loro sezione trasversale (Figura 3.27f).

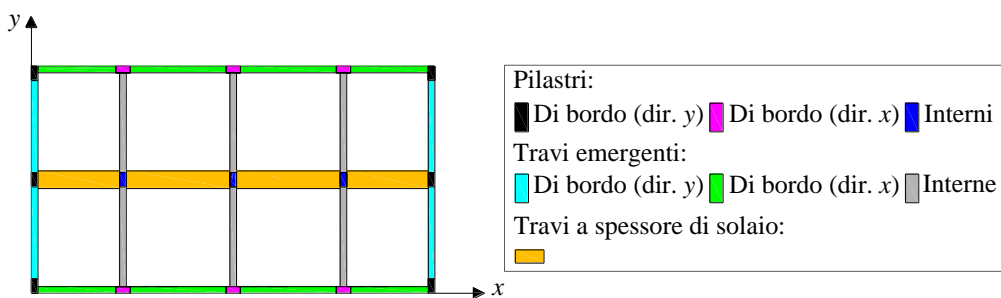


Figura 3.26 – Posizione in pianta degli elementi strutturali in c.a..

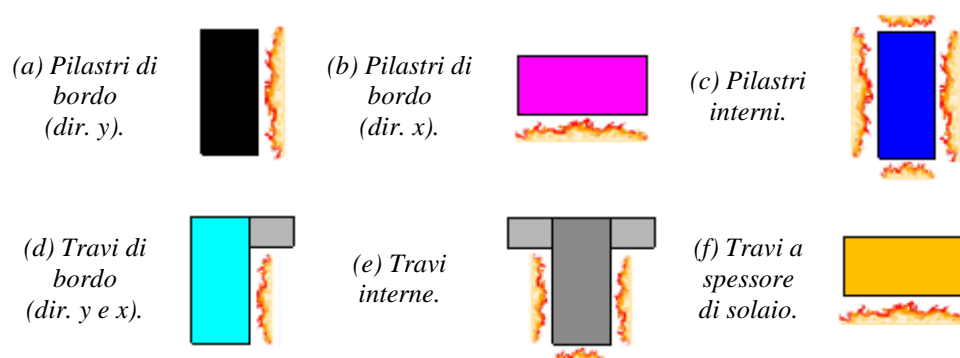


Figura 3.27 – Esposizione all'azione del fuoco degli elementi strutturali in c.a..

Gli elementi in c.a. di bordo (sia travi che pilastri), esposti all'azione del fuoco su un solo lato della sezione trasversale, esibiscono un campo termico piuttosto uniforme sul lato della sezione esposto all'incendio (Figura 3.28a) e la propagazione del calore subisce uno smorzamento molto rapido. Generalmente, questi elementi subiscono un degrado alquanto trascurabile delle proprie caratteristiche meccaniche.

D'altra parte, gli elementi in c.a. interni, esposti all'azione del fuoco su tutto il bordo (pilastri) o su gran parte di esso (travi), esibiscono un campo termico che presenta un andamento pressoché costante lungo i lati, con valori maggiori della temperatura per i lati più corti della sezione. Gli spigoli sono le zone della sezione nelle quali è possibile osservare la più alta concentrazione della temperatura (Figura 3.28b). Tuttavia, tale fenomeno può essere interpretato osservando che il flusso termico risultante in corrispondenza di uno spigolo è maggiore poiché ottenuto dalla somma dei flussi termici agenti su due lati adiacenti della sezione (Mazza e Alesina, 2015a; 2015b; 2016a).

Il lato superiore, parte dei lati sinistro e destro della sezione trasversale delle travi emergenti dal solaio non possono essere investiti dall'azione del fuoco (Figura 3.28c). Ad impedire l'esposizione all'incendio è il solaio dal quale le travi emergono. Tutto ciò implica che le armature longitudinali disposte superiormente nella sezione trasversale non possono subire alcuna variazione delle loro caratteristiche meccaniche poiché caratterizzate da una temperatura pari a quella ambiente ($T=20^{\circ}\text{C}$). Per le travi a spessore di solaio, essendo queste interamente inglobate nel solaio, l'unica parte della sezione che può essere investita dall'azione del fuoco è il lato inferiore; inoltre, le armature longitudinali disposte inferiormente nella sezione possono subire delle variazioni delle loro caratteristiche meccaniche (degrado della resistenza allo snervamento).

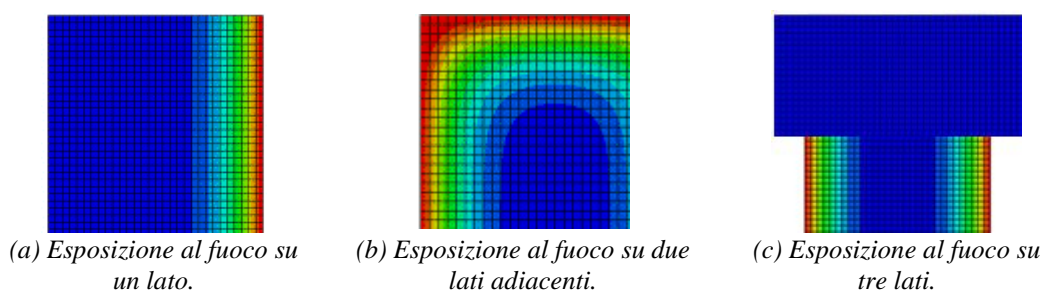


Figura 3.28 - Campo termico delle sezioni trasversali degli elementi in c.a..

3.3.1.2 EFFETTI DELLA POSIZIONE IN ELEVAZIONE

La posizione in elevazione, a differenza della posizione in pianta (§ 3.3.1.1) che determina il tipo di esposizione della sezione all'azione del fuoco, definisce la misura del flusso termico interno alla sezione dell'elemento in c.a.. Tuttavia, è possibile osservare che gli elementi strutturali in c.a. (siano essi pilastri oppure travi) possono presentare, se si prendono in considerazione il primo e l'ultimo livello della struttura a cui appartengono, delle differenze rilevanti in termini di dimensioni geometriche della sezione trasversale; in particolare, le differenze diventano ancora più significative se l'edificio è caratterizzato da un numero elevato di livelli.

A titolo di esempio, si considerino i telai di bordo (riportato in Figura 3.29a) ed interno (riportato in Figura 3.29b) di una struttura in calcestruzzo armato di cinque piani, isolata alla base. Gli elementi in c.a. presentano le seguenti dimensioni della sezione trasversale:

- pilastri di bordo ed interni del primo livello (sezioni A-A e E-E, 30x65);
- pilastri di bordo ed interni dell'ultimo livello (sezioni B-B e F-F, 30x30);
- travi di bordo ed interne del primo livello (sezioni C-C e G-G, 30x65);
- travi di bordo ed interne dell'ultimo livello (sezioni D-D e H-H, 30x45).

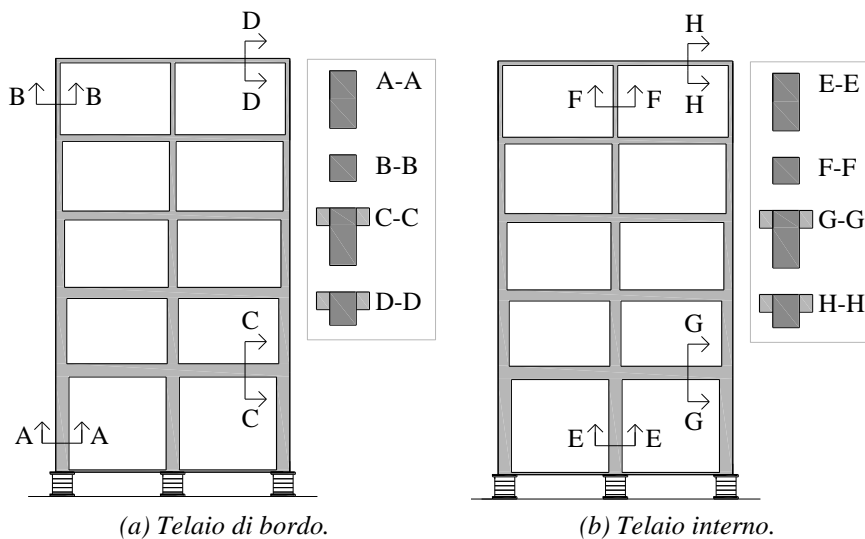
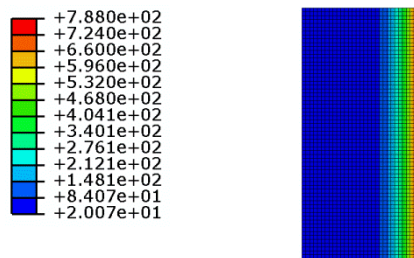


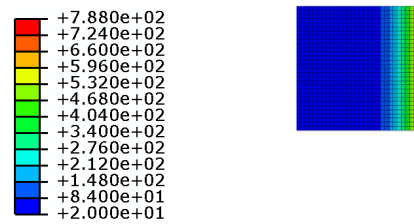
Figura 3.29 – Posizione in elevazione degli elementi strutturali in c.a..

Con l'obiettivo di analizzare gli effetti della posizione in elevazione sugli elementi strutturali in c.a., è stata condotta la simulazione dell'incendio al primo e all'ultimo livello della struttura in c.a. (i cui telai sono mostrati in Figura 3.29a,b). In particolare, l'evoluzione temporale della temperatura media dei gas di combustione nei compartimenti, confinati all'interno dell'area del primo e dell'ultimo livello, è rappresentata dalla curva tempo-temperatura (parametrica) d'incendio confinato in compartimento (EC1, 2004), mentre la classe di resistenza al fuoco, derivante dal valore del carico d'incendio stimato per i livelli considerati, corrisponde alla R60 (cioè 60 minuti di esposizione al fuoco).

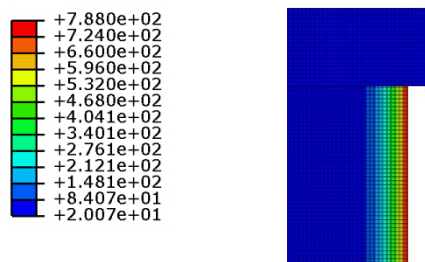
In Figura 3.30 vengono mostrati i risultati (mappature termiche) dell'analisi di trasmissione del calore per gli elementi (pilastri e travi) del primo e dell'ultimo livello dei telai in calcestruzzo armato mostrati in Figura 3.29. Nel dettaglio, viene mostrato il confronto tra pilastri di bordo del primo (Figura 3.30a) e dell'ultimo livello (Figura 3.30b), tra pilastri interni del primo (Figura 3.30e) e dell'ultimo livello (Figura 3.30f), tra travi di bordo del primo (Figura 3.30c) e dell'ultimo livello (Figura 3.30d) e, infine, tra travi interne del primo (Figura 3.30g) e dell'ultimo livello (Figura 3.30h).



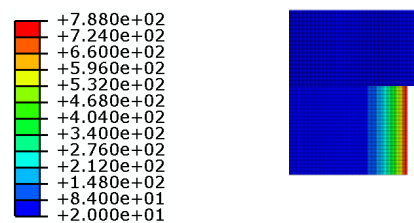
(a) Pilastri di bordo (primo livello, sez. A-A).



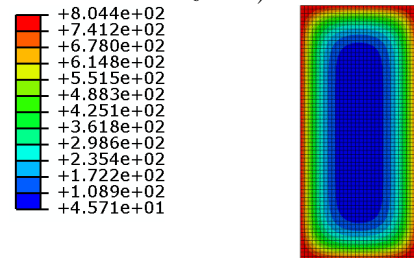
(b) Pilastri di bordo (ultimo livello, sez. B-B).



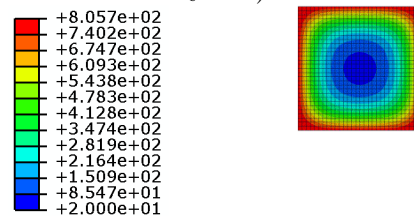
(c) Travi di bordo (primo livello, sez. C-C).



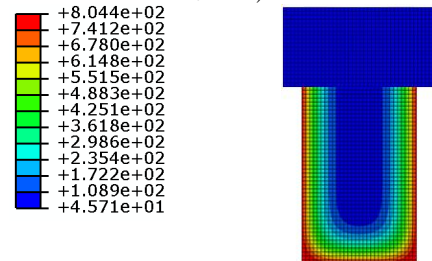
(d) Travi di bordo (ultimo livello, sez. D-D).



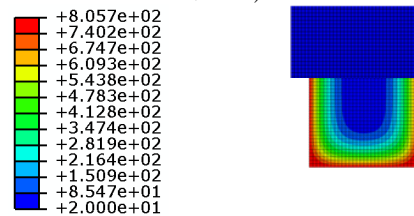
(e) Pilastri interni (primo livello, sez. E-E).



(f) Pilastri interni (ultimo livello, sez. F-F).



(g) Travi interne (primo livello, sez. G-G).



(h) Travi interne (ultimo livello, sez. H-H).

Figura 3.30 – Effetti della posizione in elevazione sul campo termico delle sezioni trasversali in c.a. di pilastri e travi.

I risultati ottenuti dimostrano che la posizione in elevazione non incide sugli elementi di bordo; infatti, se si osserva il campo termico delle sezioni trasversali dei pilastri (Figura 3.30a,b) e delle travi di bordo (Figura 3.30c,d), si può notare che la distribuzione di temperatura è praticamente identica per gli elementi del primo e dell'ultimo livello. D'altra parte, osservando le mappature termiche degli elementi interni, (Figura 3.30e,f,g,h) è possibile notare che gli elementi dell'ultimo livello esibiscono, in confronto a quelli del primo livello, una distribuzione di temperatura caratterizzata da una maggiore diffusione del calore nella zona centrale della sezione trasversale (Mazza e Alesina, 2015a; 2015b; 2016a). Tuttavia, tale fenomeno può essere interpretato osservando che una sezione trasversale di dimensioni minori (ultimo livello) si riscalda in maggior misura e più rapidamente in confronto ad una sezione più spessa (primo livello).

Inoltre, una maggiore diffusione del calore all'interno della sezione implica un maggior decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, pertanto, può essere osservato che un incendio all'ultimo livello di una struttura in c.a. può rivelarsi più pericoloso in confronto ad un incendio al primo livello della stessa.

3.3.1.3 EFFETTI DELLA CLASSE DI RESISTENZA AL FUOCO

L'intervallo di tempo (espresso in minuti primi) in cui il generico elemento strutturale in calcestruzzo armato, appartenente ad un compartimento antincendio, deve essere in grado di conservare le sue caratteristiche di stabilità meccanica o capacità portante (resistenza, R) viene definito classe di resistenza al fuoco del compartimento (Ponticelli e Caciolai, 2013). La definizione della classe di resistenza al fuoco del compartimento dipende dal valore stimato, sulla base del materiale combustibile presente nel compartimento stesso, per il carico d'incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$).

Con l'obiettivo di studiare gli effetti della variabilità della classe di resistenza al fuoco sulle sezioni in calcestruzzo armato, viene considerato, a titolo di esempio, un compartimento caratterizzato da una superficie in pianta di 180 m² ed altezza 4.50 m. Gli elementi strutturali in c.a. (pilastri e travi) siano caratterizzati da una sezione trasversale di dimensioni 30x65. Inoltre, ipotizzando alcune soluzioni in termini di materiale combustibile presente nel compartimento analizzato, è stato stimato il valore del carico d'incendio specifico di progetto corrispondente alle soluzioni ipotizzate, ottenendo differenti classi di resistenza al fuoco per il compartimento. L'evoluzione temporale della temperatura media dei gas di combustione nel compartimento considerato è rappresentata dalla curva tempo-temperatura (parametrica) d'incendio confinato in compartimento (EC1, 2004).

Definiti i principali parametri di input considerati nello studio degli effetti della variabilità della classe di resistenza al fuoco, di seguito vengono mostrati i risultati ottenuti dallo studio condotto. In particolare, in Figura 3.31 vengono mostrate le mappature termiche risultanti dall'analisi termica bidimensionale della sezione trasversale dei pilastri di bordo (esposti al fuoco su un solo lato, Figura 3.31a,c,e) e dei pilastri interni (esposti al fuoco su tutti i lati della sezione, Figura 3.31b,d,f). Nel dettaglio, sono state considerate tre classi di resistenza al fuoco: R30 (30 minuti, Figura 3.31a,b), R45 (45 minuti, Figura 3.31c,d) e R60 (60 minuti, Figura 3.31e,f).

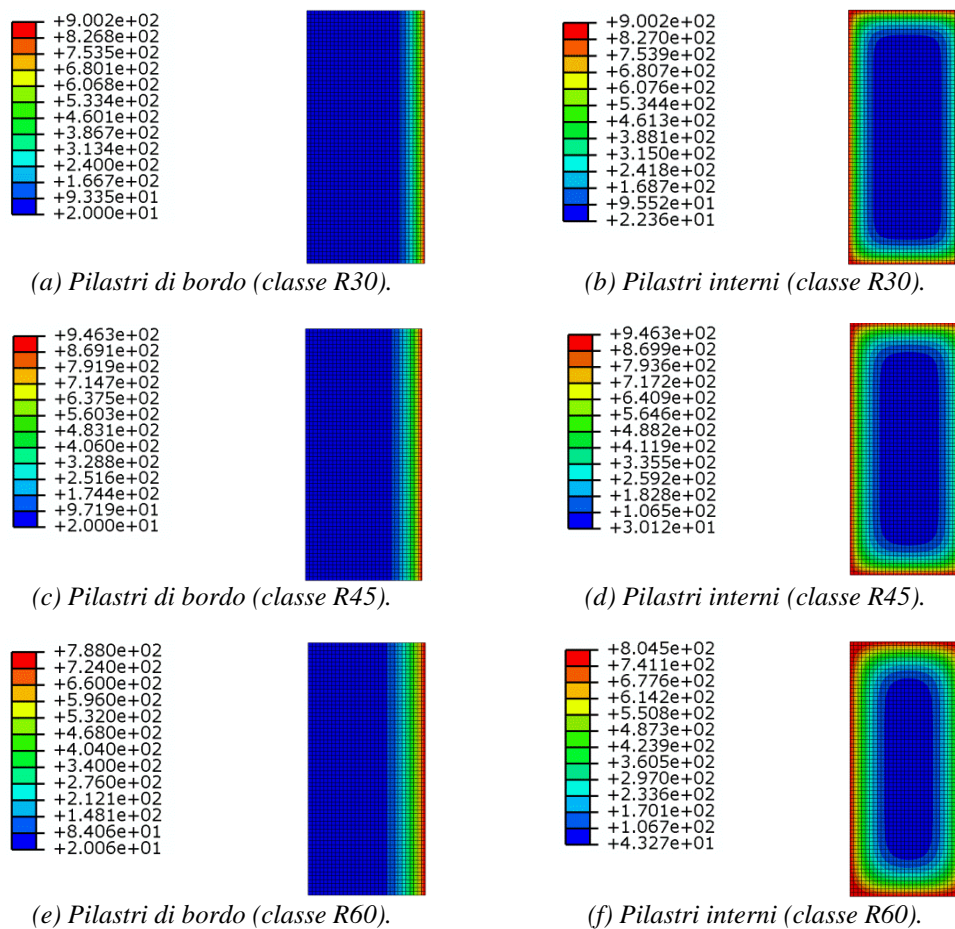


Figura 3.31 – Effetti della classe di resistenza al fuoco (R) sul campo termico delle sezioni in c.a. esposte all'azione del fuoco per 30 (R30), 45 (R45) e 60 (R60) minuti.

Come previsto, la temperatura sul bordo della sezione trasversale subisce un incremento passando dalla classe di resistenza R30 (900°C) alla classe R45 (946°C). Dopo 15 minuti aggiuntivi d'incendio, cioè passando alla classe di resistenza R60, la temperatura sul bordo della sezione subisce un decremento, passando a 788°C per la sezione esposta su un solo lato della sezione (Figura 3.31e) e a 805°C per la sezione esposta su tutto il bordo (Figura 3.31f). Tale risultato dipende esclusivamente dal carico termico applicato; nel caso analizzato, i tempi di esposizione corrispondenti alle classi di resistenza al fuoco R30 (30 minuti) e R45 (45 minuti) coincidono con il punto di passaggio dalla fase di riscaldamento a quella di raffreddamento (punto corrispondente al picco della temperatura nella curva d'incendio tempo-temperatura). D'altra parte, il tempo d'esposizione corrispondente alla classe di resistenza R60 ricade nel tratto delle temperature decrescenti (fase di raffreddamento) della curva d'incendio. Ciononostante i pilastri mostrati in Figura 3.31e,f (R60) esibiscono una diffusione più intensa del calore verso la zona centrale della sezione trasversale, mentre le sezioni di Figura 3.31a,b,c,d (R30 e R45) presentano la concentrazione delle massime temperature in una zona molto piccola della sezione (Mazza e Alesina, 2017a).

In conclusione, dallo studio condotto è stato possibile osservare che il tempo di esposizione al fuoco (classe di resistenza al fuoco) è il principale parametro da cui

dipende l'intensità del campo termico interno delle sezioni in calcestruzzo armato. Inoltre, una classe di resistenza corrispondente ad un tempo di esposizione che ricade nel tratto delle temperature decrescenti (fase di raffreddamento della curva d'incendio) può comportare un campo termico più intenso in confronto ad una che corrisponde ad un tempo ricadente nel tratto delle temperature crescenti (fase di riscaldamento della curva d'incendio).

3.3.1.4 EFFETTI DEL GRADO DI VENTILAZIONE

Il grado di ventilazione incide particolarmente nella modellazione dell'incendio e, quindi, nella definizione dell'evoluzione temporale della temperatura media dei gas di combustione nel compartimento (Mazza e Alesina, 2017a). Tuttavia, la ventilazione è una condizione che incide sensibilmente sulla durata dell'incendio, delle sue fasi di riscaldamento e raffreddamento e, inoltre, sul valore della temperatura massima (che può essere raggiunta nel compartimento durante l'incendio) e dell'istante di tempo corrispondente al suo raggiungimento. Il parametro che consente di tener conto delle reali condizioni di ventilazione nel compartimento è il fattore di apertura (o ventilazione) O , definito al § 2.3.3.2; esso dipende dalla superficie complessiva e dall'altezza equivalente delle aperture perimetrali, ma anche dalla superficie totale delle chiusure d'ambito del compartimento (valutata al lordo della superficie delle aperture perimetrali).

Con lo scopo di analizzare gli effetti del grado di ventilazione sulla risposta strutturale all'azione del fuoco delle sezioni in calcestruzzo armato è stato condotto uno studio parametrico, considerando come riferimento un compartimento in c.a. di superficie in pianta pari a 180 m^2 ed altezza pari a 4.50 m . La variabilità del grado di ventilazione del compartimento è stata ottenuta considerando quattro soluzioni in termini di numero e dimensioni delle aperture perimetrali del compartimento (Figura 3.32).

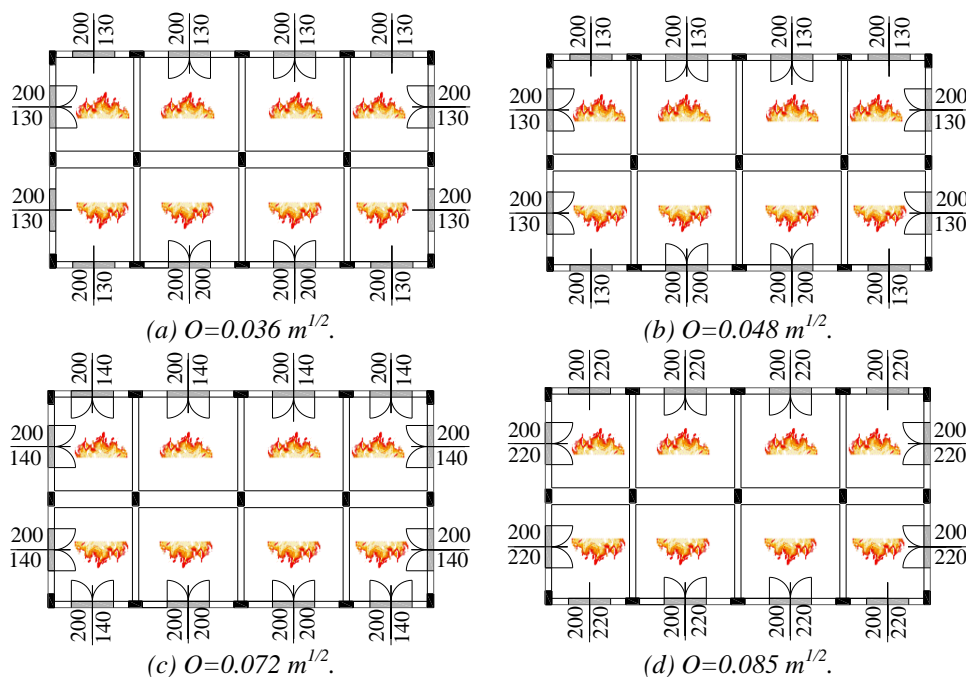


Figura 3.32 – Variabilità del grado di ventilazione del compartimento (dimensioni in cm).

Nel dettaglio, le soluzioni considerate sono relative a sei (Figura 3.32a), otto (Figura 3.32b), dodici (Figura 3.32c) e otto (Figura 3.32d) aperture con una superficie complessiva pari a 18.00, 24.00, 36.00 e 35.20 m², rispettivamente. Le curve parametriche d'incendio confinato in compartimento (EC1, 2004) relative ai fattori di ventilazione considerati nello studio parametrico sono illustrate in Figura 3.33; inoltre, si consideri una classe di resistenza corrispondente ad un tempo di esposizione al fuoco pari a 60 minuti primi (R60).

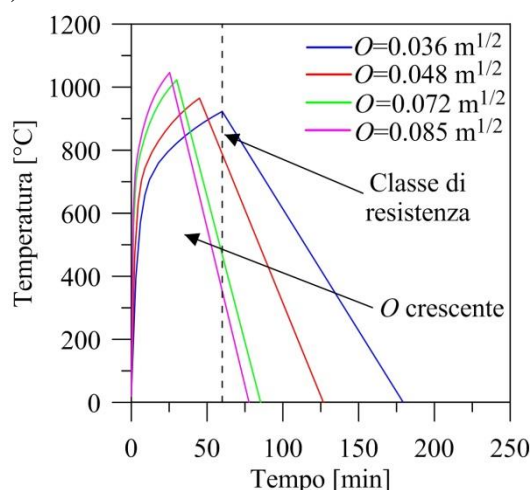


Figura 3.33 – Curve d'incendio tempo-temperatura.

Dalle curve riportate in Figura 3.33 è possibile osservare che la durata dell'incendio aumenta considerevolmente quando la disponibilità di ventilazione nel compartimento è limitata (basso valore della superficie delle aperture perimetrali).

I risultati dell'analisi termica effettuata per le sezioni in c.a. degli elementi strutturali del compartimento considerato nello studio condotto, sono riportati in Figura 3.34a (soluzione di Figura 3.32a), Figura 3.34b (soluzione di Figura 3.32b), Figura 3.34c (soluzione di Figura 3.32c) e Figura 3.34d (soluzione di Figura 3.32d).

Dai risultati ottenuti è possibile osservare che, fissata una classe di resistenza/tempo di esposizione all'azione del fuoco, all'aumentare del fattore di ventilazione si verifica una diminuzione della temperatura sul bordo della sezione trasversale in c.a.; a titolo di esempio, essa vale 923°C, 805°C, 580°C e 511°C, rispettivamente, per i casi in cui il fattore di ventilazione vale 0.036 m^{1/2}, 0.048 m^{1/2}, 0.072 m^{1/2} e 0.085 m^{1/2}. D'altra parte, con l'aumento della superficie di ventilazione si verifica anche un aumento, dell'ordine di pochi gradi centigradi, della temperatura nella zona centrale della sezione trasversale in c.a.. Inoltre, è possibile osservare che quando il tempo di esposizione coincide col punto di passaggio dalla fase di riscaldamento a quella di raffreddamento ($O=0.036$ m^{1/2} in Figura 3.33) oppure ricade nei primissimi minuti della fase di raffreddamento ($O=0.048$ m^{1/2} in Figura 3.33), il campo termico presenta dei valori decrescenti dal bordo verso il centro della sezione (Figura 3.34a,b). D'altra parte, quando il tempo di esposizione ricade in un punto avanzato della fase di raffreddamento ($O=0.072$ m^{1/2} e 0.085 m^{1/2} in Figura 3.33), si possono notare delle concentrazioni locali delle massime temperature in alcune zone della sezione trasversale, come ad esempio gli spigoli (Figura 3.34c,d).

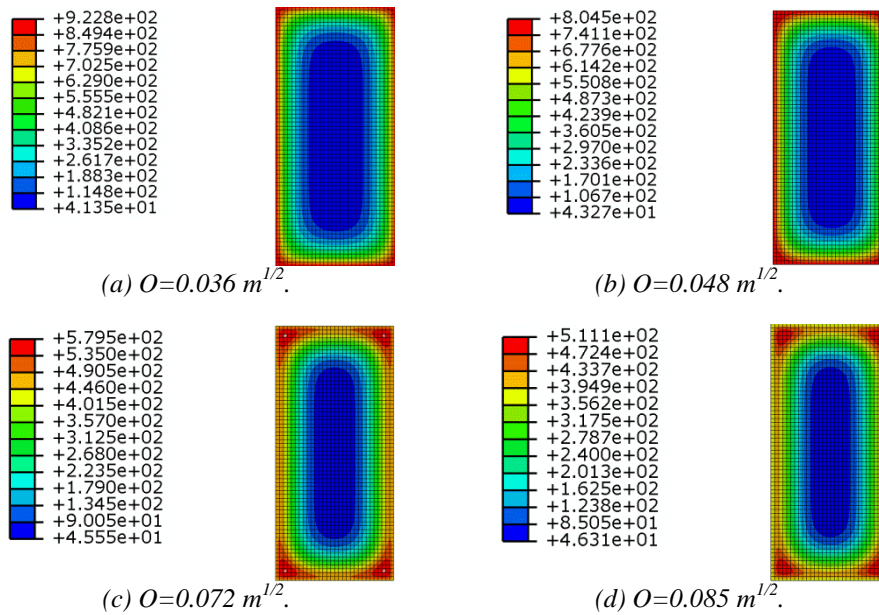


Figura 3.34 – Effetti del grado di ventilazione (O) sul campo termico delle sezioni in c.a..

3.3.1.5 EFFETTI DELLA FASE DI RAFFREDDAMENTO

Ai fini dell'analisi degli effetti della fase di raffreddamento sulla risposta strutturale all'azione del fuoco delle sezioni in c.a. è stato condotto uno studio parametrico considerando come riferimento un compartimento in c.a. con superficie in pianta di 180 m^2 , altezza pari a 4.50 m ed elementi con sezione trasversale di dimensioni 30×65 .

Sulla base delle caratteristiche geometriche e termofisiche del compartimento considerato è stato possibile valutare la storia temporale del carico termico (curva d'incendio parametrica; EC1, 2004) associato al carico d'incendio stimato, al quale corrisponde la classe di resistenza al fuoco R45 (45 minuti di esposizione al fuoco). Nel dettaglio, sono state ipotizzate diverse fasi di raffreddamento considerando degli incendi di durata pari a 120, 150, 180 e 210 minuti primi (Figura 3.35).

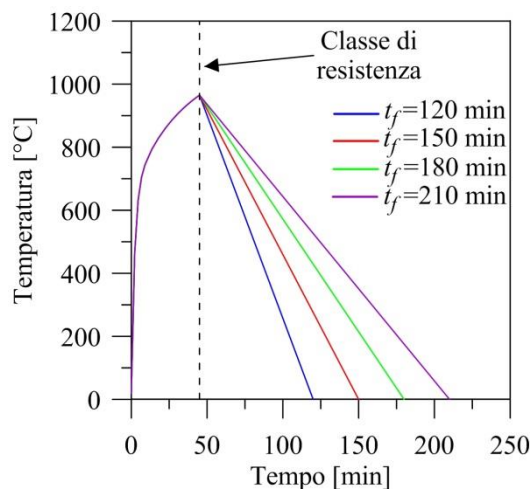


Figura 3.35 – Curve d'incendio tempo-temperatura.

La fase di riscaldamento ha una durata che coincide con la classe di resistenza al fuoco del compartimento (45 minuti), mentre per la fase di raffreddamento è stata considerata una durata pari a 75, 105, 135 e 165 minuti primi.

La mappatura termica della sezione in c.a. ottenuta alla fine di 45 minuti di esposizione all'azione del fuoco (effetti della classe di resistenza al fuoco) è mostrata in Figura 3.36, mentre le mappature termiche ottenute alla fine degli incendi considerati (Figura 3.35) sono riportate in Figura 3.37 (alla fine di 120 minuti in Figura 3.37a, alla fine di 150 minuti in Figura 3.37b, alla fine di 180 minuti in Figura 3.37c e alla fine di 210 minuti in Figura 3.37d).

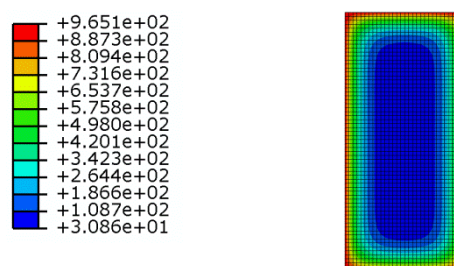


Figura 3.36 – Effetti della classe di resistenza al fuoco.

Come può essere osservato, il campo termico interno delle sezioni in c.a. è completamente diverso se si considera la sola fase di riscaldamento (effetto della classe di resistenza al fuoco, Figura 3.36) o entrambe le fasi dell'incendio (effetto della fase di raffreddamento, Figura 3.37). L'effetto della classe di resistenza al fuoco, descritto al § 3.3.1.3, è rappresentato da una distribuzione di temperatura che presenta dei valori decrescenti a partire dal bordo verso la zona centrale della sezione trasversale.

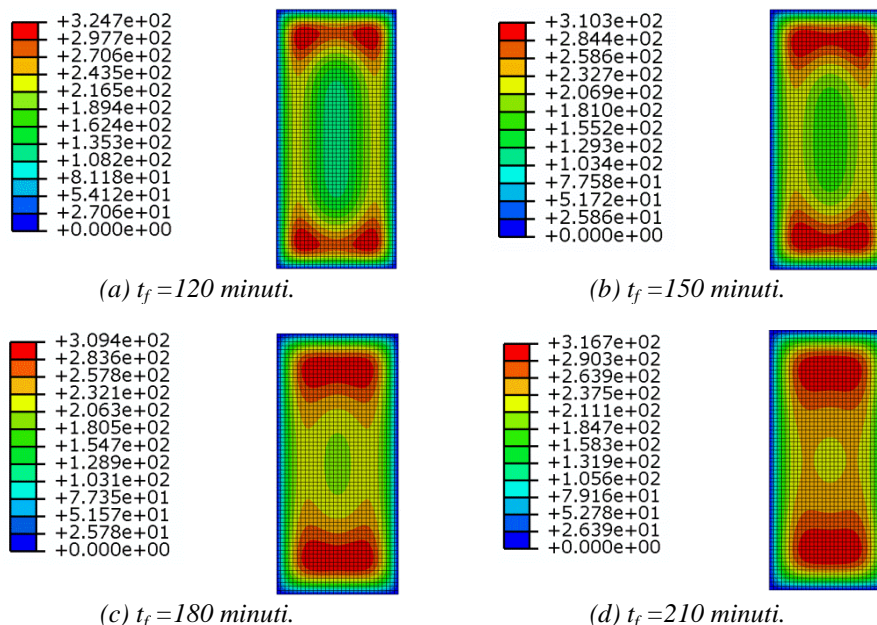


Figura 3.37 – Effetti della fase di raffreddamento sul campo termico delle sezioni in c.a..

Se, invece, si osservano le mappature termiche ottenute alla fine degli incendi considerati (Figura 3.37), è possibile notare che il campo termico risulta nullo in

corrispondenza del bordo della sezione (poiché sottoposta alla fase di raffreddamento dell'incendio) e, dall'altra parte, esibisce dei valori positivi all'interno della sezione, con la concentrazione delle massime temperature in alcune zone (generalmente negli spigoli). Inoltre, mettendo a confronto i risultati ottenuti è possibile osservare che la massima temperatura raggiunta nella sezione si riduce all'aumentare della durata della fase di raffreddamento. D'altra parte, l'area delle zone nelle quali è localizzata la massima temperatura cresce all'aumentare della durata della fase di raffreddamento dell'incendio. Pertanto, ne consegue che la durata e, quindi, la velocità della fase di raffreddamento incide in modo considerevole sulla distribuzione di temperatura all'interno della sezione in c.a., determinando il conseguente degrado delle proprietà meccaniche dei materiali.

Il fenomeno descritto può essere analizzato meglio osservando i profili di temperatura (mostrati in Figura 3.38) valutati nei nodi di estremità degli elementi finiti (spessore pari a 1 cm) e lungo l'asse principale verticale della sezione trasversale, considerando come punti iniziale e finale, rispettivamente, il bordo ed il centro della sezione. Nel dettaglio, i profili sono stati riportati per la sezione esposta all'incendio di durata pari a 120 minuti (Figura 3.38a), 150 minuti (Figura 3.38b), 180 minuti (Figura 3.38c) e 210 minuti (Figura 3.38d).

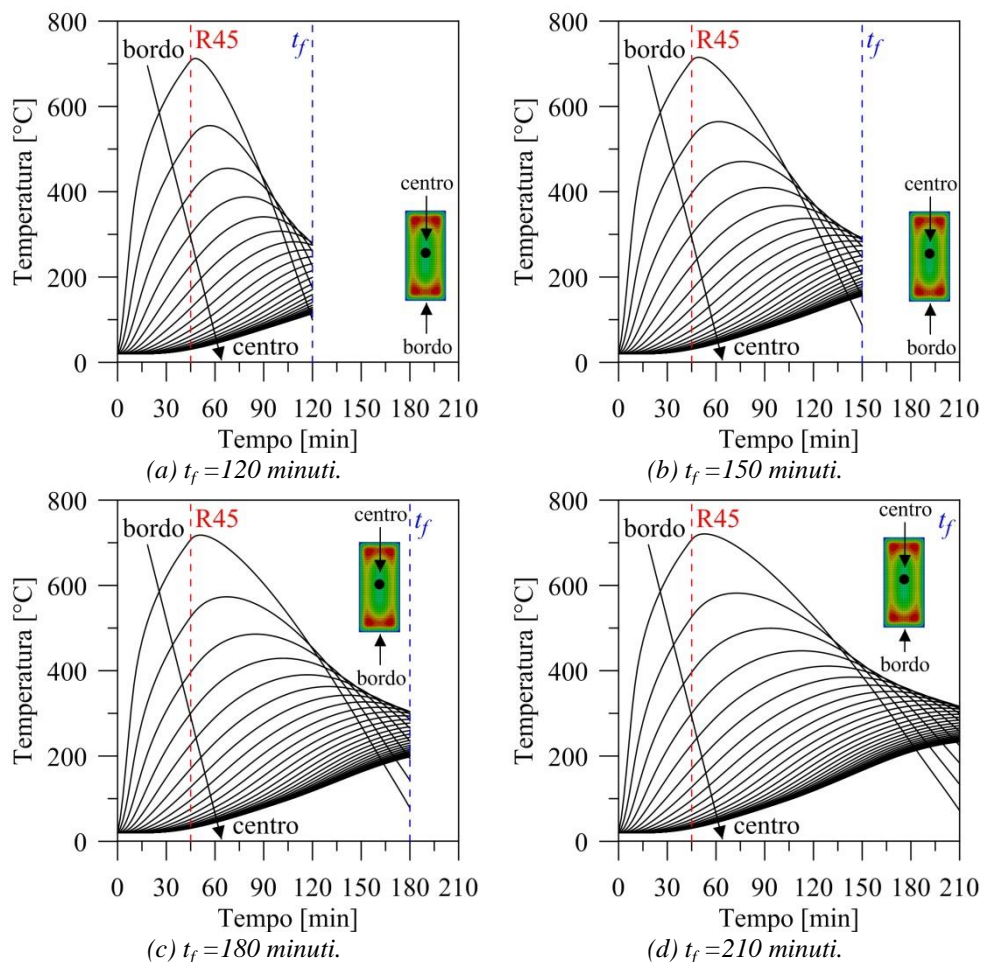


Figura 3.38 – Storia temporale dei profili di temperatura delle sezioni in c.a..

In conclusione, attraverso i profili di temperatura riportati in Figura 3.38 è possibile osservare che, mentre gli elementi finiti di bordo della sezione subiscono una rapida diminuzione di temperatura quando sono sottoposti a raffreddamento, la temperatura degli elementi finiti più interni continua ad aumentare (Mazza e Alesina, 2018; 2019). A titolo di esempio, la temperatura nel punto centrale della sezione trasversale esposta all'incendio di durata pari a 120 minuti vale 100°C (Figura 3.38a). Incrementando la durata della fase di raffreddamento di 30 minuti (incendio di durata pari a 150 minuti) si ottiene un incremento della temperatura nel suddetto punto della sezione di 55°C (Figura 3.38b). Con l'aggiunta di ulteriori 30 minuti (incendio di durata pari a 180 minuti) alla fase di raffreddamento, la temperatura cresce di circa 40°C (Figura 3.38c). Infine, per il punto centrale della sezione esposta all'incendio di durata pari a 210 minuti si ottiene una temperatura di circa 225°C (incremento di ulteriori 30°C, Figura 3.38d).

3.3.2 ANALISI SEMPLIFICATA DURANTE L'INCENDIO SECONDO IL METODO DELL'ISOTERMA 500°C

Il metodo dell'isoterma 500°C è un approccio semplificato, definito dall'EC2 (2004), per l'analisi a caldo (durante l'incendio, nell'istante di tempo corrispondente alla classe di resistenza al fuoco prescritta o calcolata) delle sezioni in calcestruzzo armato. Il metodo è applicabile solo per elementi in calcestruzzo armato soggetti a tensioni normali ed esposti ad incendi rappresentati sia dalla curva nominale standard che dalla curva naturale (in particolare negli incendi modellati con curva parametrica, con fattore di ventilazione $O > 0.14 \text{ m}^{1/2}$). La dimensione minima (b_{min}) delle sezioni, ai fini dell'applicabilità del metodo, è funzione della classe di resistenza al fuoco richiesta nel caso di incendio modellato attraverso la curva tempo-temperatura standard ISO 834 (Tabella 3.1; EC2, 2004) o del carico d'incendio specifico di progetto per le verifiche con incendio modellato attraverso la curva parametrica d'incendio confinato in compartimento (Tabella 3.2; EC2, 2004).

Il metodo consiste nel trascurare la resistenza offerta dalla porzione di sezione di calcestruzzo che, all'istante di tempo corrispondente alla classe di resistenza al fuoco (R), abbia raggiunto temperature superiori o pari a 500°C e nell'effettuare le verifiche sulla sezione residua (parte della sezione che risulta compresa nell'isoterma corrispondente alla temperatura $T=500^\circ\text{C}$) mediante l'applicazione dei metodi tradizionali. Alla sezione residua in calcestruzzo viene attribuita la resistenza cilindrica a compressione valutata a temperatura normale ($T=20^\circ\text{C}$), mentre per le barre di armatura longitudinale viene considerata una resistenza allo snervamento ridotta ($f_{y,T}$) in funzione del valore della temperatura (§ 2.4.2.1, Figura 2.10), ottenuto dall'analisi termica con risposta transitoria effettuata sull'intera sezione, risultante nel baricentro delle barre (Ponticelli e Caciolai, 2013).

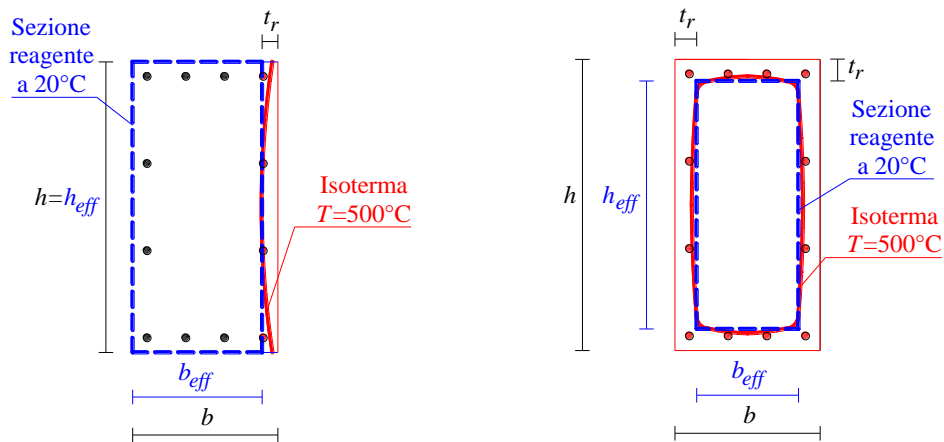
Tabella 3.1 – Dimensioni minime della sezione in calcestruzzo armato per le verifiche con incendio standard (dimensioni in mm).

Classe	R60	R90	R120	R180	R240
b_{min}	90	120	160	200	280

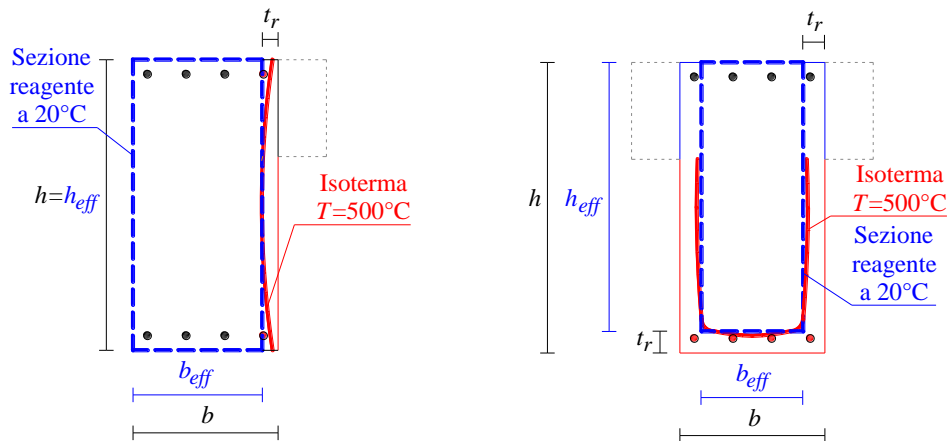
Tabella 3.2 – Dimensioni minime della sezione in calcestruzzo armato per le verifiche con incendio parametrico (dimensioni in MJ/m^2 e mm).

q_d	200	300	400	600	800
b_{min}	100	140	160	200	240

La Figura 3.39 esemplifica l'applicazione del metodo dell'isoterma 500°C per i pilastri di bordo (esposti al fuoco su un lato della sezione, Figura 3.39a), per i pilastri interni (esposti al fuoco su tutti i lati della sezione, Figura 3.39b), per le travi di bordo (esposte al fuoco su un lato della sezione, Figura 3.39c) e per le travi interne (esposte al fuoco sui lati sinistro, destro e inferiore della sezione, Figura 3.39d).



(a) Sezione di un pilastro esposto su un lato. (b) Sezione di un pilastro esposto su quattro lati.



(c) Sezione di una trave esposta su un lato. (d) Sezione di una trave esposta su tre lati.

Figura 3.39 – Applicazione del metodo dell'isoterma 500°C (EC2, 2004).

Dove: b e h rappresentano le dimensioni iniziali della sezione, b_{eff} e h_{eff} sono le dimensioni della sezione residua, t_r è lo spessore della porzione di sezione che viene trascurata. Inoltre, negli esempi di Figura 3.39 vengono indicati anche l'isoterma corrispondente alla temperatura $T=500^\circ\text{C}$ e la sezione residua da considerare ai fini delle verifiche.

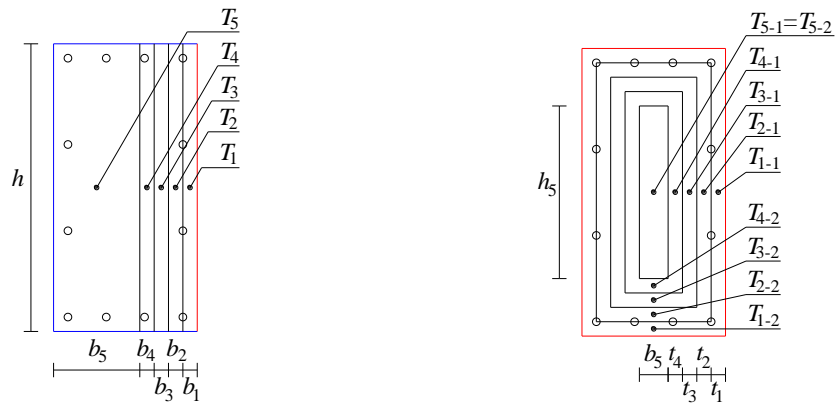
3.3.3 ANALISI AVANZATA A FINE INCENDIO SECONDO IL METODO DELLA RESISTENZA RESIDUA

Il metodo della resistenza residua è un approccio avanzato per l'analisi a freddo (a fine incendio, nell'istante di tempo corrispondente al termine della fase di raffreddamento) delle sezioni bidimensionali degli elementi in calcestruzzo armato (Mazza e Alesina, 2018; 2019). Il metodo è definito avanzato per via della considerazione delle proprietà meccaniche residue dei materiali. In particolare, è stato osservato che le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo dipendono dalla massima temperatura raggiunta durante l'incendio e dalla durata delle fasi di riscaldamento e raffreddamento, mentre quelle dell'acciaio dipendono esclusivamente dalla massima temperatura raggiunta durante l'incendio. L'individuazione della massima temperatura raggiunta durante l'incendio presuppone la conoscenza della storia temporale del campo termico nel calcestruzzo e nelle barre d'acciaio e, a tal fine, risulta necessaria la considerazione di opportuni profili termici delle sezioni in c.a. (a titolo di esempio si faccia riferimento ai profili mostrati in Figura 3.38). Inoltre, è interessante notare che la diffusione del calore all'interno degli elementi in calcestruzzo armato comporta la variazione discreta delle proprietà meccaniche dei materiali, soprattutto per il calcestruzzo. Ciò implica la trasformazione della sezione originaria in calcestruzzo armato in una sezione mista, caratterizzata da calcestruzzo con proprietà variabili e barre d'acciaio con resistenze diverse. Tuttavia, le verifiche sulla sezione mista possono essere effettuate attraverso l'applicazione dei metodi tradizionali.

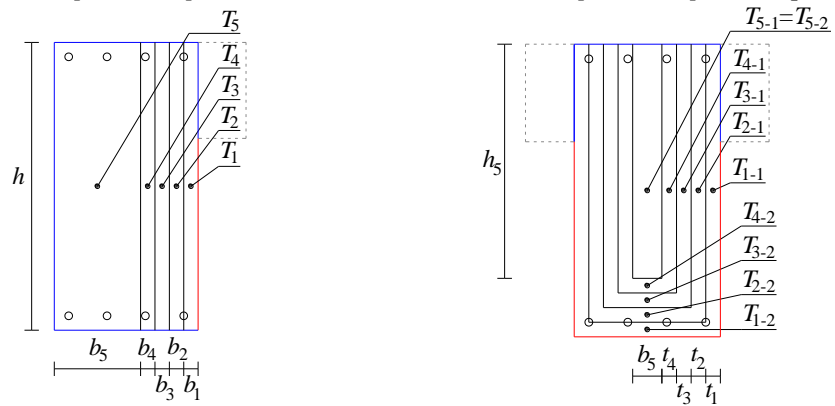
Il metodo proposto consiste nella discretizzazione della sezione in calcestruzzo armato in un certo numero di strisce rettangolari (nel caso di una sezione esposta al fuoco su un solo lato), anelli chiusi (per una sezione esposta al fuoco su tutto il bordo) o anelli aperti (nel caso di una sezione esposta al fuoco su tre lati). Sulla base dei risultati dell'analisi termica con risposta transitoria, condotta sull'intera sezione in calcestruzzo armato, è possibile individuare la massima temperatura raggiunta in corrispondenza del baricentro di ciascuna striscia rettangolare (per le sezioni esposte al fuoco su un lato) o del baricentro dei lati di ciascun anello (per le sezioni esposte al fuoco su tutto il bordo o gran parte di esso). Analogamente, viene individuata la massima temperatura raggiunta in corrispondenza del baricentro delle barre d'armatura longitudinale.

In definitiva, a ciascuna (ciascuno) striscia (anello) di calcestruzzo e a ciascuna barra d'armatura longitudinale, in funzione del massimo campo termico, vengono assegnate delle proprietà meccaniche residue, valutate in accordo con i risultati sperimentali disponibili in letteratura (§ 2.4.2.2, Figura 2.11). In particolare, per il calcestruzzo vengono considerate le leggi di decadimento della resistenza cilindrica a compressione (Abrams, 1971) e del modulo elastico (Nassif et al., 1999), mentre per l'acciaio la legge di decadimento della resistenza allo snervamento (Słowański et al., 1971).

In Figura 3.40 viene esemplificata l'applicazione del metodo della resistenza residua per i pilastri di bordo (esposti al fuoco su un lato della sezione, Figura 3.40a), per i pilastri interni (esposti al fuoco su tutto il bordo, Figura 3.40b), per le travi di bordo (esposte al fuoco su un lato della sezione, Figura 3.40c) e per le travi interne (esposte al fuoco sui lati sinistro, destro e inferiore della sezione, Figura 3.40d).



(a) Sezione di un pilastro esposto su un lato. (b) Sezione di un pilastro esposto su quattro lati.



(c) Sezione di una trave esposta su un lato. (d) Sezione di una trave esposta su tre lati.

Figura 3.40 – Applicazione del metodo della resistenza residua (Mazza e Alesina, 2018; 2019).

In conclusione, il metodo della resistenza residua può essere applicato sia nel caso di incendio modellato attraverso la curva tempo-temperatura standard ISO 834 (ISO 834, 1999) sia nel caso di incendio modellato attraverso la curva parametrica d'incendio confinato in compartimento (EC1, 2004).

CAPITOLO 4

PROGETTAZIONE E VERIFICA POST-INCENDIO DI STRUTTURE CON ISOLAMENTO SISMICO

4.1 PREMESSA

Il quarto capitolo è incentrato sulla descrizione delle fasi di progettazione (in fase pre-incendio) e di verifica (in fase post-incendio) degli edifici isolati sismicamente, che sono stati considerati come strutture test per lo studio dei principi dell'isolamento sismico (Capitolo 1), della modellazione dell'azione del fuoco (Capitolo 2) e della modellazione non lineare della risposta strutturale all'azione del fuoco (Capitolo 3). Nello specifico, il capitolo è stato strutturato in tre parti; ciascuna di esse è relativa ad una determinata soluzione costruttiva in relazione alla posizione degli isolatori sismici (§ 1.6). Le soluzioni costruttive analizzate sono: isolamento sismico alla base (Figura 1.21b), isolamento sismico in sommità dei pilastri del piano interrato (Figura 1.21a) ed isolamento sismico in sommità dei pilastri del primo livello (Figura 1.21c). Per ognuna delle soluzioni costruttive analizzate sono state progettate delle strutture test con sovrastruttura in calcestruzzo armato, protetta dal sisma mediante isolatori elastomerici con gomma ad alto smorzamento (HDRB, § 1.4.1.2) oppure con nucleo di piombo (LRB, § 1.4.1.3). In ogni paragrafo sono definiti: la geometria delle strutture test (pianta, elevazione e sezioni trasversali degli elementi strutturali), l'analisi dei carichi verticali e delle azioni sismiche (componenti orizzontali e, eventualmente, anche la componente verticale), le soluzioni progettuali adottate per quanto riguarda i sistemi di isolamento sismico, la modellazione dell'incendio in termini di scenari di incendio simulati in pianta ed in elevazione, gli effetti dell'azione del fuoco sulle proprietà meccaniche e geometriche dei dispositivi dei sistemi d'isolamento sismico (HDRB e LRB) e, infine, gli effetti dell'azione del fuoco sulle proprietà meccaniche degli elementi della sovrastruttura in c.a. (travi e pilastri). La località considerata come sito di riferimento per le strutture test è rappresentata dal comune di Crotona, che presenta le seguenti coordinate geografiche: latitudine e longitudine, rispettivamente, pari a 39.1143° e 17.0804°.

4.2 STRUTTURE ISOLATE SISMICAMENTE ALLA BASE

4.2.1 GEOMETRIA

Le strutture test considerate sono rappresentate da edifici intelaiati in calcestruzzo armato di cinque piani, sismicamente isolati, con destinazione d'uso relativa ad uffici aperti al pubblico, corrispondente alla categoria B2 definita dalle NTC08 (2008). Gli edifici sono caratterizzati da regolarità, sia in pianta (con condizione di simmetria rispetto alle direzioni principali x e y) che in elevazione. Gli orizzontamenti sono rappresentati da solai di tipo latero-cementizio, mentre gli elementi divisorii interni e la tamponatura perimetrale sono in muratura. La tamponatura perimetrale è stata considerata come

elemento non strutturale, regolarmente distribuito in elevazione. La sovrastruttura in c.a. è isolata alla base mediante quindici isolatori elastomerici con gomma ad alto smorzamento (protetti dall'azione del fuoco), identici tra loro, interposti tra due grigliati di travi. Infine, le fondazioni sono costituite da travi in c.a. aventi sezione rettangolare.

Di seguito vengono mostrate la pianta (Figura 4.1a) e l'elevazione (Figura 4.1b) delle strutture test, indicando anche la direzione di orditura dei solai, la lunghezza e le sezioni trasversali degli elementi in c.a. e la collocazione degli isolatori sismici. La modellazione delle strutture test isolate alla base è stata effettuata per mezzo del software agli elementi finiti Sismicad (2012). Dati aggiuntivi circa la geometria delle strutture test possono essere trovati in Mazza e Alesina (2015a; 2015b; 2016a).

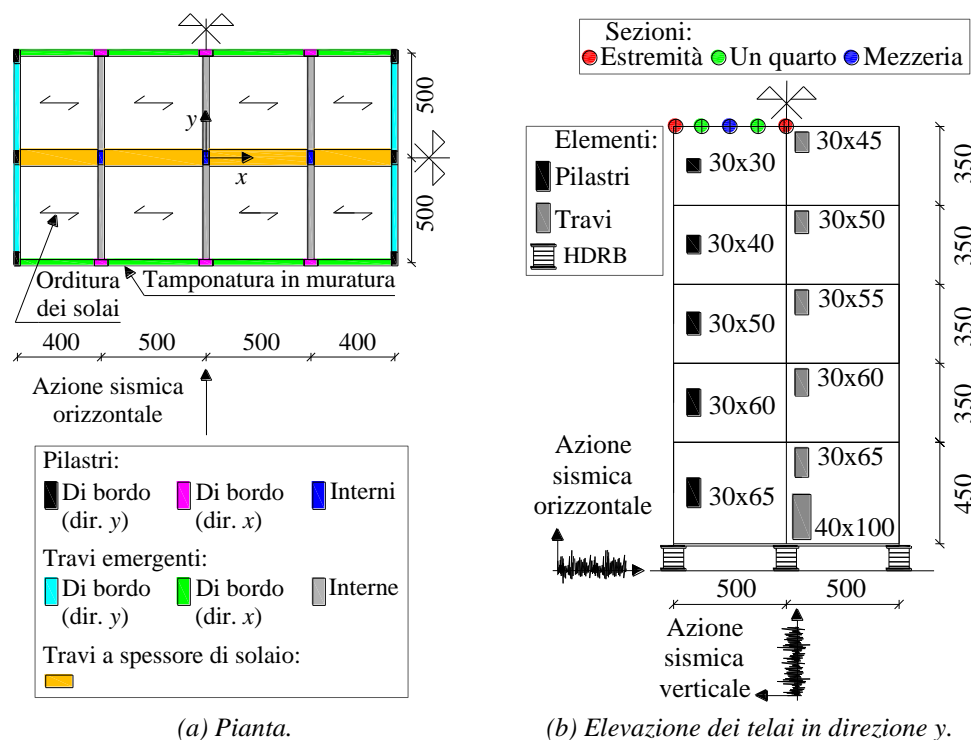


Figura 4.1 – Geometria delle strutture test isolate sismicamente alla base (dimensioni in cm).

Con lo scopo di condurre un'indagine numerica estesa, sono state progettate dieci strutture test, caratterizzate da tre valori del rapporto di rigidità nominale degli isolatori HDRB ($\alpha_{k0}=400, 800$ e 2400) e quattro categorie di sottosuolo (A, B, C e D, corrispondenti a roccia, terreno rigido, mediamente denso e deformabile, rispettivamente). Ogni struttura isolata alla base (BI) viene identificata con due simboli: il primo indica la classe di sottosuolo, il secondo indica il valore di α_{k0} . Il progetto delle strutture isolate alla base è stato condotto considerando una zona ad alto rischio sismico assumendo, oltre ai carichi verticali, i carichi sismici orizzontali agenti in combinazione con quelli verticali e supponendo risposta elastica per la sovrastruttura (fattore di struttura per i carichi sismici orizzontali e verticali, $q_H=q_V=1.00$).

Per gli elementi della sovrastruttura in c.a. sono stati assunti un calcestruzzo di classe C25/30 (con resistenza caratteristica cilindrica a compressione pari a 25 MPa) ed acciaio di tipo B450C (resistenza allo snervamento di 450 MPa). Il progetto della sovrastruttura è

stato condotto in modo da soddisfare le condizioni minime per le barre longitudinali delle travi e dei pilastri, in accordo con le prescrizioni imposte dalle NTC08 (2008) per la classe di duttilità bassa (CD “B”): almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm sono presenti superiormente ed inferiormente per tutta la lunghezza della trave; per tutta la lunghezza del pilastro l’interasse tra le barre (di diametro non inferiore a 12 mm) non è superiore a 25 cm. Inoltre, per la trave sono soddisfatte le limitazioni sulla percentuale geometrica di armatura tesa (ρ) e compressa (ρ_{comp}): $\rho \geq 0.31\%$, $\rho_{comp} \geq 0.5 \cdot \rho$ (zona critica) e $\rho_{comp} \geq 0.25 \cdot \rho$ (in ogni sezione). Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica di armatura longitudinale risulta compresa entro i seguenti limiti: $1\% \leq \rho \leq 4\%$.

Gli isolatori HDRB soddisfano le verifiche allo stato limite di collasso (SLC) per quanto riguarda le massime deformazioni di taglio: $\gamma_{tot} \leq 5$ e $\gamma_s \leq 2$, dove γ_{tot} e γ_s rappresentano, rispettivamente, la deformazione di taglio totale e la deformazione di taglio dell’elastomero dovuta allo spostamento sismico. Inoltre, il massimo carico assiale di compressione (P) non eccede il carico critico (P_{cr}) diviso per un coefficiente di sicurezza pari a 2.0. Infine, la tensione minima di trazione (σ_{tu}) risultante dall’analisi sismica è stata assunta pari a due volte il modulo di taglio (G_{din}) dell’elastomero.

4.2.2 ANALISI DEI CARICHI

Il predimensionamento del solaio latero-cementizio è stato condotto in accordo con il D.M. 09-01-1996 poiché le NTC08 (2008) non forniscono indicazioni in merito alle limitazioni geometriche della sezione trasversale. Nello specifico, il D.M. 09-01-1996 fornisce le seguenti indicazioni: $H \geq \max(15\text{cm}, L_{max}/25)$, $s \geq 4\text{cm}$, $i \leq 15 \cdot s$, $b_0 \geq \max(8\text{cm}; i/8)$, $b_p \leq 52\text{ cm}$ e $h_p \geq 12\text{cm}$. Dove H rappresenta l’altezza totale della sezione trasversale del solaio, ottenuta dalla somma tra lo spessore della soletta (s) e l’altezza della pignatta (h_p); l’interasse tra le nervature (di larghezza b_0) è indicata con i , mentre con b_p si indica la larghezza della pignatta; L_{max} rappresenta la massima luce in pianta, coperta dalle nervature e nel caso specifico di Figura 4.1a vale 5.00m. In Tabella 4.1 sono riportate le dimensioni assunte per la sezione trasversale del solaio, illustrata in Figura 4.2.

Tabella 4.1 – Geometria della sezione trasversale del solaio latero-cementizio (dimensioni in cm).

H	s	i	b_0	b_p	h_p
20.00	4.00	50.00	10.00	40.00	16.00

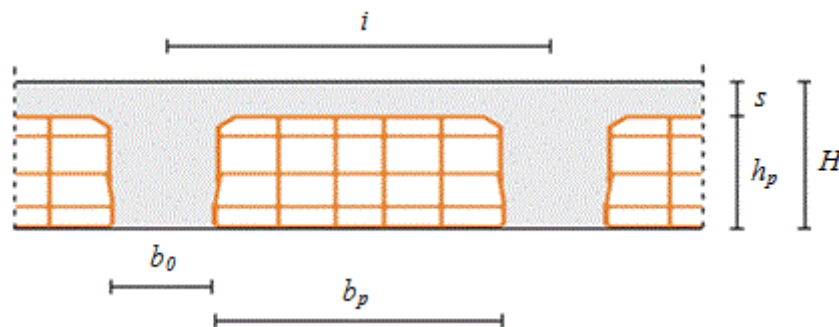


Figura 4.2 – Sezione trasversale del solaio latero-cementizio.

Una volta dimensionato il solaio, si è passati all'analisi dei carichi agenti, i quali vengono classificati, secondo la variazione della loro intensità nel tempo, dalle NTC08 (2008) in: carichi permanenti strutturali e non strutturali, variabili, eccezionali e sismici. I carichi permanenti strutturali (G_1) sono rappresentati dal peso proprio del solaio e, quindi, dal contributo offerto dalla soletta, dalle nervature e dalle pignatte. Per il calcestruzzo armato (soletta e nervature) è stato considerato un peso per unità di volume pari a 25 kN/m^3 , mentre per le pignatte uno di 6 kN/m^3 .

Il peso del massetto, dell'intonaco, del pavimento, dell'impermeabilizzante, l'incidenza dei tramezzi e delle tamponature vengono considerati come carichi permanenti non strutturali (G_2). Per il massetto, l'intonaco ed il pavimento, rispettivamente, sono stati considerati degli spessori di 5 cm, 1 cm e 2 cm e dei pesi per unità di volume pari a 20 kN/m^3 , 18 kN/m^3 e 20 kN/m^3 . Il contributo dell'impermeabilizzazione è stato messo in conto per il solaio dell'ultimo livello, considerando un peso di 0.30 kN/m^2 , mentre per i solai degli altri livelli si è tenuto conto dell'incidenza dei tramezzi e delle tamponature. L'incidenza dei tramezzi è stata valutata in accordo con le prescrizioni fornite dalle NTC08 (2008), nelle quali viene definito un carico uniformemente distribuito (g_2) che dipende dal peso proprio per unità di lunghezza delle partizioni; nello specifico, sono stati ottenuti dei carichi lineari di 3.50 kN/m e 4.50 kN/m , che corrispondono a dei carichi superficiali di 1.60 kN/m^2 e 2.00 kN/m^2 , rispettivamente, per i solai dei livelli 1, 2, 3 e 4 e per il solaio di base (a livello del sistema di isolamento).

Il carico permanente strutturale (G_1) ottenuto per il solaio delle strutture test è pari a 2.60 kN/m^2 , mentre i carichi permanenti non strutturali (G_2) risultano pari a 1.88 kN/m^2 , 3.58 kN/m^2 e 3.18 kN/m^2 , rispettivamente, per il solaio di copertura (5), per il solaio di base (0) e per i solai degli altri livelli (1, 2, 3, e 4).

La tamponatura è stata considerata come elemento non strutturale, regolarmente distribuita in elevazione ed uniformemente distribuita sulle travi perimetrali. Il peso delle tamponature perimetrali è stato messo in conto considerando un carico gravitazionale di 2.70 kN/m^2 (coefficiente vuoto per pieno pari a 0.50) che corrisponde ad un carico lineare pari a 6.08 kN/m e 4.73 kN/m , rispettivamente, per le travi a livello del sistema di isolamento e per le travi dei livelli 1, 2, 3 e 4.

Nell'analisi dei carichi sono stati considerati dei carichi variabili (Q) rappresentati dai carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; nel caso in esame, la destinazione d'uso è relativa ad uffici aperti al pubblico (categoria B2; NTC08, 2008) ed il relativo carico superficiale di esercizio è di 3.00 kN/m^2 .

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, sono state valutate a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione delle strutture test. La pericolosità sismica del sito è stata definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa (a_g) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria di sottosuolo: A) con superficie topografica orizzontale (categoria topografica: T_1), ma anche in funzione di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . La probabilità di eccedenza, con riferimento agli stati limite ultimi, è pari al 10% e al 5%, rispettivamente, per lo stato limite di salvaguardia della vita

(SLV) e di prevenzione del collasso (SLC). Il periodo di riferimento delle strutture test è pari a 75 anni ed è stato ottenuto moltiplicando la vita nominale V_N (pari a 50 anni poiché le strutture test ricadono nella categoria delle opere ordinarie) per il coefficiente c_u (pari a 1.50) relativo alla classe d'uso (Classe III: costruzioni con affollamenti significativi). Le forme spettrali sono state definite a partire dal valore assunto dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale: a_g - accelerazione orizzontale massima al sito, F_0 (F_V) – valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (verticale), T_C^* - periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale. Con riferimento alla località assunta come sito di costruzione delle strutture test e agli stati limite considerati, in Tabella 4.2 vengono riportati i valori dei parametri necessari per la determinazione delle azioni sismiche di progetto.

Tabella 4.2 – Parametri necessari per la determinazione delle azioni sismiche di progetto .

Stato limite ultimo	a_g	F_0	F_V	T_C^*
SLV	0.2007g	2.422	1.46	0.371 s
SLC	0.2635g	2.47	1.68	0.385 s

L'azione sismica di progetto dipende anche dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e tale dipendenza viene messa in conto attraverso il coefficiente $S(=S_S \cdot S_T)$, dove S_S e S_T consentono di tener conto, rispettivamente, dell'influenza, sulla risposta sismica locale, del profilo stratigrafico e della condizione topografica. Tuttavia, le strutture test isolate alla base sono state progettate considerando diverse categorie stratigrafiche (A, B, C e D) e la prima categoria topografica ($T_1, S_T=1$).

I parametri sismici degli spettri di risposta elastica relativi allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) sono riportati in Tabella 4.3, mentre quelli relativi allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC) sono riportati in Tabella 4.4.

Tabella 4.3 – Parametri sismici degli spettri di risposta elastici allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

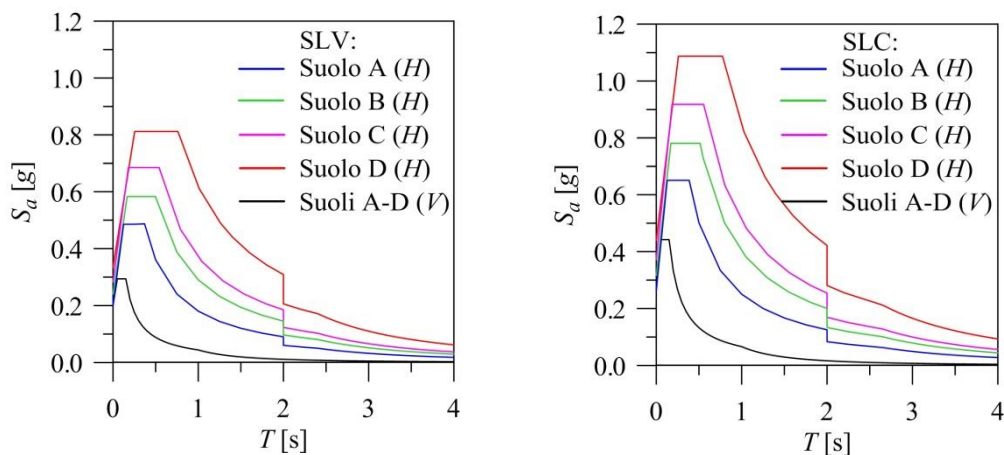
Categoria di sottosuolo	S_{SH}	S_{SV}	$PGA_H(g)$	$PGA_V(g)$	α_{PGA}
A	1.00	1.00	0.201	0.201	1.00
B	1.20	1.00	0.241	0.201	0.84
C	1.41	1.00	0.283	0.201	0.71
D	1.67	1.00	0.335	0.201	0.60

Tabella 4.4 – Parametri sismici degli spettri di risposta elastici allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC).

Categoria di sottosuolo	S_{SH}	S_{SV}	$PGA_H(g)$	$PGA_V(g)$	α_{PGA}
A	1.00	1.00	0.264	0.264	1.00
B	1.14	1.00	0.300	0.264	0.88
C	1.31	1.00	0.345	0.264	0.77
D	1.42	1.00	0.374	0.264	0.71

Dove S_{SH} e $PGA_H(=a_g \cdot S_{SH})$ sono il fattore di amplificazione stratigrafica ed il picco di accelerazione al suolo in direzione orizzontale, mentre S_{SV} e $PGA_V(=a_g \cdot S_{SV})$ sono i parametri analoghi in direzione verticale. Il rapporto tra i picchi di accelerazione al suolo, nelle direzioni verticale e orizzontale, è stato indicato con $\alpha_{PGA}(=PGA_V/PGA_H)$.

In Figura 4.3 sono riportati gli spettri di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali (H) e verticale (V), calcolati in accordo con le NTC08 (2008), relativi alle categorie stratigrafiche analizzate (A, B, C e D) per le strutture test progettate, considerando gli stati limite di salvaguardia della vita (SLV, Figura 4.3a) e di prevenzione del collasso (SLC, Figura 4.3b); lo spettro di progetto relativo alla componente verticale è stato calcolato assumendo un fattore di smorzamento viscoso equivalente $\zeta=5\%$, mentre gli spettri di progetto relativi alle componenti orizzontali sono stati ottenuti riducendo lo spettro di risposta elastico, per tener conto dell'effettivo fattore di smorzamento viscoso adottato ($\zeta=10\%$), nel solo campo dei periodi di vibrazione maggiori di 0.8 volte il periodo di vibrazione delle strutture test isolate alla base.



(a) Stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

(b) Stato limite di prevenzione del collasso (SLC).

Figura 4.3 – Spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali (H) e verticale (V).

In Tabella 4.5 vengono riportate le masse sismiche di piano (m_{1-5} per i solai dei livelli 1-5, m_0 per il solaio di base) e la massa sismica totale (m_{tot}), delle strutture test progettate.

Tabella 4.5 – Massa sismica delle strutture test isolate alla base (dimensioni in $kN \cdot s^2/m$).

m_0	288.42
m_1	229.82
m_2	219.91
m_3	211.90
m_4	203.87
m_5	140.56
m_{tot}	1294.48

4.2.3 SOLUZIONI PROGETTUALI

Per investigare la soluzione costruttiva dell'isolamento alla base (Figura 1.21b), sono state progettate dieci strutture test caratterizzate da tre valori del rapporto di rigidezza nominale degli isolatori HDRB ($\alpha_{K0}=400, 800$ e 2400 , rispettivamente, basso, medio e alto) e quattro categorie di sottosuolo (A: roccia, B: terreno rigido, C: terreno mediamente denso, D: terreno deformabile). La soluzione adottata, in termini di posizionamento in pianta dei dispositivi, viene illustrata in Figura 4.4. Con la finalità di condurre uno studio comparativo tra le strutture test isolate alla base, è stato assunto un unico valore del periodo fondamentale di vibrazione in direzione orizzontale, $T_{1,H}=2.50$ s. A causa della variabilità del rapporto di rigidezza nominale α_{K0} , e quindi della rigidezza verticale K_v , dei sistemi d'isolamento, sono stati ottenuti diversi valori del periodo fondamentale di vibrazione in direzione verticale: $T_{1,V}=0.125$ s, 0.088 s e 0.051 s, rispettivamente, per le strutture test BI400, BI800 e BI2400. Le strutture sono isolate dal terreno tramite dispositivi elastomerici caratterizzati da miscela elastomerica morbida (soft), con modulo di elasticità trasversale dinamico $G_{din}=0.35$ MPa e modulo di compressibilità volumetrica della gomma pari a $E_b=2000$ MPa. Lo smorzamento viscoso degli HDRB è stato assunto pari a $\zeta_{1,H}=10\%$ e $\zeta_{1,V}=5\%$, rispettivamente, in direzione orizzontale e verticale.

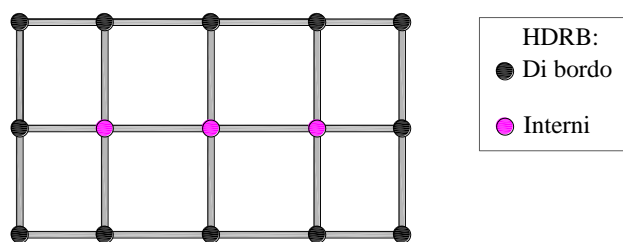


Figura 4.4 – Soluzione progettuale adottata per i dispositivi HDRB.

In Tabella 4.6 sono riportate le seguenti caratteristiche geometriche dei sistemi d'isolamento delle strutture test: diametro dell'isolatore (D), spessore del singolo strato di elastomero (t_i), numero di strati di elastomero (n_e), spessore totale degli strati di elastomero (t_e), fattori di forma primario (S_1) e secondario (S_2).

Tabella 4.6 – Caratteristiche geometriche degli isolatori HDRB (dimensioni in cm).

Struttura test	D	t_i	n_e	t_e	S_1	S_2
BIA400	59.00	1.72	10	17.54	8.58	3.36
BIB400	65.00	1.88	11	20.92	8.64	3.11
BIC400	70.00	2.01	12	24.72	8.71	2.83
BID400	82.00	2.37	14	33.34	8.65	2.46
BIA800	49.45	0.97	13	12.33	12.74	4.01
BID800	73.00	1.40	19	26.60	13.04	2.74
BIA2400	38.00	0.31	23	7.27	30.65	5.23
BIB2400	44.00	0.36	27	9.77	30.56	4.50
BIC2400	48.78	0.40	30	12.00	30.49	4.07
BID2400	71.53	0.59	44	25.81	30.31	2.77

In aggiunta, per le piastre metalliche interne ed esterne sono stati considerati degli spessori pari a $t_{si}=0.21$ cm e $t_{se}=2.0$ cm, rispettivamente.

Dai valori ottenuti per le caratteristiche geometriche (Tabella 4.6) è possibile notare che passando dalla categoria stratigrafica A alla D, ad eccezione del fattore di forma secondario S_2 , si verifica un aumento di tutte le grandezze; inoltre, per la struttura test BI2400 è possibile notare una riduzione del fattore di forma primario S_1 .

In funzione del valore adottato per il fattore di rigidità nominale α_{K0} , in Tabella 4.7 vengono riportate le seguenti proprietà meccaniche dei sistemi d'isolamento delle strutture test: modulo di compressibilità assiale della gomma E_c , rigidità nominale in direzione orizzontale (verticale) del sistema d'isolamento $K_{H0,tot}$ ($K_{V0,tot}$), rigidità nominale in direzione orizzontale (verticale) del singolo isolatore K_{H0} (K_{V0}), costante di smorzamento in direzione orizzontale (verticale) del sistema d'isolamento $C_{H0,tot}$ ($C_{V0,tot}$), costante di smorzamento in direzione orizzontale (verticale) del singolo isolatore C_{H0} (C_{V0}).

Tabella 4.7 - Proprietà meccaniche dei sistemi d'isolamento HDRB (dimensioni in kN, cm e s).

α_{K0}	E_c	$K_{H0,tot}$	K_{H0}	$K_{V0,tot}$	K_{V0}	$C_{H0,tot}$	C_{H0}	$C_{V0,tot}$	C_{V0}
400	14.00	81.80	5.45	$3.27 \cdot 10^4$	$2.18 \cdot 10^3$	6.51	0.43	64.90	4.30
800	28.00	81.80	5.45	$6.54 \cdot 10^4$	$4.36 \cdot 10^3$	6.51	0.43	91.80	6.10
2400	84.00	81.80	5.45	$1.96 \cdot 10^5$	$1.31 \cdot 10^4$	6.51	0.43	159.00	10.60

Le proprietà geometriche e meccaniche degli HDRB sono state valutate applicando le relazioni riportate ai §§ 1.4.1.2.1, 1.4.1.2.2 e 1.4.1.2.3.

Infine, in Tabella 4.8 vengono mostrati i risultati delle verifiche, descritte nel § 1.4.1.2.1, condotte allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC) per gli isolatori HDRB.

Tabella 4.8 - Risultati delle verifiche allo SLC per gli isolatori HDRB.

Struttura test	γ_s	$\gamma_{tot,max}$	$(S_d/d_{amm})_{max}$	$(P_{cr}/P_c)_{min}$	$(\sigma_t/\sigma_{tt})_{max}$	$(\sigma_s/f_{yk})_{max}$
BIA400	0.70	4.50	0.24	2.00	0.00	0.60
BIB400	0.90	4.50	0.31	2.00	0.00	0.64
BIC400	1.00	4.40	0.32	2.00	0.00	0.68
BID400	1.10	4.30	0.36	2.00	0.35	0.76
BIA800	1.00	5.00	0.34	2.30	0.00	0.53
BID800	1.40	5.00	0.46	2.10	0.80	0.77
BIA2400	1.70	5.00	0.58	3.80	0.00	0.35
BIB2400	2.00	5.00	0.66	3.80	0.00	0.39
BIC2400	2.00	4.80	0.67	3.90	0.00	0.41
BID2400	1.40	2.80	0.47	5.30	1.00	0.31

Dove: γ_s rappresenta la deformazione di taglio del singolo strato di elastomero, dovuta allo spostamento sismico totale; γ_{tot} è la deformazione di taglio totale dell'isolatore; $(S_d/d_{amm})_{max}$ è il rapporto tra lo spostamento massimo dei dispositivi del

sistema d'isolamento e lo spostamento ammissibile; $(P_{cr}/P_c)_{min}$ è il rapporto tra il carico critico e il massimo carico assiale di compressione; $(\sigma_t/\sigma_{tu})_{max}$ è il rapporto tra la tensione di trazione agente e la tensione ultima; $(\sigma_s/f_{yk})_{max}$ rappresenta il rapporto tra la tensione massima agente ortogonalmente ai lamierini e la tensione di snervamento degli stessi.

I risultati delle verifiche allo SLC degli HDRB (Tabella 4.8) evidenziano che:

- per bassi valori del rapporto di rigidezza nominale (nel caso in esame $\alpha_{KO}=400$), la crisi del sistema d'isolamento si è verificata per buckling ($P_{cr}/P_c=2.0$);
- per valori medi del rapporto di rigidezza nominale (nel caso in esame $\alpha_{KO}=800$), la crisi del sistema d'isolamento si è verificata per il raggiungimento del valore limite della deformazione di taglio totale ($\gamma_{tot}=5.0$);
- per valori elevati del rapporto di rigidezza nominale (nel caso in esame $\alpha_{KO}=2400$), la crisi del sistema d'isolamento si è verificata: per raggiungimento del valore limite della deformazione di taglio totale ($\gamma_{tot}=5.0$, categoria stratigrafica A), per raggiungimento del valore limite delle deformazioni di taglio ($\gamma_s=2.0$ e $\gamma_{tot}=5.0$, categoria stratigrafica B), per raggiungimento della deformazione di taglio del singolo strato di elastomero ($\gamma_s=2.0$, categoria stratigrafica C) ed, infine, per raggiungimento della minima tensione di trazione nell'elastomero (σ_t/σ_{tu} , categoria stratigrafica D);
- le tensioni di trazione nell'elastomero sono risultate non nulle nel solo caso di categoria stratigrafica D (terreno deformabile);
- in tutti i casi analizzati, la crisi del sistema d'isolamento non si è mai verificata per superamento dello spostamento ammissibile $(S_d/d_{amm})_{max}$ o per snervamento dei lamierini di acciaio $(\sigma_s/f_{yk})_{max}$.

4.2.4 MODELLAZIONE DELL'INCENDIO

In base alla classificazione delle azioni esplicita dalle NTC08 (2008), secondo la variazione dell'intensità delle azioni nel tempo, l'incendio viene annoverato tra le azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale delle strutture. Tuttavia, l'incendio non è stato considerato come azione sulle strutture, ma se ne è tenuto conto in termini di degrado delle caratteristiche meccaniche (rigidezza, resistenza e duttilità ultima) degli elementi (travi e pilastri) della sovrastruttura in calcestruzzo armato. In particolare, il livello di degrado della sezione in c.a. può essere più o meno alto in base al numero di lati esposti all'azione del fuoco; a titolo di esempio, in Figura 4.5 vengono illustrate le possibili esposizioni al fuoco delle sezioni di travi e pilastri, facendo riferimento alle sigle definite in Figura 4.1a. Infine, i dispositivi HDRB delle strutture test isolate alla base, interposti tra due grigliati di travi, sono protetti dall'azione del fuoco.

La modellazione dell'incendio per le strutture test è stata eseguita applicando il metodo semplificato, proposto dall'EC1 (2004), basato sulla costruzione della curva parametrica di incendio confinato in compartimento (descritta al § 2.3.3.2).

L'incendio è stato simulato al primo (scenario F1), ai primi due (scenario F1/2, ottenuto dalla combinazione degli scenari considerati al primo e al secondo livello) ed al quinto (scenario F5) livello delle strutture test isolate alla base, considerando due classi di resistenza (periodi di esposizione) al fuoco: 45 (R45) e 60 minuti (R60). Gli scenari di

incendio che sono stati simulati in pianta (Figura 4.6a,b) e in elevazione (Figura 4.6c) vengono illustrati di seguito.

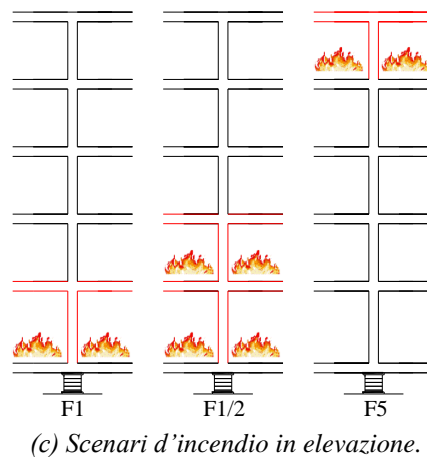
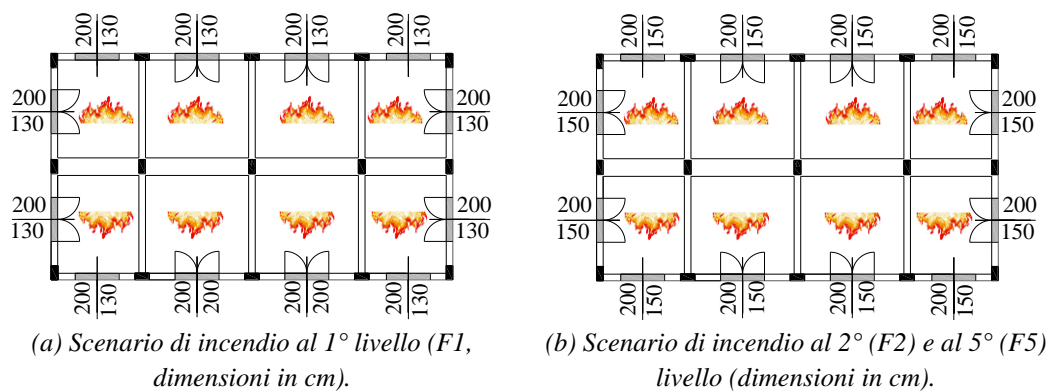
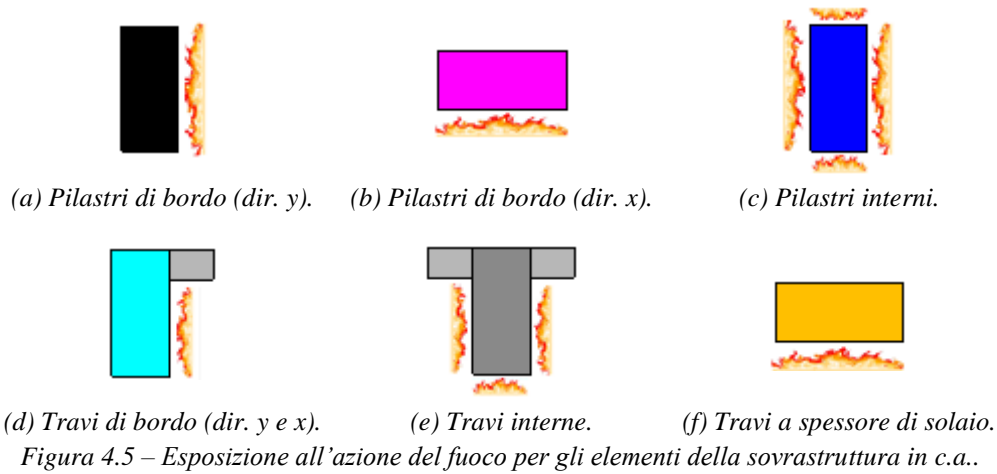


Figura 4.6 – Scenari d'incendio in pianta e in elevazione per le strutture test isolate alla base.

In Figura 4.7 vengono mostrate le curve parametriche di incendio, ottenute con riferimento agli scenari di incendio mostrati in Figura 4.6, che sono state impiegate per simulare l'evoluzione della temperatura nel tempo durante l'incendio. Il compartimento

del fuoco, considerato nella modellazione dell'incendio, è rappresentato dall'area del primo livello (scenario F1, Figura 4.6a), dei primi due livelli (scenario F1/2, Figura 4.6b) e del quinto livello (scenario F5, Figura 4.6b).

In Tabella 4.9 vengono riportati i valori dei seguenti parametri di progetto, usati per calcolare il carico d'incendio specifico di progetto $q_{f,d}$ (definito al § 2.6.1): A_f è l'area della pavimentazione del compartimento, A_t è la superficie totale delle chiusure d'ambito del compartimento (valutata al lordo delle aperture), q è il valore nominale del carico d'incendio, q_f è il valore nominale del carico d'incendio specifico, δ_{q1} è il fattore con cui si tiene conto del rischio di incendio in relazione alla superficie del compartimento, δ_{q2} è il fattore con cui si tiene conto del rischio di incendio in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento, δ_n è il fattore con cui si tiene conto delle differenti misure di protezione dall'incendio e, infine, $q_{t,d}$ rappresenta il carico d'incendio specifico riferito all'intera superficie del compartimento.

I valori dei principali parametri (descritti al § 2.3.3.2) utilizzati nella modellazione dell'incendio sono riportati in Tabella 4.10.

Tabella 4.9 – Parametri di progetto per il calcolo del carico d'incendio (dimensioni in m e MJ).

Scenario	A_f	A_t	q	q_f	δ_{q1}	δ_{q2}	δ_n	$q_{f,d}$	$q_{t,d}$
F1.R45	180.0	612.0	107263.60	595.91	1.0	1.0	1.0	595.91	175.27
F1.R60	180.0	612.0	110220.40	612.34	1.0	1.0	1.0	612.34	180.10
F5.R45	180.0	556.0	107263.60	595.91	1.0	1.0	1.0	595.91	192.92
F5.R60	180.0	556.0	110220.40	612.34	1.0	1.0	1.0	612.34	198.24

Tabella 4.10 – Parametri considerati nella modellazione dell'incendio (dimensioni in m, J, s, ore, K e °C).

Scenario	A_v	h_{eq}	O	b	t_{lim}	O_{lim}	Γ	t_{max}^*	T_{max}
F1.R45	24.0	1.50	0.048	1127.26	0.33	0.053	1.53	1.11	960.80
F1.R60	24.0	1.50	0.048	1126.61	0.33	0.054	1.53	1.15	965.15
F5.R45	24.0	1.50	0.053	1137.21	0.33	0.058	1.82	1.33	987.39
F5.R60	24.0	1.50	0.053	1136.59	0.33	0.059	1.82	1.36	991.66

Dove: A_v è l'area complessiva delle aperture perimetrali, h_{eq} è l'altezza equivalente delle aperture perimetrali, O è il fattore di ventilazione, b coefficiente globale che tiene conto delle proprietà termofisiche delle chiusure d'ambito del compartimento, t_{lim} rappresenta il tempo corrispondente al raggiungimento della massima temperatura nel caso di incendi controllati dal combustibile, O_{lim} è il fattore di ventilazione limite, Γ è un coefficiente che viene introdotto per rimuovere l'ipotesi sul fattore di ventilazione, t_{max}^* rappresenta un tempo fittizio che corrisponde al passaggio dalla fase di riscaldamento alla fase di raffreddamento e T_{max} è la massima temperatura raggiunta durante l'incendio.

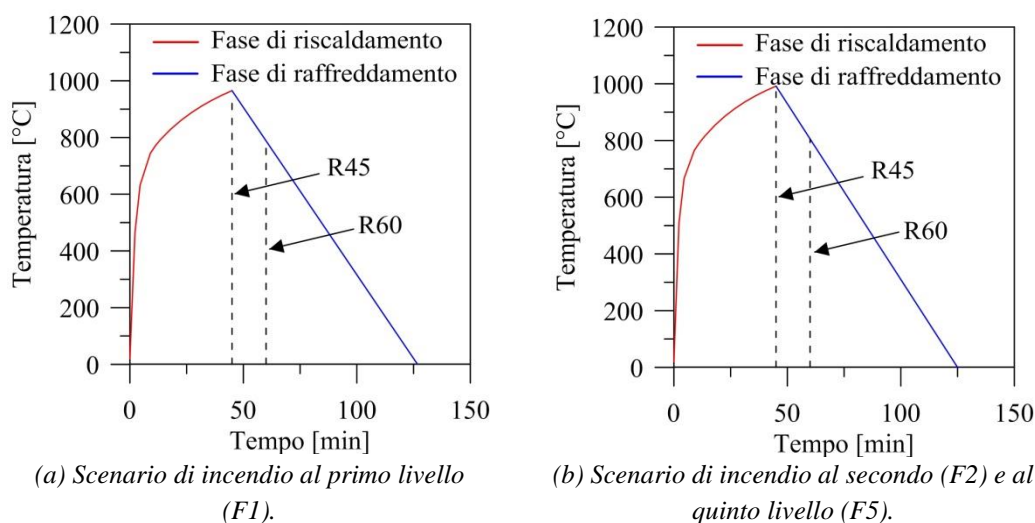


Figura 4.7 – Curve parametriche d'incendio confinato in compartimento (EC1, 2004).

4.2.5 EFFETTI DELL'AZIONE DEL FUOCO SULLA SOVRASTRUTTURA IN C.A.

Definiti gli scenari, in pianta (Figura 4.6a,b) e in elevazione (Figura 4.6c), e le curve parametriche di incendio confinato in compartimento (Figura 4.7), riportati nel § 4.2.4, è stato possibile condurre l'analisi termica per gli elementi della sovrastruttura (travi e pilastri) in calcestruzzo armato, per mezzo del software PRO_VLIM (2013). Nel dettaglio, sono state effettuate delle analisi di trasmissione del calore con risposta transitoria, in cui il campo termico all'interno delle sezioni in c.a. è determinato attraverso la risoluzione dell'equazione di propagazione del calore di Fourier mediante il metodo degli elementi finiti; le sezioni trasversali degli elementi dei telai in c.a. sono state discretizzate tramite una mesh costituita da elementi finiti di forma quadrata, con dimensione del lato pari a 1 cm. Per il calcestruzzo sono state assunte le proprietà termiche definite dall'EC2 (2004), riportate in Figura 2.8a,b; infine, sono state considerate le seguenti condizioni al contorno: temperatura iniziale pari a $T=20^{\circ}\text{C}$, coefficiente di emissività risultante per irraggiamento (capacità del calcestruzzo di liberare l'energia termica che ha immagazzinato) pari a $\varepsilon_{ris}=0.56$, coefficiente di scambio per convezione (caratterizzante la convezione del calore dall'aria alla superficie della struttura) pari a $\alpha_c=9 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ e $\alpha_c=25 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$, rispettivamente, per il lato della sezione esposto all'aria e per il lato esposto all'incendio.

Le mappature termiche bidimensionali delle sezioni trasversali degli elementi in c.a. del primo livello (scenario F1) sono riportate in Figura 4.8, mentre quelle relative agli elementi in c.a. del quinto livello (scenario F5) sono mostrate in Figura 4.9. I risultati ottenuti dimostrano che alla fine delle esposizioni considerate (45 e 60 minuti, rispettivamente, per le classi R45 e R60), si osserva un maggior incremento di temperatura nel caso di sezioni esposte al fuoco su quattro e tre lati (pilastri interni e travi interne, Figura 4.8c,d e Figura 4.9c,d) in confronto a quelle esposte su un lato (pilastri e travi di bordo in direzione y, Figura 4.8a,b e Figura 4.9a,b).

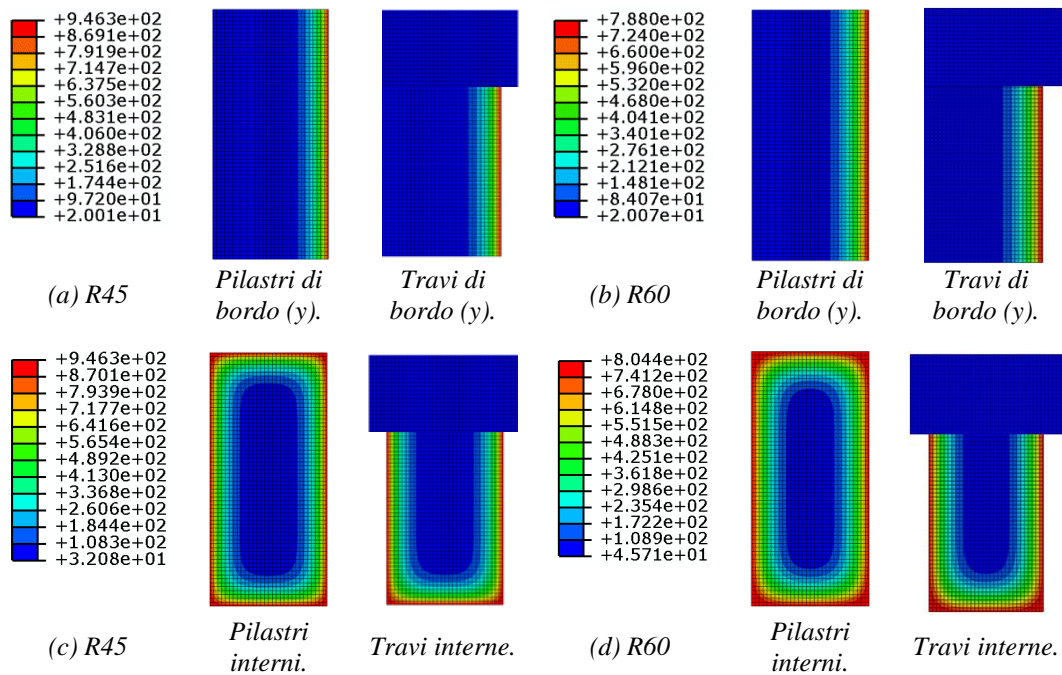


Figura 4.8 – Mappature termiche dei pilastrì e delle travi in c.a. del primo livello (F1.R45/R60).

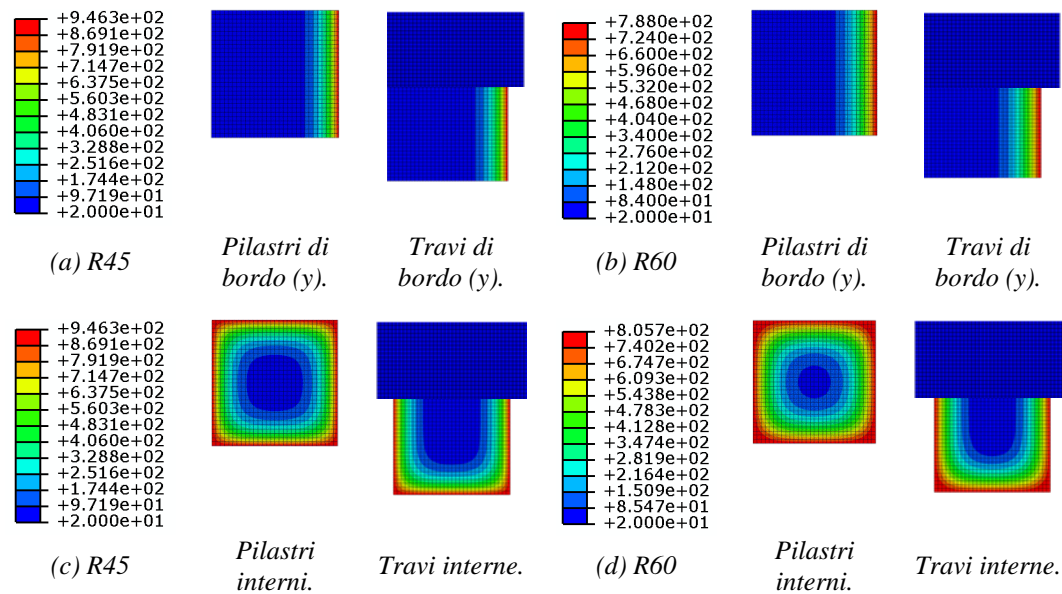


Figura 4.9 – Mappature termiche dei pilastrì e delle travi in c.a. del quinto livello (F5.R45/R60).

Determinato il campo termico all'interno delle sezioni trasversali dei pilastrì e delle travi (Figura 4.8, Figura 4.9) e applicando il metodo dell'isoterma 500°C (definito al § 3.3.2), è stato possibile valutare le caratteristiche meccaniche (alla fine di un incendio di durata pari a 45 e 60 minuti) degli elementi della sovrastruttura in calcestruzzo armato.

La variazione percentuale della rigidità flessionale è stata valutata per gli elementi in c.a. interni (Figura 4.10a) e di bordo orientati in direzione y (Figura 4.10b). Come atteso, è stato ottenuto un decremento della rigidità ad entrambi i livelli (primo e quinto) della struttura esposta al fuoco per 45 minuti (struttura F.R45), in confronto alla

struttura originaria (Str.0), perché il calcestruzzo al di fuori dell'isoterma corrispondente a 500°C viene completamente trascurato; per i pilastri interni, esposti su quattro lati, si osserva una riduzione più marcata in confronto alle travi interne, esposte su tre lati. Un'ulteriore riduzione di rigidità viene ottenuta dopo 15 minuti aggiuntivi di incendio (struttura F.R60), a causa dell'aumento dello spessore della parte di calcestruzzo con temperatura superiore a 500°C.

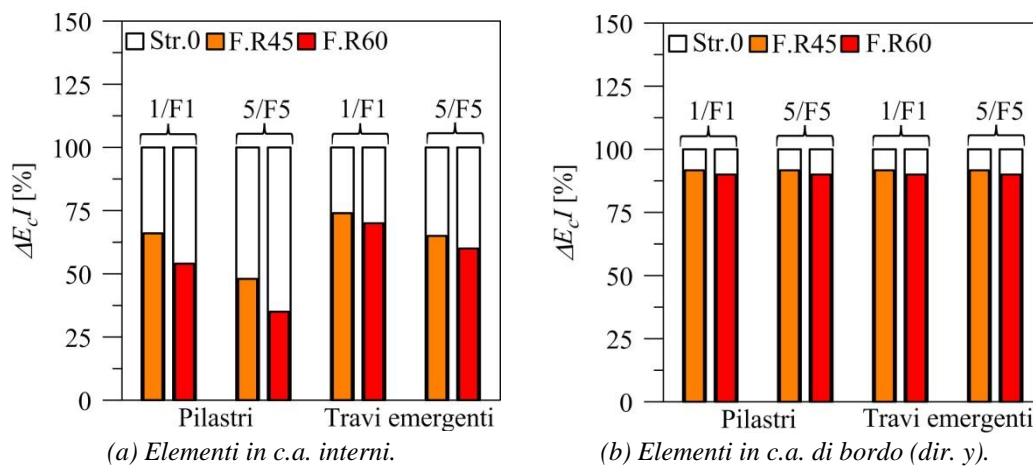


Figura 4.10 – Riduzione percentuale della rigidità flessionale degli elementi della sovrastruttura in c.a..

I momenti ultimi delle travi della struttura test BI800 (valor medio di α_{KO}) sono stati valutati ai lati superiore (M_{Rd}^-) ed inferiore (M_{Rd}^+) delle sezioni trasversali di estremità ed interne (sezioni a un quarto della luce e mezziera della campata); in Figura 4.11 viene mostrata la resistenza a flessione delle travi di bordo (Figura 4.11a,b) e interne (Figura 4.11c,d) delle strutture test BIA800 (a, c) e BID800 (b, d). Come previsto, la struttura test BID800 esibisce una resistenza maggiore in confronto alla struttura test BIA800, soprattutto nelle sezioni di estremità delle travi del primo livello; inoltre, si può osservare un decremento significativo nel momento resistente inferiore (M_{Rd}^+), dovuto all'esposizione al fuoco delle barre longitudinali in trazione, mentre si osservano delle differenze trascurabili per il momento resistente superiore (M_{Rd}^-).

Per gli elementi in c.a. di bordo, specialmente per i pilastri, l'incendio produce un'eccentricità addizionale (e^*), lungo l'asse di minore flessione (y), del carico assiale; tuttavia, tale eccentricità è circa la metà dello spessore della parte di calcestruzzo con temperatura superiore a 500°C. Per valutare l'importanza di questo effetto, in Figura 4.12 viene mostrato il dominio ultimo di flessione biassiale dei pilastri di bordo (dir. y) della struttura test BID400; nel dettaglio, sono stati esaminati i casi di incendio al primo (F1) ed al quinto (F5) livello, alla fine di 45 (F1.R45 e F5.R45, Figura 4.12a) e 60 (F1.R60 e F5.R60, Figura 4.12b) minuti di esposizione al fuoco. Come può essere osservato, il momento ultimo lungo l'asse di minore flessione (M_y^*), dovuto al carico assiale in combinazione sismica (N_v^*) ed all'eccentricità addizionale e^* , produce una riduzione trascurabile del momento ultimo lungo l'asse di maggiore flessione (M_x). Le eccentricità biassiali delle travi di bordo sono state trascurate in quanto il carico assiale agente in questi elementi risulta irrilevante.

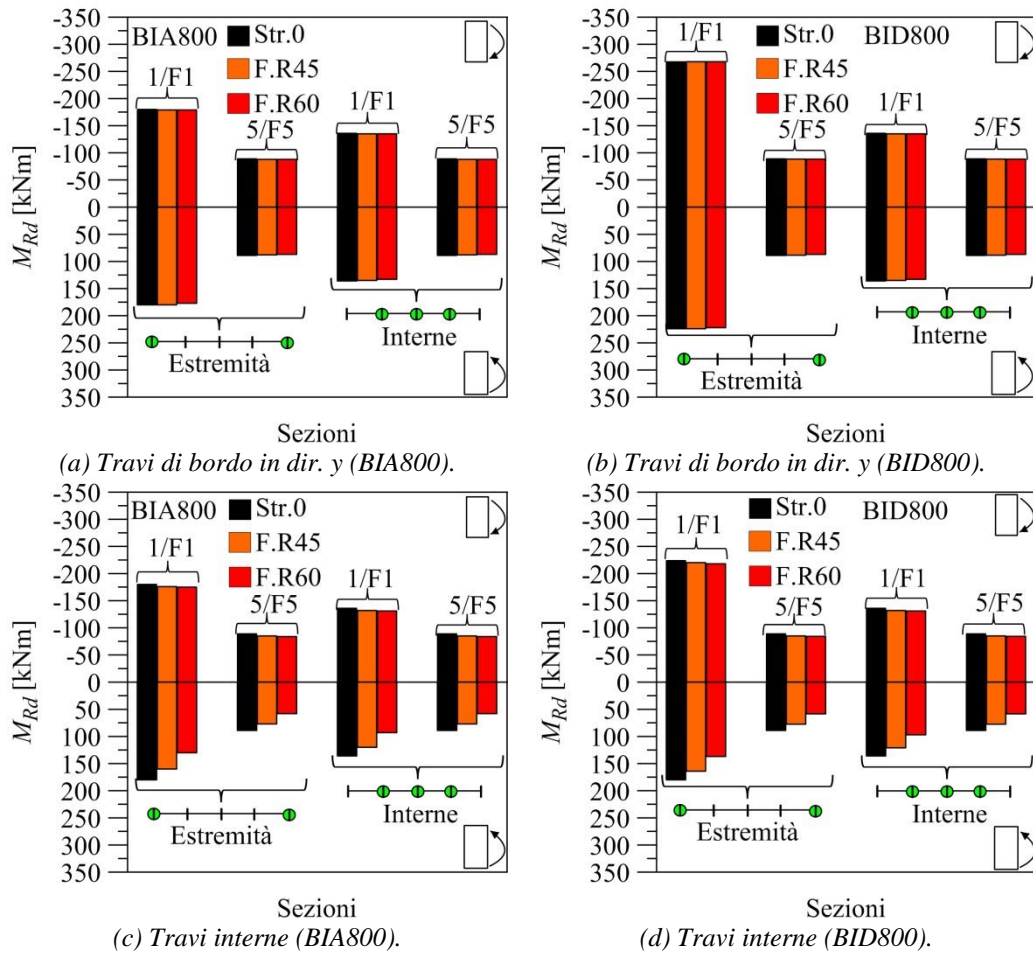


Figura 4.11 – Momenti ultimi delle travi emergenti (struttura test BI800).

La resistenza a presso-flessione retta dei pilastri, del primo e del quinto livello delle strutture test BIA- e BID800, viene riportata in Figura 4.13 in termini di dominio ultimo di interazione $M-N$, confrontando la resistenza della struttura originaria (Str.0) con quella delle strutture esposte al fuoco per 45 (F.R45) e 60 (F.R60) minuti.

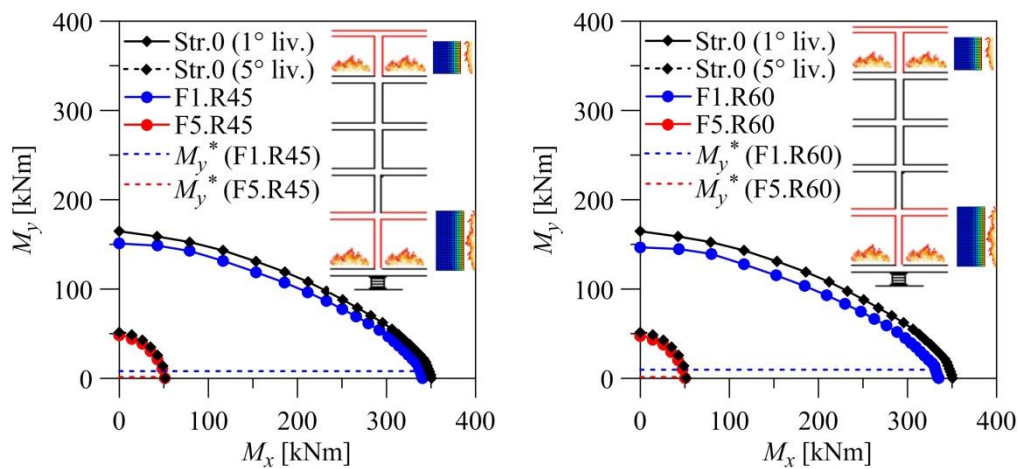


Figura 4.12 – Domini ultimi di flessione biassiale dei pilastri di bordo (struttura test BID400).

Per i pilastri interni (Figura 4.13a,b) viene evidenziata una riduzione più marcata della resistenza, se confrontati con quelli di bordo orientati in direzione y (Figura 4.13c,d) e x (Figura 4.13e,f); la diminuzione è simile ad entrambi i livelli esaminati (primo e quinto, F1 e F5). A titolo di esempio, in Figura 4.13e,f viene mostrata la resistenza di un pilastro di bordo (dir. x) del primo livello della struttura test BIA800 (Figura 4.13e) e della struttura test BID800 (Figura 4.13f), confermando quanto detto in precedenza per la resistenza a flessione delle travi emergenti (Figura 4.11).

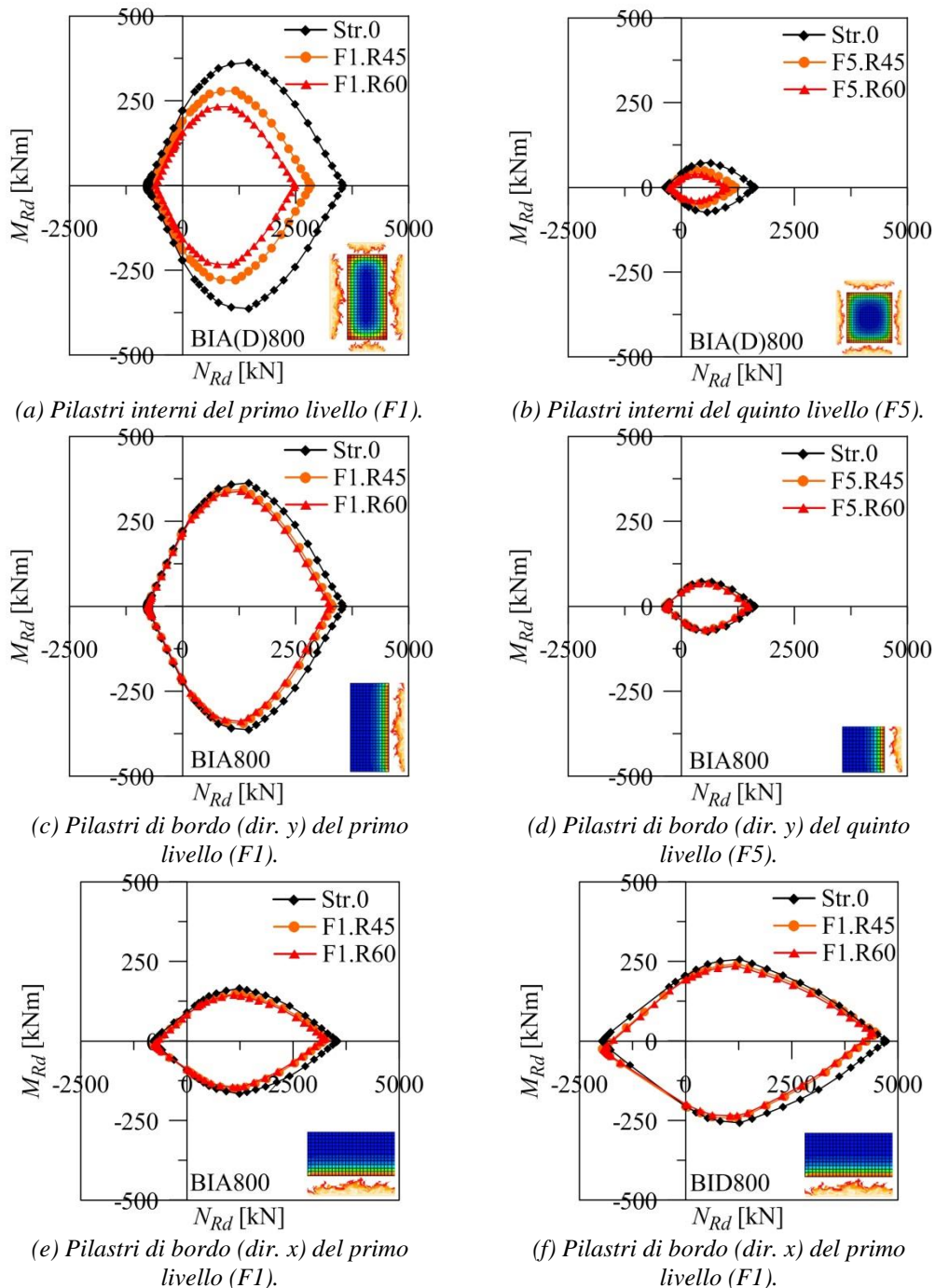


Figura 4.13 – Domini ultimi di interazione M-N dei pilastri in c.a. (strutture test BIA- e BID800).

Il calcolo della duttilità ultima delle sezioni di estremità delle travi e dei pilastri in c.a. delle strutture test, è stato effettuato sulla base delle indicazioni fornite dall'EC8 (2004) e dalla Circolare n. 617 (2009). Le relazioni (4.1) e (4.2) definiscono la duttilità disponibile della sezione in termini di rotazione θ e curvatura χ , rispettivamente.

$$\mu_{\theta} = \gamma_{el} \cdot \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (4.1)$$

$$\mu_{\chi} = 1 + \frac{(\mu_{\theta} - 1) \cdot \theta_y}{\chi_y \cdot L_{pl}} \quad (4.2)$$

Dove $\gamma_{el}(=1.50)$ è il coefficiente parziale di sicurezza usato per gli elementi strutturali principali; la rotazione ultima (o di collasso) θ_u e la capacità di rotazione totale rispetto alla corda a snervamento θ_y , sono espresse, rispettivamente, dalle relazioni (4.3) e (4.4); la curvatura a snervamento χ_y può essere calcolata mediante le espressioni (4.5), valida per le travi, e (4.6), usata per i pilastri, che possono essere trovate in Priestley et al. (2007). L_{pl} rappresenta la lunghezza della cerniera plastica e può essere calcolata applicando la relazione (4.7).

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0.016 \cdot (0.3)^v \cdot \left[f_c \cdot \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} \right]^{0.225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1.25^{100 \cdot \rho_d}) \quad (4.3)$$

$$\theta_y = \chi_y \cdot \frac{L_v}{3} + 0.0013 \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \cdot \chi_y \cdot \frac{d_{bl} \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (4.4)$$

$$\chi_y = 1.87 \cdot \frac{\varepsilon_{sy}}{h} \quad (4.5)$$

$$\chi_y = 2.10 \cdot \frac{\varepsilon_{sy}}{h} \quad (4.6)$$

$$L_{pl} = 0.1 \cdot L_v + 0.17 \cdot h + 0.24 \cdot d_{bl} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (4.7)$$

Dove: v rappresenta il carico assiale adimensionalizzato (espressione (4.8)); ω e ω' sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale, rispettivamente, tesa (relazione (4.9)) e compressa (relazione (4.10)); L_v è la luce di taglio, che può essere posta, in modo approssimato, pari a metà della luce dell'elemento; ρ_{sx} è la percentuale geometrica di armatura trasversale (espressione (4.11)); ρ_d è la percentuale geometrica di armatura trasversale in ciascuna direzione diagonale; $\varepsilon_{sy}(=f_y/E_s)$ rappresenta la deformazione a snervamento dell'armatura longitudinale, avente resistenza caratteristica allo snervamento f_y e modulo di elasticità E_s .

$$\nu = \frac{N}{A_c \cdot f_c} \quad (4.8)$$

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} \quad (4.9)$$

$$\omega' = \frac{A_s' \cdot f_y}{A_c \cdot f_c} \quad (4.10)$$

$$\rho_{sx} = \frac{A_{sx}}{b_w \cdot s_h} \quad (4.11)$$

In cui: N è il carico assiale; b_w , h e A_c sono, rispettivamente, la base, l'altezza e l'area, della sezione trasversale dell'elemento; f_c , f_y e f_{yw} sono i valori caratteristici della resistenza a compressione del calcestruzzo, a snervamento delle barre longitudinali e delle armature trasversali (staffe), rispettivamente; A_s , A_s' e A_{sx} sono l'area delle armature longitudinali tese, delle armature longitudinali compresse e dei bracci della singola staffa, rispettivamente; d_{bl} rappresenta il diametro medio delle barre longitudinali della sezione.

Il fattore di efficienza del confinamento (α), funzione del passo delle armature trasversali nella zona critica (s_h), delle dimensioni del nucleo confinato (b_0 e h_0) e della sommatoria dei quadrati della distanza (Σb_i^2) tra le barre longitudinali presenti sul perimetro trattenute dalle staffe, è definito dall'espressione (4.12), riportata di seguito.

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{\Sigma b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0}\right) \quad (4.12)$$

La duttilità ultima di curvatura delle sezioni interne delle travi è stata valutata applicando la relazione (4.13), calcolando nuovamente la curvatura χ_y tramite la relazione (4.5), mentre dal legame momento curvatura $M-\chi$ della sezione trasversale, determinato per mezzo del software VCASLU (2011), è stata individuata la curvatura ultima χ_u .

$$\mu_\chi = \frac{\chi_u}{\chi_y} \quad (4.13)$$

In Figura 4.14 viene riportata la duttilità ultima di curvatura delle travi e dei pilastri delle strutture test BIA- e BID800; si può notare che l'azione del fuoco produce degli effetti trascurabili sulla duttilità delle travi di bordo (dir. y), sia al primo (Figura 4.14a) che al quinto livello (Figura 4.14b). D'altra parte, per le travi interne (Figura 4.14c,d) delle strutture esposte al fuoco per 45 (F.R45) e 60 minuti (F.R60), può essere osservato un decremento/aumento della duttilità, valutata al lato superiore/inferiore della sezione trasversale, in confronto alla struttura originaria (Str.0); il fenomeno osservato è dovuto alla riduzione della resistenza a snervamento dell'armatura longitudinale inferiore. Per i pilastri interni (Figura 4.14e) viene registrata una riduzione più marcata della duttilità, se

confrontati con quelli di bordo orientati in direzione y (Figura 4.14e) e x (Figura 4.14f). Inoltre, confrontando le strutture test BIA- e BID800 (Figura 4.14f), non vengono riscontrate differenze rilevanti in termini di duttilità dei pilastri.

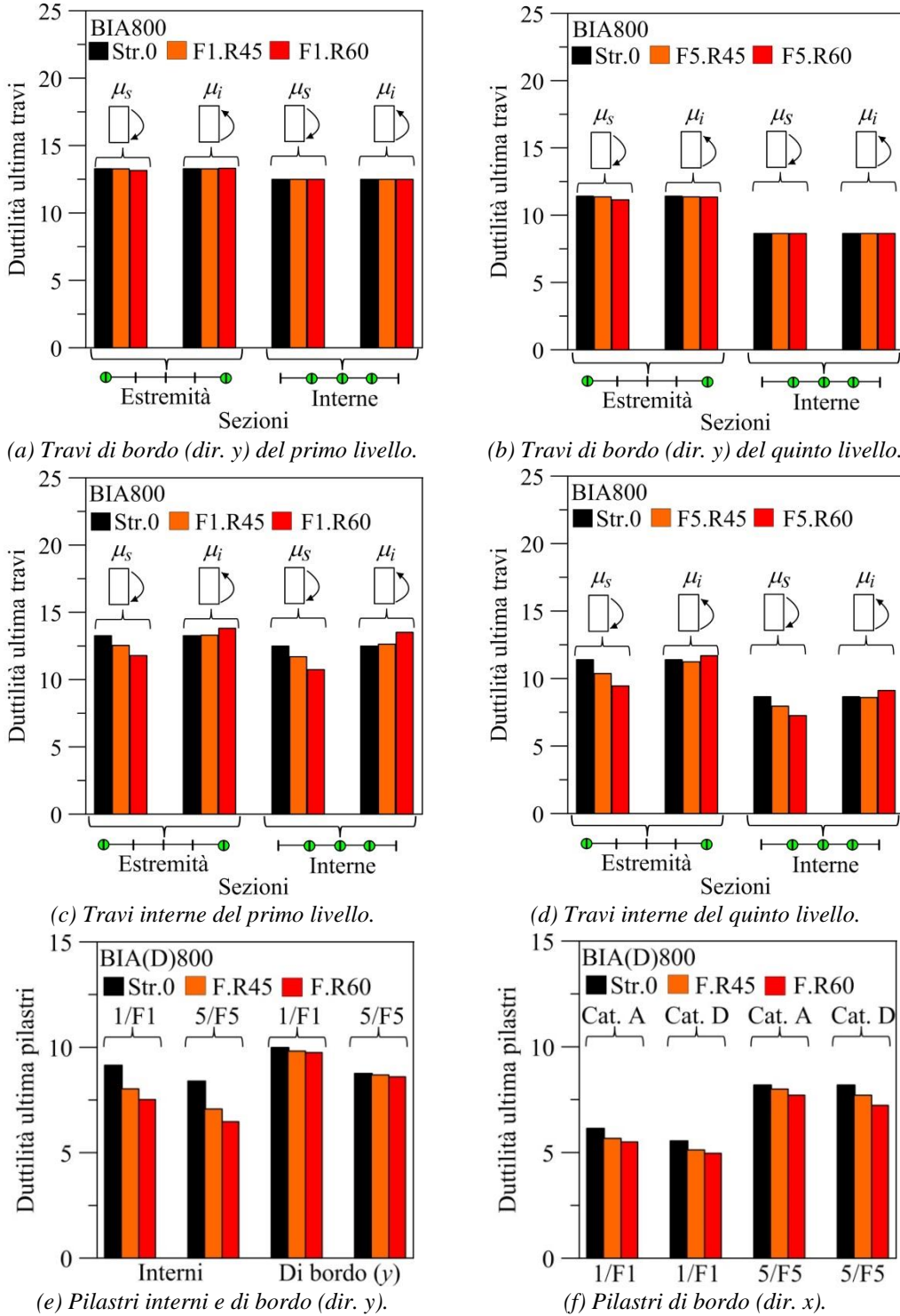


Figura 4.14 – Duttilità ultima di curvatura delle travi e dei pilastri in c.a. esposti al fuoco (strutture test BIA- e BID800).

4.3 STRUTTURE ISOLATE SISMICAMENTE IN SOMMITÀ DEI PILASTRI DEL PIANO INTERRATO

4.3.1 GEOMETRIA

Le strutture test isolate in sommità dei pilastri del piano interrato sono rappresentate da edifici intelaiati in calcestruzzo armato di quattro, sei e otto piani, composti da un piano interrato e da tre (SI3), cinque (SI5, SI5*, SI400, SI800, SI2400, SI.R e SI.LR) e sette (SI7) piani fuori terra (Figura 4.16a-e). Gli edifici analizzati, aventi destinazione d'uso relativa ad uffici aperti al pubblico, soddisfano i requisiti di regolarità in pianta (rispetto alle direzioni principali x e y) e in elevazione, previsti dalle NTC08 (2008). Le caratteristiche dei solai, degli elementi divisori interni, delle tamponature e delle fondazioni sono state già definite per le strutture test isolate alla base (§ 4.2.1).

Con l'obiettivo di condurre un'estesa indagine numerica sono state progettate nove strutture test, investigando i seguenti aspetti: variabilità del grado di isolamento (α_i), del rapporto di forma in pianta (α_p , rapporto tra le dimensioni in pianta della struttura) e del rapporto di rigidezza nominale (α_{K0}). La modellazione delle strutture test isolate in sommità dei pilastri del piano interrato è stata effettuata per mezzo del software agli elementi finiti Sismicad (2012). Ulteriori dettagli riguardanti la progettazione delle strutture test possono essere trovati in Mazza e Alesina (2016b; 2017a; 2017b).

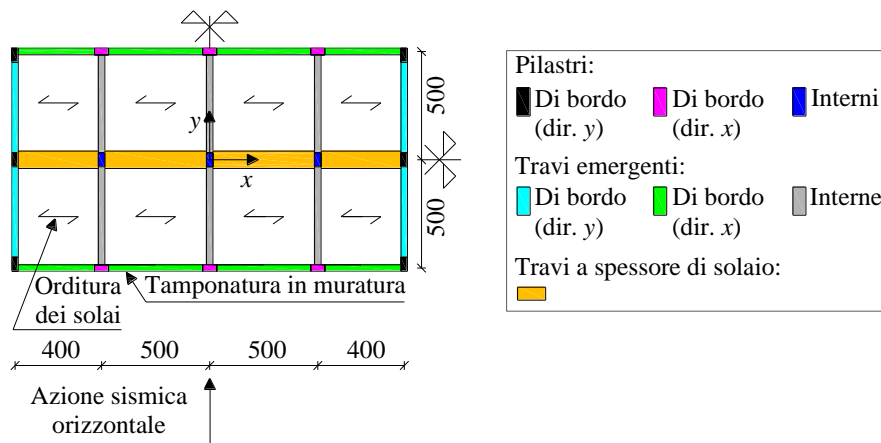
Per lo studio degli effetti della variabilità del grado di isolamento e del rapporto di forma in pianta sono state progettate quattro strutture test, composte da un piano interrato e da tre (SI3), cinque (SI5 e SI5*) e sette (SI7) piani fuori terra (Figura 4.15a,b, Figura 4.16a,b,c). Per i sistemi di isolamento delle strutture, costituiti da isolatori HDRB, è stato adottato lo stesso valore del rapporto di rigidezza nominale ($\alpha_{K0}=1400$).

Per analizzare gli effetti della variabilità del rapporto di rigidezza nominale degli isolatori elastomerici (HDRB) sono state progettate tre strutture test (SI400 per $\alpha_{K0}=400$, SI800 per $\alpha_{K0}=800$ e SI2400 per $\alpha_{K0}=2400$) di sei piani, composti da un piano interrato e da cinque piani fuori terra (Figura 4.15a, Figura 4.16d).

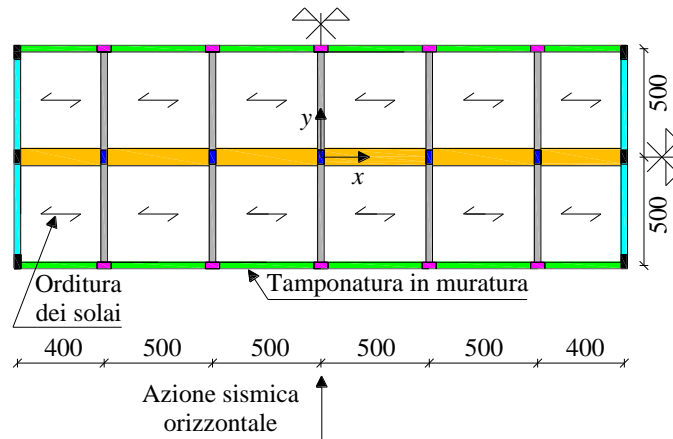
Inoltre, è stato condotto uno studio comparativo tra due strutture test di sei piani (Figura 4.15a, Figura 4.16e), isolate in sommità del piano interrato mediante isolatori HDRB (struttura SI.R) ed isolatori LRB (struttura SI.LR). Per i sistemi d'isolamento è stato adottato lo stesso valore del rapporto di rigidezza nominale ($\alpha_{K0}=1770$).

Il progetto delle strutture test isolate in sommità dei pilastri del piano interrato è stato condotto considerando, oltre ai carichi verticali, l'azione dei soli carichi sismici orizzontali (strutture test SI3, SI5, SI5*, SI7, SI.R e SI.LR) ovvero la combinazione di questi ultimi con i carichi sismici verticali (strutture test SI400, SI800 e SI2400).

Il progetto delle strutture test isolate in sommità dei pilastri del piano interrato è stato condotto in accordo con la normativa sismica italiana (NTC08, 2008), sulla base delle seguenti ipotesi per i carichi sismici orizzontali e verticali allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV, nella progettazione della sovrastruttura) e di prevenzione del collasso (SLC, nella progettazione dei sistemi d'isolamento sismico): risposta elastica della sovrastruttura (fattore di struttura per i carichi sismici orizzontali e verticali, $q_H=q_V=1.00$), zona ad alto rischio sismico e sottosuolo mediamente denso (categoria stratigrafica: C).



(a) Strutture test SI3, SI5, SI7, SI400, SI800, SI2400, SI.R e SI.LR.

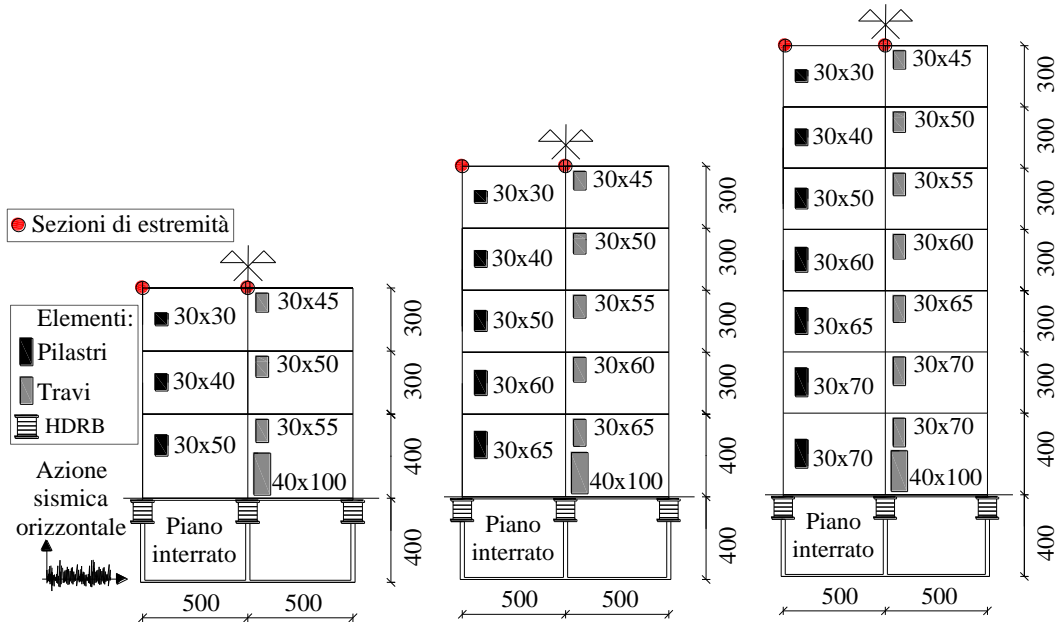


(b) Struttura test SI5*.

Figura 4.15 – Pianta delle strutture test isolate sismicamente in sommità dei pilastri del piano interrato (dimensioni in cm).

Per gli elementi della sovrastruttura in c.a. sono stati assunti un calcestruzzo di classe C25/30 (con resistenza cilindrica caratteristica a compressione pari a 25 MPa) ed acciaio di tipo B450C (con resistenza allo snervamento di 450 MPa). Il progetto della sovrastruttura, conforme con lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), è stato condotto in modo da soddisfare le condizioni minime per le armature longitudinali delle travi e dei pilastri, in accordo con le prescrizioni imposte dalle NTC08 (2008) per la classe di duttilità bassa (CD “B”): almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm sono presenti superiormente ed inferiormente per tutta la lunghezza della trave; per tutta la lunghezza del pilastro l’interasse tra le barre (di diametro non inferiore a 12 mm) non è superiore a 25 cm. Inoltre, per la trave sono soddisfatte le limitazioni sulla percentuale geometrica di armatura tesa (ρ) e sulla percentuale geometrica di armatura compressa (ρ_{comp}): $\rho \geq 0.31\%$, $\rho_{comp} \geq 0.5 \cdot \rho$ (zona critica) e $\rho_{comp} \geq 0.25 \cdot \rho$ (in ogni sezione). Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica di armatura longitudinale totale risulta compresa entro i seguenti limiti: $1\% \leq \rho \leq 4\%$.

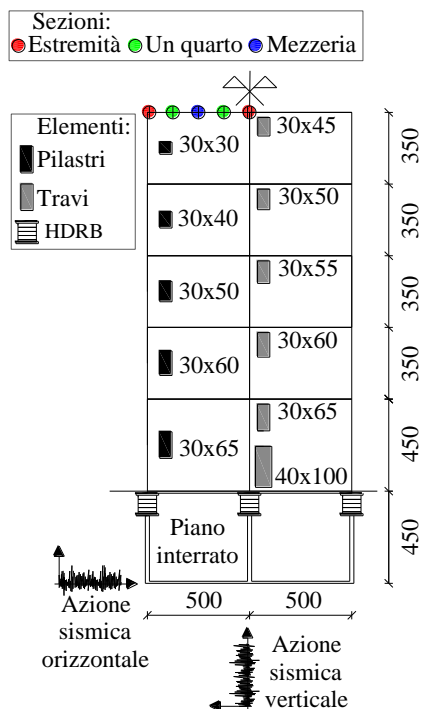
Infine, il progetto degli isolatori elastomerici con gomma ad alto smorzamento (HDRB) e degli isolatori elastomerici con nucleo di piombo (LRB) soddisfa le verifiche allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC).



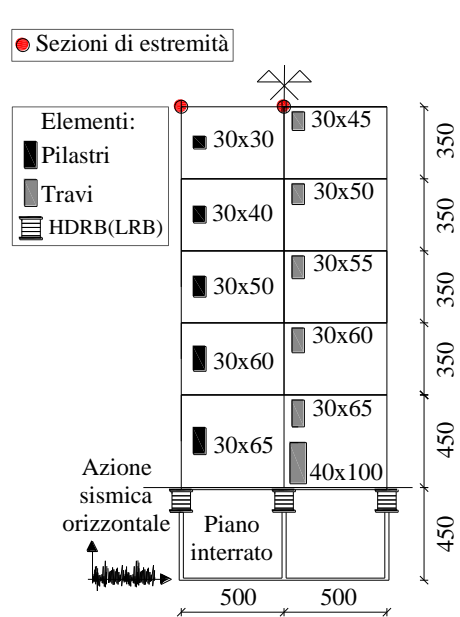
(a) Struttura test SI3.

(b) Strutture test SI5 e SI5*.

(c) Struttura test SI7.



(d) Strutture test SI400, SI800 e SI2400.



(e) Strutture test SI.R e SI.LR.

Figura 4.16 – Elevazione dei telai in direzione y e delle strutture test isolate sismicamente in sommità dei pilastri del piano interrato (dimensioni in cm).

4.3.2 ANALISI DEI CARICHI

Il predimensionamento del solaio latero-cementizio (Figura 4.2) e l'analisi dei carichi agenti sono stati effettuati in accordo con il D.M. 09-01-1996 e con le NTC08 (2008), come fatto per le strutture test isolate alla base (§ 4.2.2).

Le caratteristiche geometriche della sezione trasversale del solaio delle strutture test SI400, SI800, SI2400, S.I.R e S.I.L.R sono state già definite al § 4.2.2 (Tabella 4.1), mentre la geometria della sezione del solaio delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7 è riportata in Tabella 4.11.

Tabella 4.11 – Geometria della sezione trasversale del solaio delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7 (dimensioni in cm).

H	s	i	b_0	b_p	h_p
25.00	5.00	50.00	10.00	40.00	20.00

Il carico permanente strutturale (G_1) ottenuto per il solaio delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7 è pari a 3.10 kN/m^2 , mentre per le altre strutture test (SI400, SI800, SI2400, S.I.R e S.I.L.R), isolate in sommità dei pilastri del piano interrato, il valore di G_1 è stato già definito al § 4.2.2; inoltre, i carichi permanenti non strutturali (G_2), la tamponatura ed i carichi variabili (Q), per tutte le strutture test isolate in sommità del piano interrato, presentano gli stessi valori definiti per le strutture test isolate alla base.

La località considerata come sito di costruzione coincide con quella assunta per le strutture test isolate alla base quindi i parametri necessari per la determinazione delle azioni sismiche di progetto sono identici a quelli riportati in Tabella 4.2. La destinazione e la classe d'uso delle strutture test isolate in sommità del piano interrato sono uguali a quelle delle strutture descritte al § 4.2, per cui il periodo di riferimento V_R risulta nuovamente pari a 75 anni. La categoria stratigrafica del sottosuolo è rappresentata da depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati (categoria stratigrafica: C) e la superficie topografica è pianeggiante (categoria topografica: T₁, $S_T=1$). I parametri sismici degli spettri di risposta elastica (Figura 4.3, § 4.2.2), relativi alla categoria stratigrafica C, sono riportati in Tabella 4.3 (con riferimento allo SLV) e in Tabella 4.4 (per lo SLC)

La massa sismica delle strutture test SI400, SI800, SI2400, S.I.R e S.I.L.R è identica a quella delle strutture test isolate alla base (Tabella 4.5), mentre la massa sismica delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7 viene riportata di seguito in Tabella 4.12.

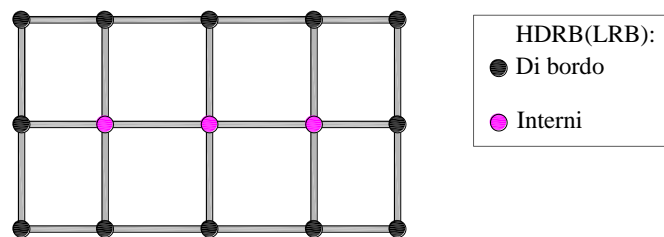
Tabella 4.12 – Massa sismica delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7 (dimensioni in $\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}$).

Struttura test	m_0	m_1	m_2	m_3	m_4	m_5	m_6	m_7	m_{tot}
SI3	292.9	223.2	212.6	150.2	-	-	-	-	878.9
SI5	295.9	237.4	227.9	220.3	212.6	150.2	-	-	1344.3
SI5*	442.5	355.3	341.8	330.6	319.3	229.1	-	-	2018.6
SI7	296.9	243.4	238.6	233.7	227.9	220.3	212.6	150.2	1823.6

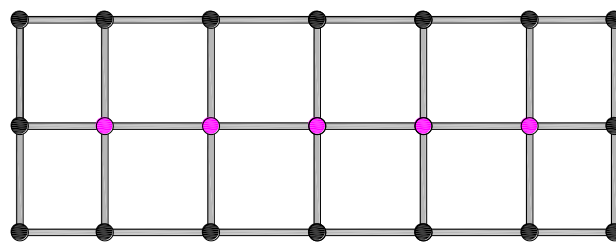
4.3.3 SOLUZIONI PROGETTUALI

La soluzione costruttiva corrispondente all'isolamento in sommità dei pilastri del piano interrato (Figura 1.21a) è stata indagata mediante il progetto di nove strutture test. Sono stati considerati diversi valori del grado d'isolamento ($\alpha_i=5.00$ per la struttura SI3, $\alpha_i=4.00$ per le strutture SI5 e SI5* e $\alpha_i=3.00$ per la struttura SI7) e del rapporto tra le dimensioni in pianta ($\alpha_p=1.80$ per la struttura SI5 e $\alpha_p=2.80$ per la struttura SI5*). È stato fatto anche uno studio sugli effetti della variabilità del rapporto di rigidezza nominale: $\alpha_{KO}=400, 800$ e 2400 , rispettivamente per le strutture test SI400, SI800 e SI2400. In aggiunta, è stato condotto uno studio comparativo tra due strutture test isolate mediante diversi isolatori elastomerici (HDRB e LRB, strutture test SI.R e SI.LR). Gli isolatori elastomerici sono caratterizzati da miscela elastomerica morbida (soft) con modulo di compressibilità volumetrica della gomma pari a $E_b=2000$ MPa e modulo di elasticità a taglio pari a $G_{din}=0.35$ MPa e 0.43 MPa, rispettivamente, per gli isolatori HDRB e LRB.

In Figura 4.17a,b viene illustrata la soluzione progettuale adottata per gli isolatori HDRB e LRB, mentre in Tabella 4.13 vengono riportati i principali dati di progetto (tipo di isolatore utilizzato, rapporto di rigidezza nominale e fattori di smorzamento viscoso equivalente nelle direzioni orizzontale e verticale) e le caratteristiche dinamiche (periodo fondamentale di vibrazione nelle direzioni orizzontale e verticale) delle strutture test isolate in sommità dei pilastri del piano interrato.



(a) Strutture test SI3, SI5, SI7, SI400, SI800, SI2400, SI.R e SI.LR.



(b) Struttura test SI5*.

Figura 4.17 – Soluzione progettuale adottata per i dispositivi HDRB e LRB.

Le caratteristiche geometriche e le proprietà meccaniche dei sistemi d'isolamento sono riportate, rispettivamente, in Tabella 4.14 e in Tabella 4.15; in Tabella 4.16, invece, vengono riportati i valori dei principali parametri del legame forza-spostamento, in direzione orizzontale (§ 1.4.1.3.2), adottato per il sistema d'isolamento costituito da isolatori LRB. Infine, in Tabella 4.17 vengono mostrati i risultati delle verifiche condotte allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC) per gli isolatori HDRB e LRB.

Tabella 4.13 – Dati di progetto e caratteristiche dinamiche delle strutture test (dimensioni in % e s).

Struttura test	Tipo di isolatore	α_{K0}	$\zeta_{L,H}$	$\zeta_{L,V}$	$T_{L,H}$	$T_{L,V}$
SI3	HDRB	1400	10	5	2.50	0.067
SI5	HDRB	1400	10	5	2.50	0.067
SI5*	HDRB	1400	10	5	2.50	0.067
SI7	HDRB	1400	10	5	2.50	0.067
SI400	HDRB	400	10	5	2.50	0.125
SI800	HDRB	800	10	5	2.50	0.088
SI2400	HDRB	2400	10	5	2.50	0.051
SI.R	HDRB	1770	10	5	2.84	0.067
SI.LR	LRB	1770	20	5	2.50	0.059

Tabella 4.14 – Caratteristiche geometriche degli isolatori HDRB e dei LRB (dimensioni in cm).

Struttura test	D	D_p	t_i	n_e	t_e	h_p	S_1	S_2
SI3	48.21	-	0.65	27	17.23	-	18.62	2.80
SI5	55.92	-	0.75	20	15.17	-	18.62	3.69
SI5*	57.00	-	0.77	19	14.69	-	18.62	3.88
SI7	61.28	-	0.82	16	13.43	-	18.62	4.56
SI400	70.00	-	2.00	12	24.72	-	8.67	2.81
SI800	59.20	-	1.16	15	17.67	-	12.80	3.35
SI2400	48.78	-	0.40	30	12.00	-	30.49	4.07
SI.R	53.75	-	0.60	31	18.72	-	22.42	2.87
SI.LR	42.75	6.41	0.40	38	15.25	23.04	26.12	2.80

Dove: D , D_p e h_p rappresentano il diametro esterno dell'isolatore, il diametro e l'altezza del nucleo di piombo, rispettivamente. Per i lamierini e per le piastre metalliche esterne è stato adottato uno spessore pari a $t_{si}=0.21$ cm e $t_{se}=2.0$ cm, rispettivamente.

Tabella 4.15 – Proprietà meccaniche degli isolatori HDRB e LRB (dimensioni in kN, cm e s).

Struttura test	E_c	$K_{H0,tot}$	K_{H0}	$K_{V0,tot}$	K_{V0}	$C_{H0,tot}$	C_{H0}	$C_{V0,tot}$	C_{V0}
SI3	49.00	55.60	3.71	$7.78 \cdot 10^4$	$5.19 \cdot 10^3$	4.42	0.29	82.57	5.50
SI5	49.00	85.02	5.67	$1.19 \cdot 10^5$	$7.94 \cdot 10^3$	6.77	0.45	126.26	8.42
SI5*	49.00	127.66	6.08	$1.79 \cdot 10^5$	$8.51 \cdot 10^3$	10.16	0.48	189.59	9.03
SI7	49.00	115.30	7.69	$1.61 \cdot 10^5$	$1.08 \cdot 10^4$	9.18	0.61	171.23	11.42
SI400	14.03	81.80	5.45	$3.27 \cdot 10^4$	$2.18 \cdot 10^3$	6.51	0.43	64.90	4.30
SI800	28.00	81.80	5.45	$6.54 \cdot 10^4$	$4.36 \cdot 10^3$	6.51	0.43	91.80	6.10
SI2400	84.00	81.80	5.45	$1.96 \cdot 10^5$	$1.31 \cdot 10^4$	6.51	0.43	159.00	10.60
SI.R	61.95	63.64	4.24	$1.13 \cdot 10^5$	$7.51 \cdot 10^3$	5.74	0.38	120.69	8.05
SI.LR	80.59	81.85	5.46	$1.45 \cdot 10^5$	$9.66 \cdot 10^5$	13.03	0.87	136.85	9.12

Tabella 4.16 – Parametri del legame forza-spostamento in direzione orizzontale adottato per gli isolatori LRB (dimensioni in kN e cm).

F_{py}	F_{ey}	F_Y	u_{Hy}	F_{max}	$K_{H1,e}$	$K_{H1,p}$	K_{H1}	K_{H2}	K_{eff}
33.91	7.29	41.20	1.86	120.05	3.92	18.22	22.14	3.92	5.46

Dove: F_Y è la forza totale al limite di snervamento, ottenuta dalla somma dei contributi offerti dal nucleo di piombo (F_{py}) e dalla parte elastomerica (F_{ey}); u_{Hy} rappresenta lo spostamento orizzontale corrispondente allo snervamento; F_{max} è il massimo valore della forza che può essere raggiunto; K_{H1} è la rigidezza iniziale in direzione orizzontale, data dalla somma dei contributi offerti dal nucleo di piombo ($K_{H1,p}$) e dalla parte elastomerica ($K_{H1,e}$); K_{H2} è la rigidezza post-elastica (circa pari a $K_{H1,e}$) ed, infine, K_{eff} rappresenta la rigidezza secante, corrispondente alla retta congiungente i due valori di picco in un ciclo di isteresi.

Le proprietà geometriche e meccaniche degli HDRB e dei LRB sono state valutate applicando le relazioni riportate ai §§ 1.4.1.2 e 1.4.1.3.

Tabella 4.17 – Risultati delle verifiche allo SLC per gli isolatori HDRB e LRB.

Struttura test	γ_s	$\gamma_{tot,max}$	$(S_d/d_{amm})_{max}$	$(P_{cr}/P_c)_{min}$	$(\sigma_t/\sigma_{tt})_{max}$	$(\sigma_s/f_{yk})_{max}$
SI3	1.50	5.00	0.50	2.26	0.00	0.52
SI5	1.71	5.00	0.57	2.87	0.00	0.56
SI5*	1.80	5.00	0.60	3.10	0.00	0.56
SI7	1.79	5.00	0.60	3.34	0.00	0.60
SI400	1.00	4.40	0.33	2.00	0.00	0.68
SI800	1.40	5.00	0.45	2.30	0.00	0.62
SI2400	2.00	4.80	0.67	3.90	0.00	0.41
SILR	1.54	5.00	0.51	2.40	0.00	0.56
SILR	1.44	5.00	0.41	2.13	0.00	0.55

I risultati delle verifiche condotte allo SLC (definite al § 1.4.1.2.1) per gli HDRB e per i LRB evidenziano che:

- per le strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7, la crisi del sistema di isolamento si è verificata per il raggiungimento del valore limite della deformazione di taglio totale ($\gamma_{tot}=5.0$); i sistemi hanno subito la stessa modalità di crisi in quanto caratterizzati dallo stesso valore di α_{K0} ;
- i sistemi d'isolamento delle strutture test SI400, SI800 e SI2400 hanno subito modalità di crisi diverse, in quanto caratterizzati da diversi valori di α_{K0} ; per $\alpha_{K0}=400$ la crisi si è verificata per buckling ($P_{cr}/P_c=2.0$), per $\alpha_{K0}=800$ la crisi si è verificata per il raggiungimento del valore limite della deformazione di taglio totale ($\gamma_{tot}=5.0$) e, infine, per $\alpha_{K0}=2400$ la crisi si è verificata per il raggiungimento del valore limite della deformazione di taglio del singolo strato di elastomero ($\gamma_s=2.0$);

- per le strutture test S.I.R e S.I.L.R, la modalità di crisi che si è verificata per i sistemi d'isolamento è rappresentata dal raggiungimento del valore limite della deformazione di taglio totale ($\gamma_{tot}=5.0$);
- le tensioni di trazione nell'elastomero sono risultate nulle per tutti i casi esaminati;
- la crisi del sistema d'isolamento, in tutti i casi analizzati, non si è mai verificata per superamento dello spostamento ammissibile $(S_d/d_{amm})_{max}$ o per snervamento dei lamierini in acciaio $(\sigma_s/f_{yk})_{max}$.

4.3.4 MODELLAZIONE DELL'INCENDIO

Per simulare l'evoluzione della temperatura nel tempo, durante l'incendio, è stata utilizzata la curva parametrica di incendio confinato in compartimento (descritta al § 2.3.3.2), proposta dall'EC1 (2004). Sulla base di tale curva è stato possibile condurre l'analisi termica e, quindi, determinare il campo termico per gli elementi della sovrastruttura in c.a. (le esposizioni sono riportate in Figura 4.5) e per gli isolatori elastomerici (esposti all'azione del fuoco su tutta la superficie laterale). Tuttavia, l'incendio non è stato considerato come azione sulle strutture, ma se ne è tenuto conto in termini di degrado delle proprietà meccaniche e geometriche degli elementi della sovrastruttura e degli isolatori elastomerici.

Sono stati considerati i seguenti scenari di incendio in pianta e in elevazione:

- per le strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7, l'incendio è stato simulato al piano interrato (F0_S, F0_A) ed al primo livello (F1_S, F1_A); gli scenari F0_S/F1_S (Figura 4.18d,f, Figura 4.19a,c) rappresentano la simulazione dell'incendio sull'intero livello, mentre gli scenari F0_A/F1_A (Figura 4.18e,g, Figura 4.19b,d) indicano la simulazione dell'incendio su metà superficie del livello; in Figura 4.18a,b,c sono riportati gli scenari di incendio in elevazione;
- per le strutture test SI400, SI800 e SI2400, l'incendio è stato simulato al piano interrato (F0, Figura 4.20), al primo (F1, Figura 4.21a-d) ed al quinto livello (F5, Figura 4.21e-h), considerando diversi valori per il fattore di ventilazione (Tabella 4.22); gli scenari di incendio in elevazione sono riportati in Figura 4.22a;
- per le strutture test S.I.R e S.I.L.R, l'incendio è stato simulato al piano interrato (F0), al primo livello (F1, Figura 4.23d) e ad entrambi i piani (F0/1: scenario ottenuto dalla combinazione degli scenari F0 e F1); per lo scenario al piano interrato (F0) sono stati considerati diversi casi: $T=300^\circ\text{C}$ (F0A, Figura 4.23a) e $T=400^\circ\text{C}$ (F0B, Figura 4.23b) per la struttura test S.I.R, $T=250^\circ\text{C}$ (F0C, Figura 4.23c) e $T=300^\circ\text{C}$ (F0D, Figura 4.23a) per la struttura test S.I.L.R; gli scenari di incendio in elevazione sono riportati in Figura 4.22b.

Inoltre, sono state considerate diverse classi di resistenza al fuoco:

- per la sovrastruttura delle strutture test SI3, SI5, SI5*, SI7, S.I.R e S.I.L.R è stata considerata la classe R60, mentre per il piano interrato la classe R30;
- per la sovrastruttura delle strutture test SI400, SI800 e SI2400 sono state considerate le classi R30, R45 e R60, mentre per il piano interrato le classi R15 e R30.

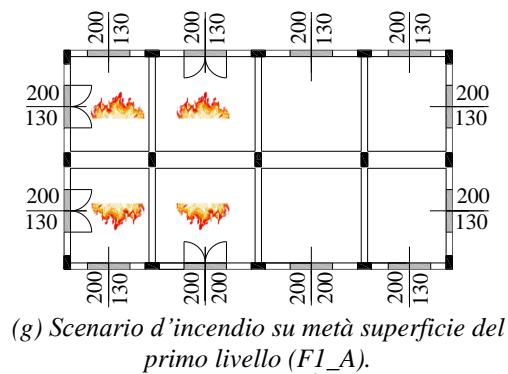
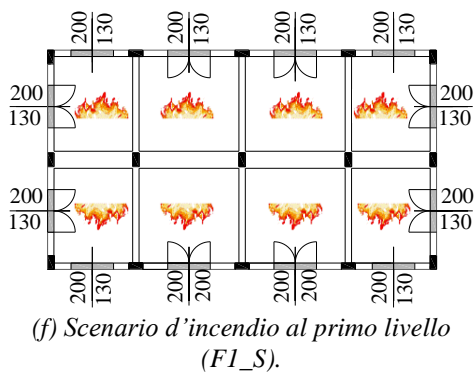
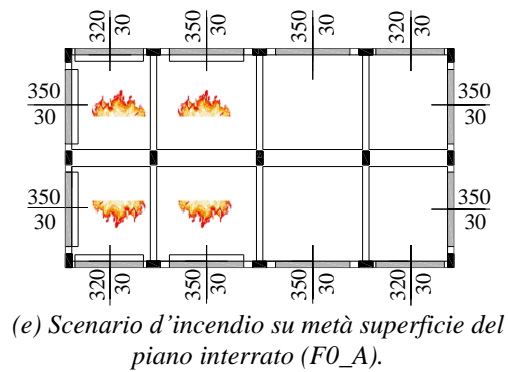
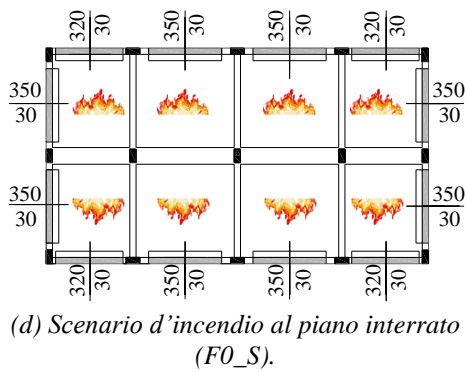
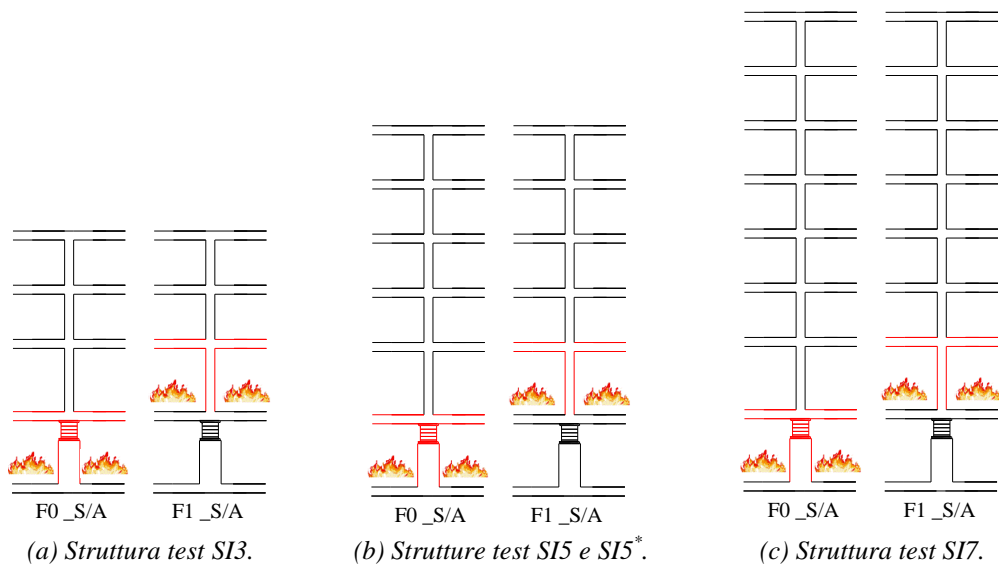
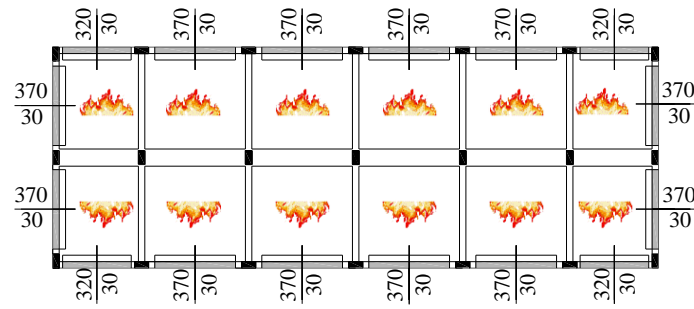
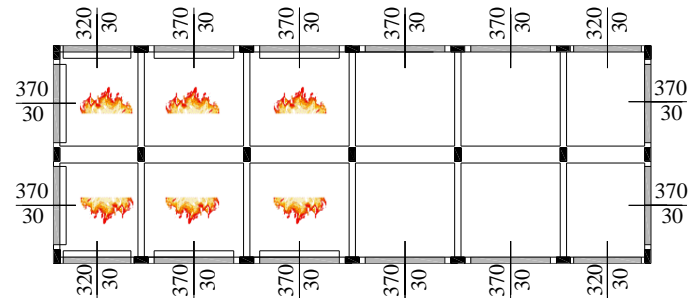


Figura 4.18 – Scenari d'incendio in elevazione (a-c, strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7) ed in pianta (d-g, strutture test SI3, SI5 e SI7) (dimensioni in cm).

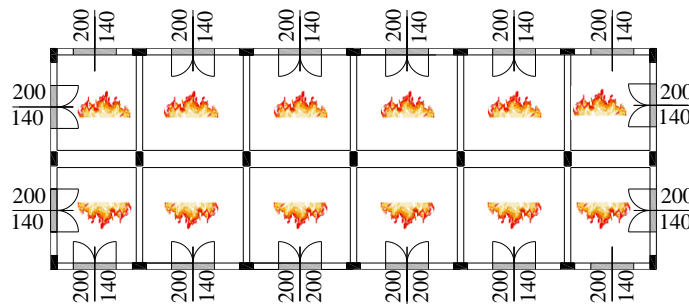
I parametri di progetto per il calcolo del carico d'incendio sono riportati nelle seguenti tabelle: Tabella 4.18 (strutture test SI3, SI5 e SI7), Tabella 4.20 (struttura test SI5*), Tabella 4.23 (strutture test SI400, SI800 e SI2400) e Tabella 4.25 (strutture test SI.R e SI.LR).



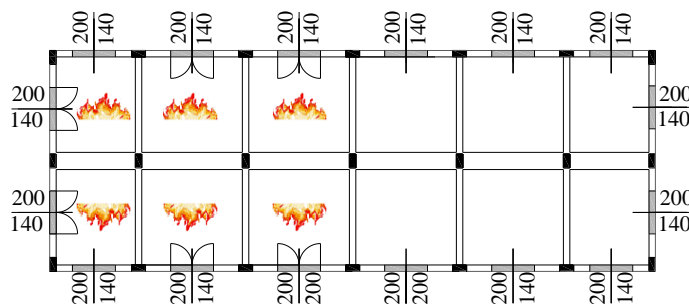
(a) Scenario d'incendio al piano interrato (F0_S).



(b) Scenario d'incendio su metà superficie del piano interrato (F0_A).



(c) Scenario d'incendio al primo livello (F1_S).



(d) Scenario d'incendio su metà superficie del primo livello (F1_A).

Figura 4.19 – Scenari d'incendio in pianta per la struttura test SI5* (dimensioni in cm).

I parametri considerati nella modellazione dell'incendio sono riportati nelle seguenti tabelle: Tabella 4.19 (strutture test SI3, SI5 e SI7), Tabella 4.21 (struttura test SI5*), Tabella 4.24 (strutture test SI400, SI800 e SI2400) e Tabella 4.26 (strutture test SI.R e SI.LR). Le curve parametriche di incendio confinato in compartimento sono illustrate in

Figura 4.24 (strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7), Figura 4.25 (strutture test SI400, SI800 e SI2400) e in Figura 4.26 (strutture test SI.R e SI.LR).

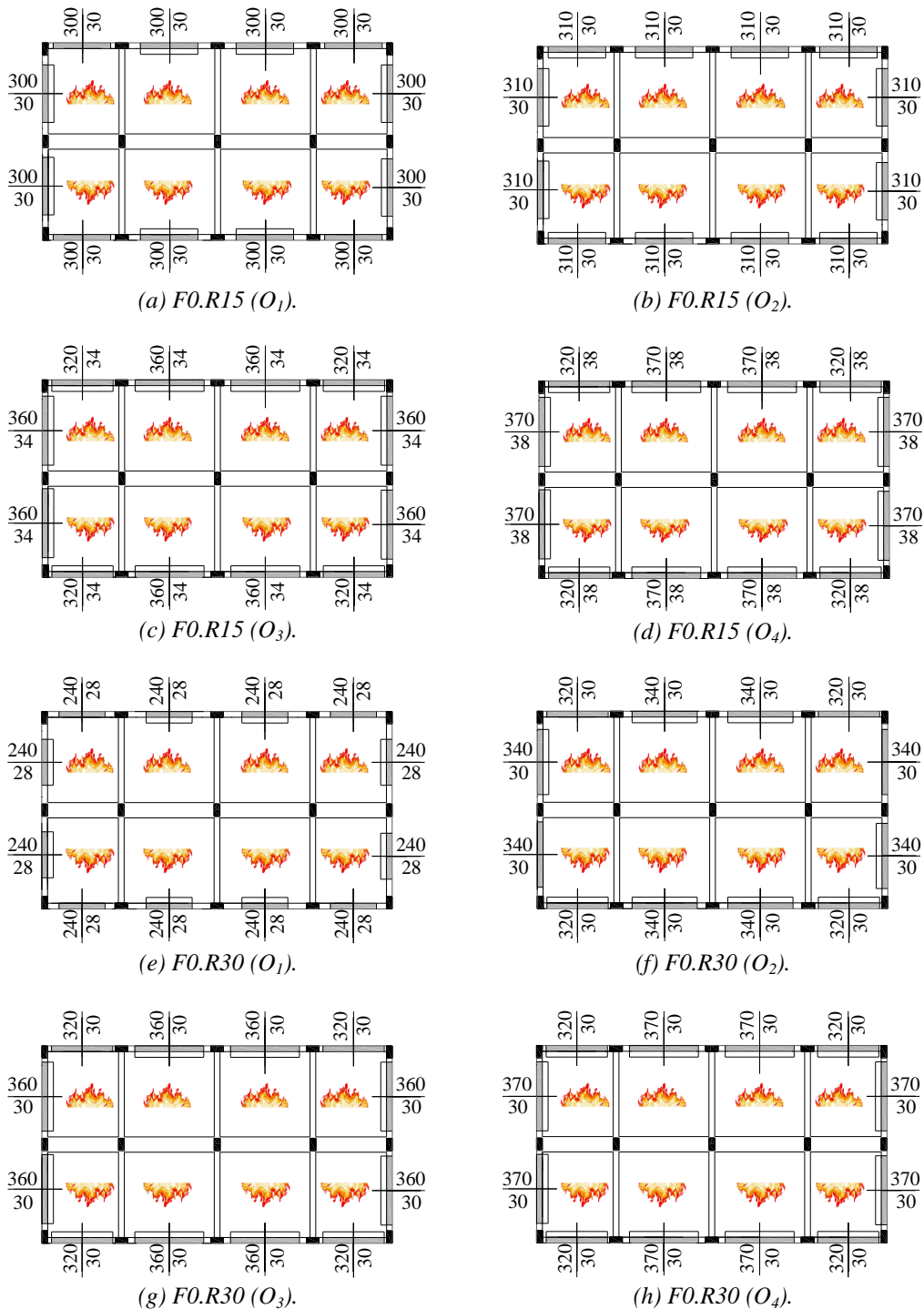


Figura 4.20 – Scenari d’incendio in pianta per il piano interrato delle strutture test SI400, SI800 e SI2400 (dimensioni in cm).

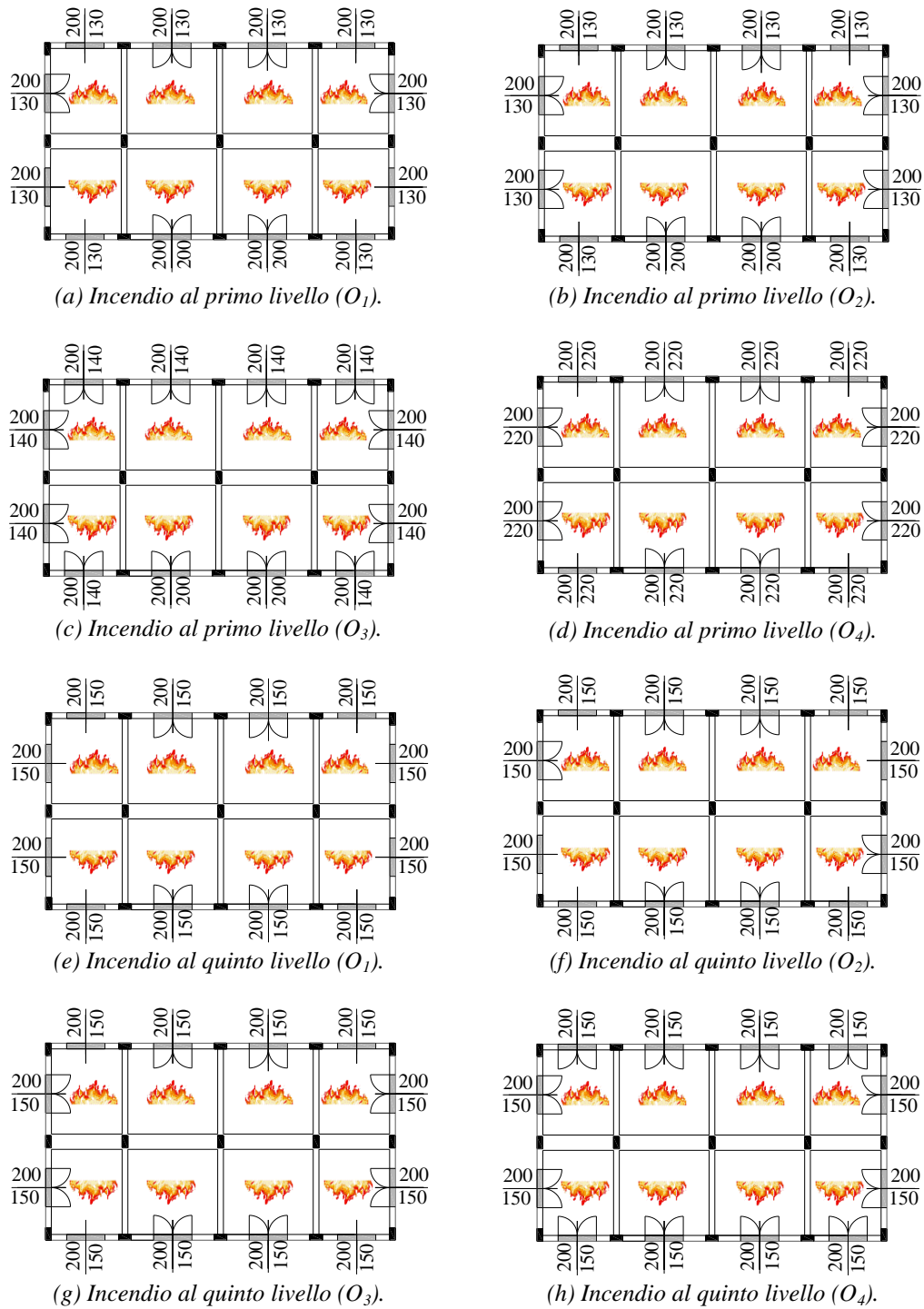
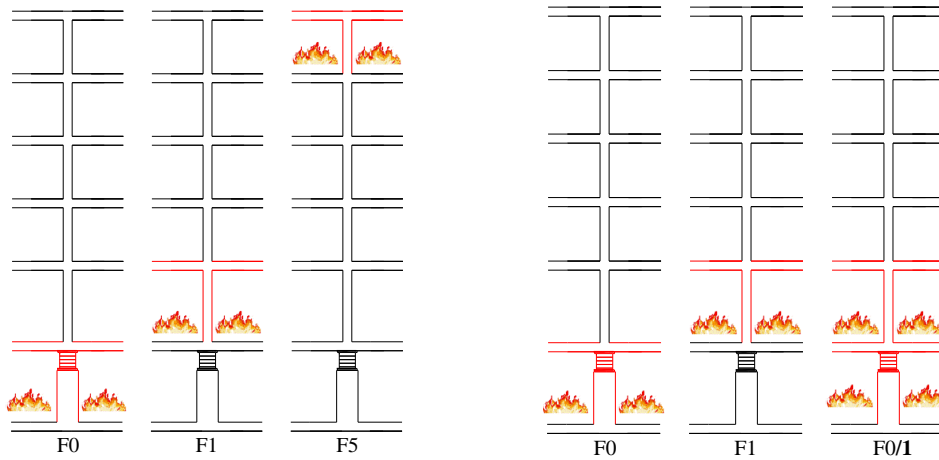


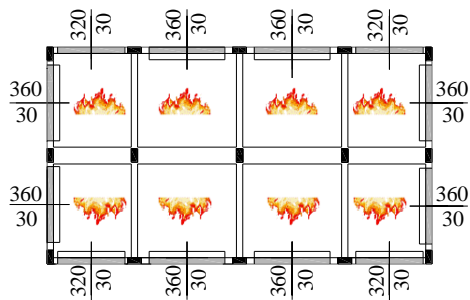
Figura 4.21 – Scenari d'incendio in pianta per la sovrastruttura delle strutture test SI400, SI800 e SI2400 (dimensioni in cm).



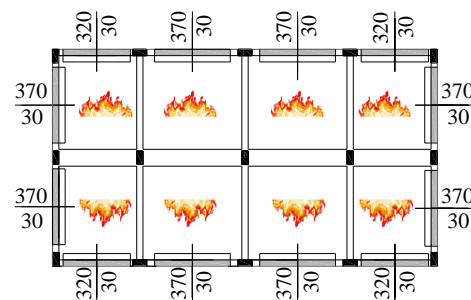
(a) Strutture test SI400, SI800 e SI2400.

(b) Strutture test SI.R e SI.LR.

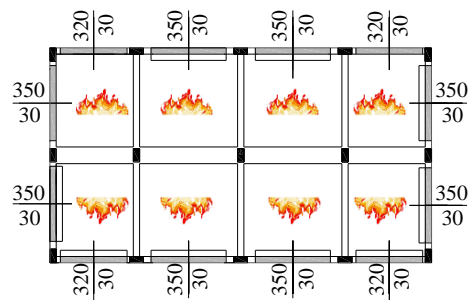
Figura 4.22 – Scenari d’incendio in elevazione per le strutture test SI400, SI800, SI2400, SI.R e SI.LR.



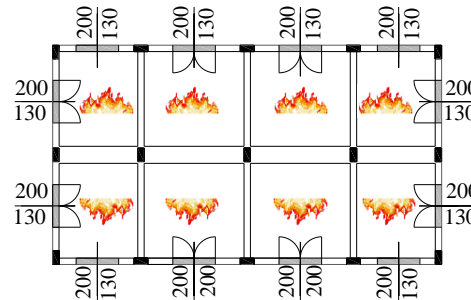
(a) Scenario d’incendio F0A(F0D).



(b) Scenario d’incendio F0B.



(c) Scenario d’incendio F0C.



(d) Scenario d’incendio F1.

Figura 4.23 – Scenari d’incendio in pianta per il primo livello delle strutture test SI.R e SI.LR (dimensioni in cm).

Tabella 4.18 – Parametri di progetto per il calcolo del carico d’incendio, strutture test SI3, SI5 e SI7 (dimensioni in m e MJ).

Scenario	A_f	A_t	q	q_f	δ_{q1}	δ_{q2}	δ_n	$q_{f,d}$	$q_{t,d}$
F0_S.R30	180.0	584.0	80061.60	444.79	1.0	1.0	1.0	444.79	137.09
F0_A.R30	90.0	332.0	40030.80	444.79	1.0	1.0	1.0	444.79	120.57
F1_S.R60	180.0	584.0	117612.40	653.40	1.0	1.0	1.0	653.40	201.39
F1_A.R60	90.0	332.0	58806.20	653.40	1.0	1.0	1.0	653.40	177.13

Tabella 4.19 – Parametri considerati nella modellazione dell’incendio, strutture test SI3, SI5 e SI7 (dimensioni in m, J, s, ore, K e °C).

Scenario	A_v	h_{eq}	O	b	t_{lim}	O_{lim}	Γ	t_{max}^*	T_{max}
F0_S.R30	12.24	0.30	0.011	1108.59	0.33	0.041	0.090	0.22	400.00
F0_A.R30	6.12	0.30	0.010	1095.45	0.33	0.036	0.071	0.17	347.87
F1_S.R60	24.00	1.50	0.050	1129.86	0.33	0.060	1.669	1.34	988.42
F1_A.R60	12.00	1.50	0.044	1117.32	0.33	0.053	1.320	1.06	952.60

Tabella 4.20 – Parametri di progetto per il calcolo del carico d’incendio, struttura test SI5* (dimensioni in m e MJ).

Scenario	A_f	A_t	q	q_f	δ_{q1}	δ_{q2}	δ_n	$q_{f,d}$	$q_{t,d}$
F0_S.R30	280.0	864.0	124561.44	444.86	1.0	1.0	1.0	444.86	144.17
F0_A.R30	140.0	472.0	62320.80	444.86	1.0	1.0	1.0	444.86	132.04
F1_S.R60	280.0	864.0	182962.40	653.44	1.0	1.0	1.0	653.44	211.76
F1_A.R60	140.0	472.0	91375.52	652.68	1.0	1.0	1.0	652.68	193.59

Tabella 4.21 – Parametri considerati nella modellazione dell’incendio, struttura test SI5* (dimensioni in m, J, s, ore, K e °C).

Scenario	A_v	h_{eq}	O	b	t_{lim}	O_{lim}	Γ	t_{max}^*	T_{max}
F0_S.R30	17.86	0.30	0.012	1113.46	0.33	0.043	0.090	0.23	400.00
F0_A.R30	8.93	0.30	0.011	1103.70	0.33	0.040	0.077	0.19	363.72
F1_S.R60	39.00	1.50	0.055	1136.44	0.33	0.064	1.99	1.53	1008.30
F1_A.R60	18.00	1.50	0.047	1124.98	0.33	0.058	1.45	1.20	972.37

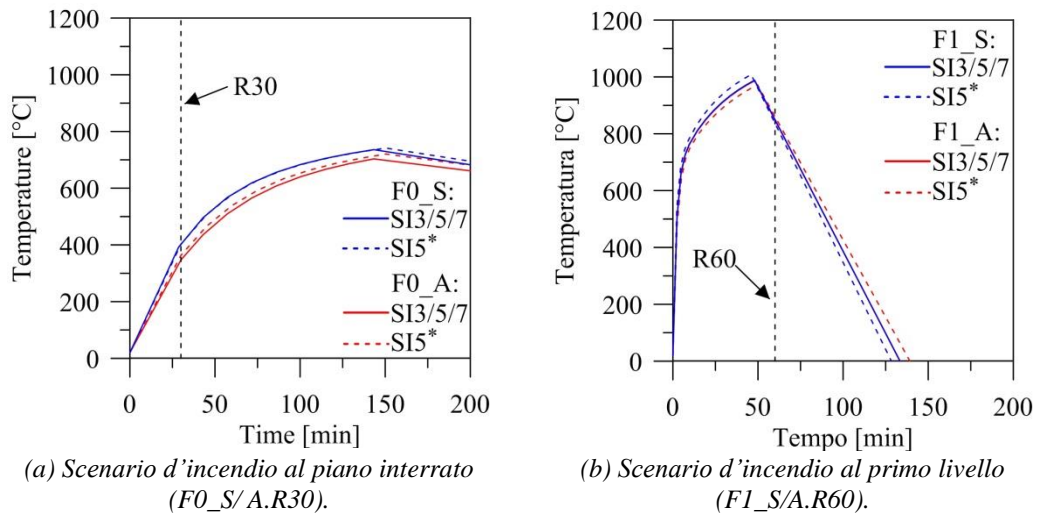


Figura 4.24 – Curve parametriche d’incendio confinato in compartimento (strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7).

Tabella 4.22 – Fattori di ventilazione considerati per le strutture test SI400, SI800 e SI2400 (dimensioni in m).

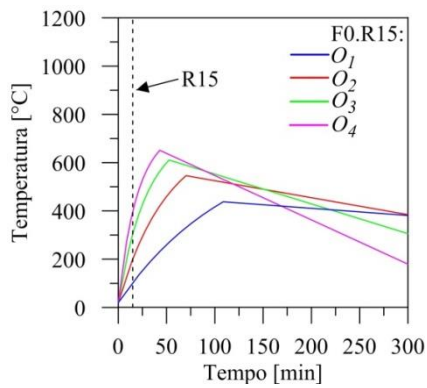
Scenario	O_1	O_2	O_3	O_4
F0.R15	0.006	0.010	0.013	0.016
F0.R30	0.005	0.007	0.009	0.011
F1.R30/45/60	0.036	0.048	0.072	0.085
F5.R30/45/60	0.026	0.040	0.053	0.079

Tabella 4.23 – Parametri di progetto per il calcolo del carico d’incendio, strutture test SI400, SI800 e SI2400 (dimensioni in m e MJ).

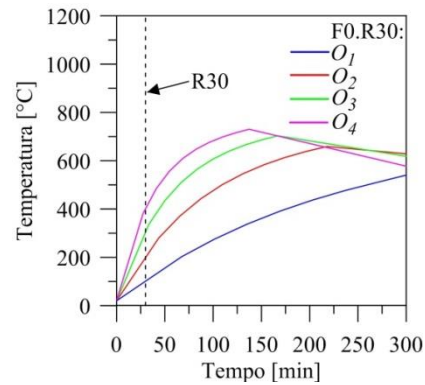
Scenario	A_f	A_t	q	q_f	δ_{q1}	δ_{q2}	δ_n	$q_{f,d}$	$q_{t,d}$
F0.R15	180.0	612.0	35709.60	198.39	1.0	1.0	1.0	198.39	58.35
F0.R30	180.0	612.0	80061.60	444.79	1.0	1.0	1.0	444.79	130.82
F1.R30	180.0	612.0	77695.60	431.64	1.0	1.0	1.0	431.64	126.95
F1.R45	180.0	612.0	107263.60	595.91	1.0	1.0	1.0	595.91	175.27
F1.R60	180.0	612.0	110220.40	612.34	1.0	1.0	1.0	612.34	180.10
F5.R30	180.0	556.0	77695.60	431.64	1.0	1.0	1.0	431.64	139.74
F5.R45	180.0	556.0	107263.60	595.91	1.0	1.0	1.0	595.91	192.92
F5.R60	180.0	556.0	110220.40	612.34	1.0	1.0	1.0	612.34	198.24

Tabella 4.24 – Parametri considerati nella modellazione dell'incendio, strutture test SI400, SI800 e SI2400 (dimensioni in m, J, s, ore, K e °C).

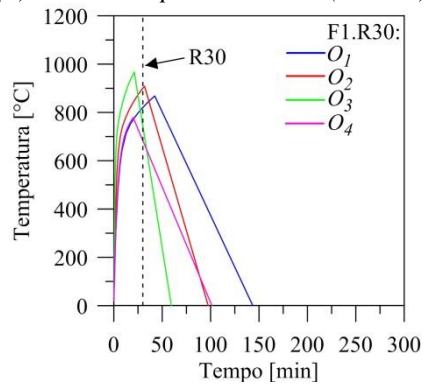
Scenario	A_v	h_{eq}	b	t_{lim}	O_{lim}	Γ	t_{max}^*	T_{max}
F0.R15_01	7.20	0.30	1106.76	0.33	0.018	0.029	0.052	100.0
F0.R15_02	11.16	0.30	1115.00	0.33	0.018	0.067	0.079	200.0
F0.R15_03	14.07	0.34	1121.41	0.33	0.018	0.118	0.104	300.0
F0.R15_04	16.19	0.38	1126.50	0.33	0.018	0.176	0.126	400.0
F0.R30_01	5.38	0.28	1092.99	0.33	0.039	0.015	0.086	100.0
F0.R30_02	8.04	0.30	1097.76	0.33	0.039	0.036	0.131	200.0
F0.R30_03	10.50	0.30	1101.31	0.33	0.039	0.061	0.170	300.0
F0.R30_04	12.78	0.30	1104.27	0.33	0.039	0.090	0.206	400.0
F1.R30_01	18.00	1.50	1127.16	0.33	0.038	0.859	0.605	868.08
F1.R30_02	24.00	1.50	1135.72	0.33	0.038	1.504	0.795	908.86
F1.R30_03	36.00	1.50	1150.26	0.33	0.038	3.299	1.163	967.33
F1.R30_04	35.20	2.20	1152.09	0.33	0.038	0.919	0.306	778.79
F1.R45_01	18.00	1.50	1119.80	0.33	0.053	0.870	0.847	918.53
F1.R45_02	24.00	1.50	1127.26	0.33	0.053	1.527	1.114	960.80
F1.R45_03	36.00	1.50	1140.00	0.33	0.053	3.359	1.634	1018.59
F1.R45_04	35.20	2.20	1145.05	0.33	0.053	4.668	1.918	1042.12
F1.R60_01	18.00	1.50	1119.23	0.33	0.054	0.871	0.871	922.86
F1.R60_02	24.00	1.50	1126.61	0.33	0.054	1.528	1.146	965.15
F1.R60_03	36.00	1.50	1139.20	0.33	0.054	3.363	1.682	1022.81
F1.R60_04	35.20	2.20	1144.18	0.33	0.054	4.675	1.974	1046.30
F5.R30_01	12.00	1.50	1127.02	0.33	0.042	0.463	0.489	837.97
F5.R30_02	18.00	1.50	1136.86	0.33	0.042	1.023	0.721	894.01
F5.R30_03	24.00	1.50	1145.28	0.33	0.042	1.792	0.947	935.79
F5.R30_04	36.00	1.50	1159.63	0.33	0.042	3.933	1.386	994.02
F5.R45_01	12.00	1.50	1121.25	0.33	0.058	0.467	0.682	885.71
F5.R45_02	18.00	1.50	1129.84	0.33	0.058	1.036	1.008	945.35
F5.R45_03	24.00	1.50	1137.21	0.33	0.058	1.818	1.326	987.39
F5.R45_04	36.00	1.50	1149.87	0.33	0.058	4.000	1.946	1044.23
F5.R60_01	12.00	1.50	1120.81	0.33	0.059	0.468	0.702	889.90
F5.R60_02	18.00	1.50	1129.29	0.33	0.059	1.037	1.037	949.69
F5.R60_03	24.00	1.50	1136.59	0.33	0.059	1.819	1.365	991.66
F5.R60_04	36.00	1.50	1149.11	0.33	0.059	4.005	2.002	1048.39



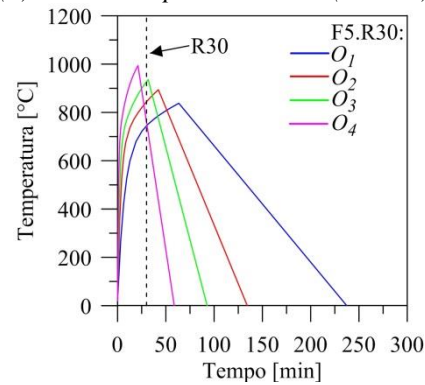
(a) Incendio al piano interrato (F0.R15).



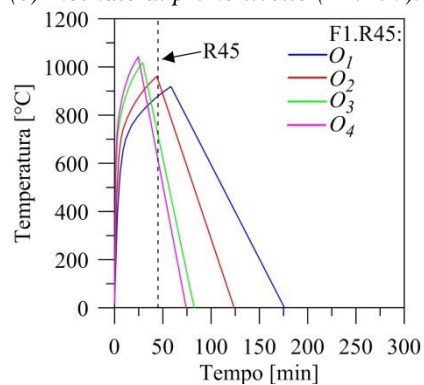
(b) Incendio al piano interrato (F0.R30).



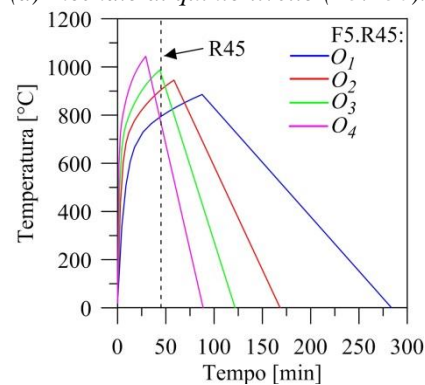
(c) Incendio al primo livello (F1.R30).



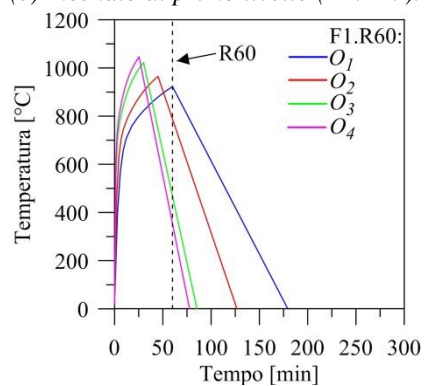
(d) Incendio al quinto livello (F5.R30).



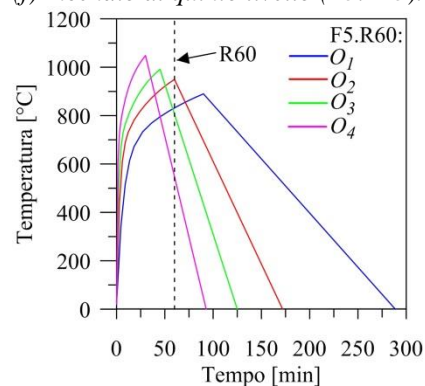
(e) Incendio al primo livello (F1.R45).



(f) Incendio al quinto livello (F5.R45).



(g) Incendio al primo livello (F1.R60).



(h) Incendio al quinto livello (F5.R60).

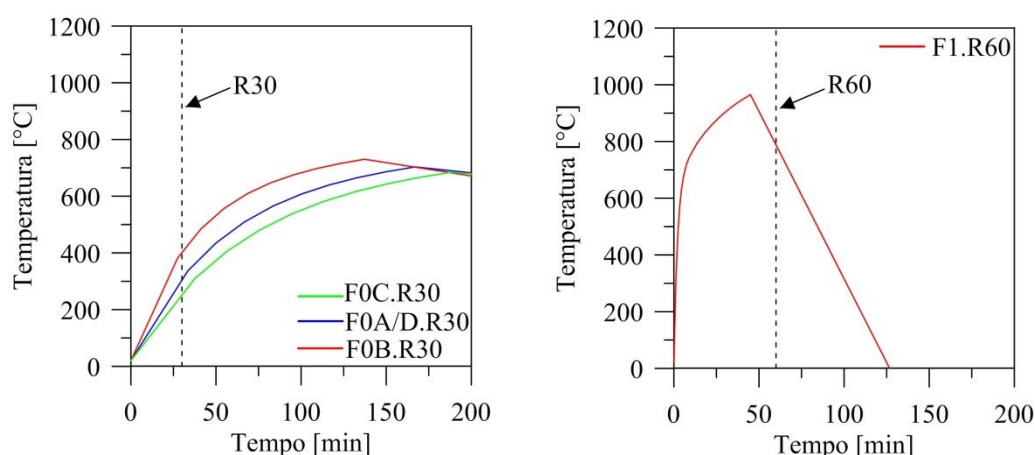
Figura 4.25 – Curve parametriche d'incendio confinato in compartimento (strutture test SI400, SI800 e SI2400).

Tabella 4.25 – Parametri di progetto per il calcolo del carico d'incendio, strutture test SI.R e SI.LR (dimensioni in m e MJ).

Scenario	A_f	A_t	q	q_f	δ_{q1}	δ_{q2}	δ_n	$q_{f,d}$	$q_{t,d}$
F0A/B/C/D.R30	180.0	612.0	80061.6	444.79	1.0	1.0	1.0	444.79	130.82
F1.R60	180.0	612.0	110220.4	612.34	1.0	1.0	1.0	612.34	180.10

Tabella 4.26 – Parametri considerati nella modellazione dell'incendio, strutture test SI.R e SI.LR (dimensioni in m, J, s, ore, K e °C).

Scenario	A_v	h_{eq}	O	b	t_{lim}	O_{lim}	Γ	t_{max}^*	T_{max}
F0A/D.R30	10.50	0.30	0.009	1101.31	0.33	0.039	0.061	0.17	300.00
F0B.R30	12.78	0.30	0.011	1104.27	0.33	0.039	0.090	0.21	400.00
F0C.R30	9.32	0.30	0.008	1099.65	0.33	0.039	0.048	0.15	250.00
F1.R60	24.00	1.50	0.048	1126.61	0.33	0.054	1.53	1.15	965.15



(a) Scenario d'incendio al piano interrato (F0.R30).

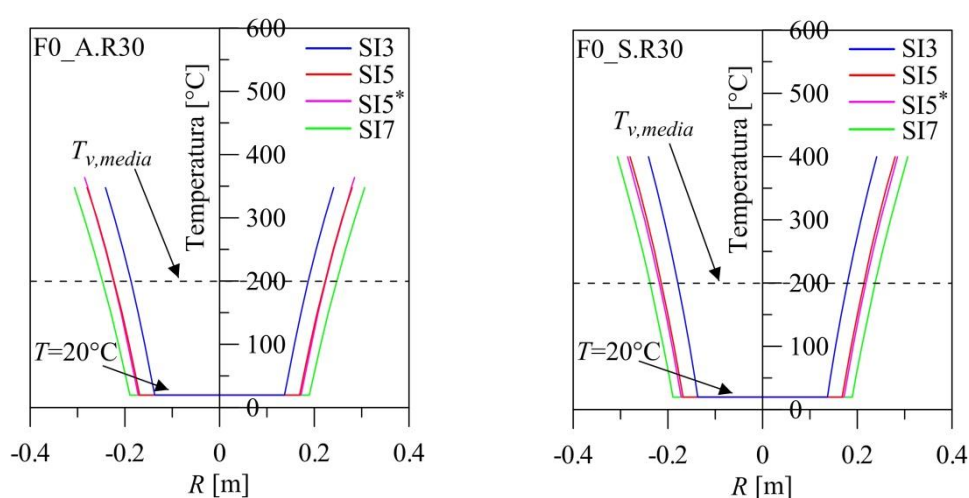
(b) Scenario d'incendio al primo livello (F1.R60).

Figura 4.26 – Curve parametriche d'incendio confinato in compartimento (strutture test SI.R e SI.LR).

4.3.5 EFFETTI DELL'AZIONE DEL FUOCO SUL SISTEMA D'ISOLAMENTO SISMICO

I dispositivi elastomerici HDRB, considerati per isolare sismicamente le strutture test SI3, SI5, SI7 e SI5* in sommità dei pilastri del piano interrato, sono esposti all'azione del fuoco nello scenario di incendio F0. Il problema di predire il campo termico interno dei lamierini di acciaio degli isolatori HDRB, è stato formulato come un problema di conduzione del calore in un cilindro a base circolare di lunghezza infinita (§ 3.2.1.1), considerando un flusso radiale di calore ed una temperatura costante agente sul bordo dell'isolatore. In Figura 4.27 vengono mostrati i profili di temperatura degli isolatori elastomerici, valutati alla fine di 30 minuti di esposizione al fuoco (R30, Figura 4.24a), assumendo una temperatura ambiente pari a $T=20^{\circ}\text{C}$ per la parte interna dell'isolatore. I profili sono stati valutati in direzione radiale e con riferimento agli scenari di incendio

simulati su metà superficie (F0_A, Figura 4.19b) e sull'intera superficie del piano interrato (F0_S, Figura 4.19a) delle strutture test SI3, SI5, SI7 e SI5*. Come può essere osservato, l'isoterma corrispondente ad una temperatura di 200°C viene raggiunta molto rapidamente per valori decrescenti del raggio di curvatura esterno degli isolatori. A titolo di esempio, per gli isolatori delle strutture test SI3 e SI7, è stato ottenuto il seguente decremento del raggio di curvatura esterno: 25.73% (SI3) e 22.51% (SI7), per lo scenario F0_S, 22.41% (SI3) e 19.25% (SI7), per lo scenario F0_A. Dalle riduzioni percentuali ottenute, è possibile osservare che lo scenario di incendio F0_A comporta un degrado minore, se confrontato con lo scenario di incendio F0_S, per gli HDRB e questo risultato è dovuto, sostanzialmente, alla minore intensità della temperatura agente sulla superficie laterale dei dispositivi (Figura 4.24a). Inoltre, in Figura 4.27 viene evidenziata anche la temperatura di vulcanizzazione media ($T_{v,media}=200^{\circ}\text{C}$).



(a) Scenario d'incendio F0_A.

(b) Scenario d'incendio F0_S.

Figura 4.27 – Profili di temperatura degli isolatori HDRB nello scenario d'incendio F0 (strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7).

Le caratteristiche meccaniche e geometriche degli isolatori elastomerici, danneggiati dall'azione del fuoco, sono state valutate attraverso l'applicazione del metodo dell'isoterma 200°C (§ 3.2.3), proposto da Mazza e Alesina (2016b; 2017a; 2017b); in tale metodo, la gomma con temperature superiori a 200°C, corrispondente approssimativamente alla temperatura media di vulcanizzazione tra gli strati di gomma ed i lamierini di acciaio (Bhowmick et al., 1979), viene trascurata, mentre la sezione residua (interna all'isoterma 200°C) continua a conservare le sue proprietà meccaniche iniziali. I seguenti fattori di riduzione sono stati calcolati per le caratteristiche meccaniche e geometriche degli isolatori HDRB delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7: $\alpha_{KH,T}=K_{H0,T}/K_{H0}$ (rigidezza orizzontale, Figura 4.28a), $\alpha_{KV,T}=K_{V0,T}/K_{V0}$ (rigidezza verticale, Figura 4.28b) e $\alpha_{S,T}=S_T/S_0$ (fattori di forma, Figura 4.28c). I fattori di riduzione sono stati valutati attraverso il rapporto tra le caratteristiche ridotte (corrispondenti alla temperatura T) e quelle iniziali (corrispondenti alla temperatura ambiente $T=20^{\circ}\text{C}$). Come può essere osservato, il fattore di riduzione più grande è stato ottenuto per la rigidezza verticale, seguito dal fattore di riduzione relativo alla rigidezza orizzontale, mentre i fattori di forma si sono dimostrati poco sensibili all'aumento della temperatura.

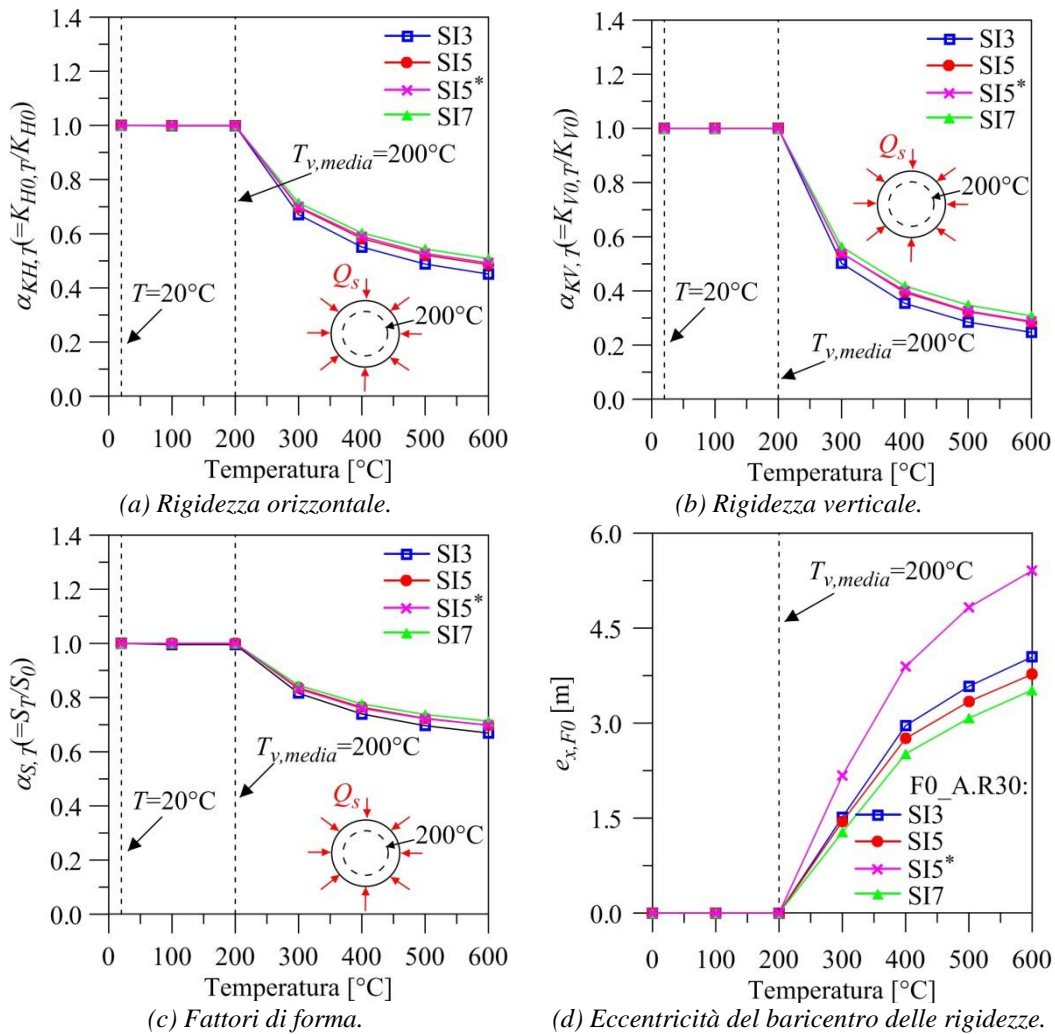
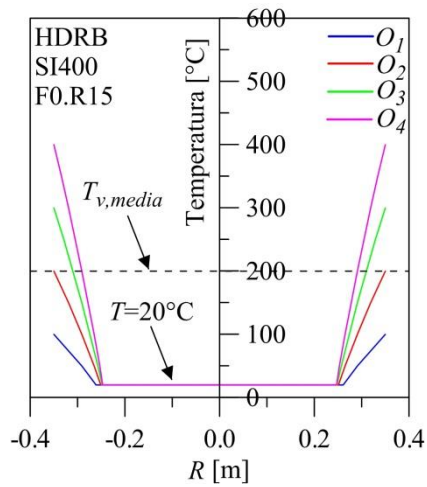


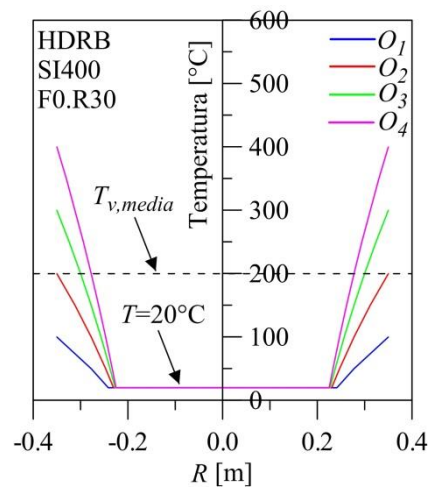
Figura 4.28 – Fattori riduttivi delle caratteristiche meccaniche (a, b) e geometriche (c) degli isolatori HDRB ed eccentricità del baricentro delle rigidezze (strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7).

Lo scenario di incendio F0_A (illustrato in Figura 4.18e ed in Figura 4.19b) produce la nascita di un'eccentricità tra il baricentro delle rigidezze (e_K) ed il baricentro geometrico (e_G), nella direzione principale in pianta x (Figura 4.15a,b); tale effetto, illustrato in Figura 4.28d, è dovuto alla nascita di una dissimmetria in termini di rigidezza orizzontale tra gli HDRB esposti e quelli non esposti all'incendio. Tale fenomeno è stato studiato in funzione della temperatura di esposizione degli isolatori, raggiungendo un valore massimo dell'eccentricità e_x pari a 5.41 m in corrispondenza di una temperatura di esposizione pari a 600°C.

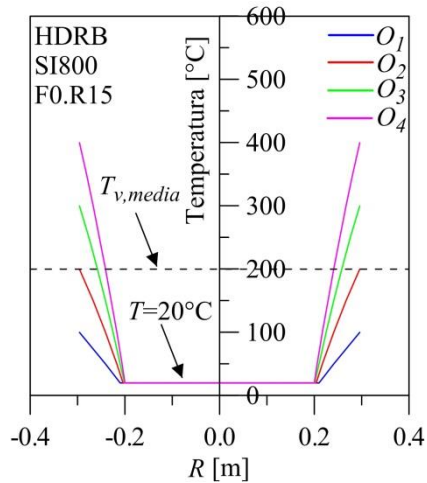
Risultati analoghi, in termini di profili di temperatura (Figura 4.29), valutati applicando la formulazione teorica (§ 3.2.1.1), e di fattori riduttivi (Figura 4.32), valutati applicando il metodo dell'isoterma 200°C (§ 3.2.3), sono stati ottenuti per gli isolatori HDRB delle strutture test SI400, SI800 e SI2400; nel dettaglio è stata considerata un'esposizione al fuoco di durata pari a 15 (R15) e 30 (R30) minuti e quattro temperature di esposizione ($T=100^\circ\text{C}$, 200°C , 300°C e 400°C) corrispondenti a quattro diversi valori del fattore di ventilazione (O_1 , O_2 , O_3 e O_4 , Tabella 4.22).



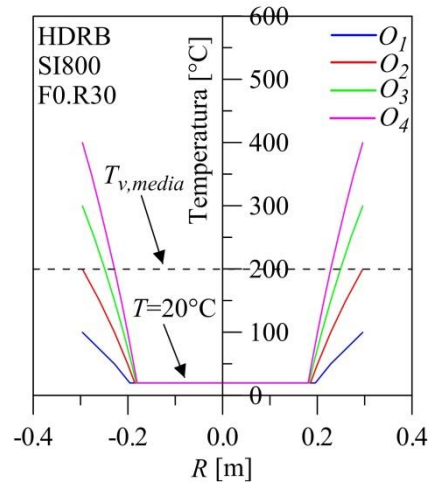
(a) Struttura test SI400 (F0.R15).



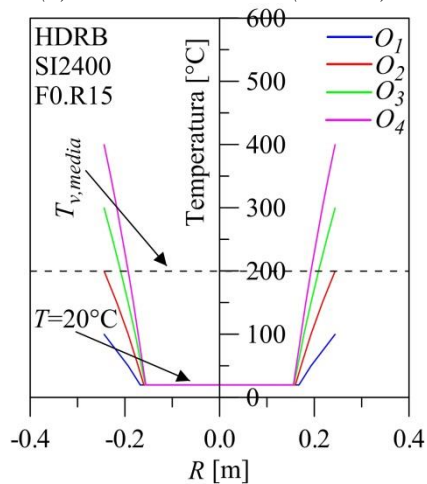
(b) Struttura test SI400 (F0.R30).



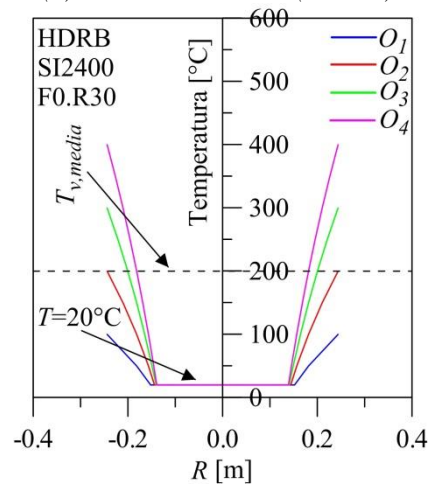
(c) Struttura test SI800 (F0.R15).



(d) Struttura test SI800 (F0.R30).



(e) Struttura test SI2400 (F0.R15).



(f) Struttura test SI2400 (F0.R30).

Figura 4.29 – Profili di temperatura degli isolatori HDRB esposti all'azione del fuoco nello scenario F0 (strutture test SI400, SI800 e SI2400).

Inoltre, per gli isolatori HDRB delle strutture test SI400, SI800 e SI2400 è stata effettuata, per mezzo di una modellazione numerica agli elementi finiti (§ 3.2.1.2) implementata nel software ABAQUS (2014), l'analisi di trasmissione del calore con risposta transitoria corrispondente alle curve tempo-temperatura (EC1, 2004). In Figura 4.30 vengono mostrate le mappature termiche degli isolatori HDRB delle strutture test SI400, SI800 e SI2400, considerando un'esposizione all'azione del fuoco pari a 15 (R15, Figura 4.30a,c,e) e 30 (Figura 4.30b,d,f) minuti. Nel dettaglio, la temperatura sul bordo dell'isolatore è valutata con lo scopo di ottenere una temperatura pari a 200°C in corrispondenza del raggio risultante dalla precedente analisi condotta in condizioni stazionarie (§ 3.2.1.1). Come può essere osservato, i valori numerici della temperatura sul bordo degli HDRB, derivanti dall'analisi transitoria, risultano sempre minori in confronto ai valori ottenuti dall'analisi stazionaria. Questi risultati evidenziano che la risposta stazionaria (descritta al § 3.2.1.1) può risultare svantaggiosa, specialmente per valori decrescenti del diametro dell'isolatore e valori crescenti della classe di resistenza al fuoco e del fattore di ventilazione.

Infine, in Figura 4.31 viene mostrato il confronto tra i profili ottenuti applicando la formulazione teorica (risposta stazionaria, § 3.2.1.1) e la modellazione numerica agli elementi finiti (risposta transitoria, § 3.2.1.2).

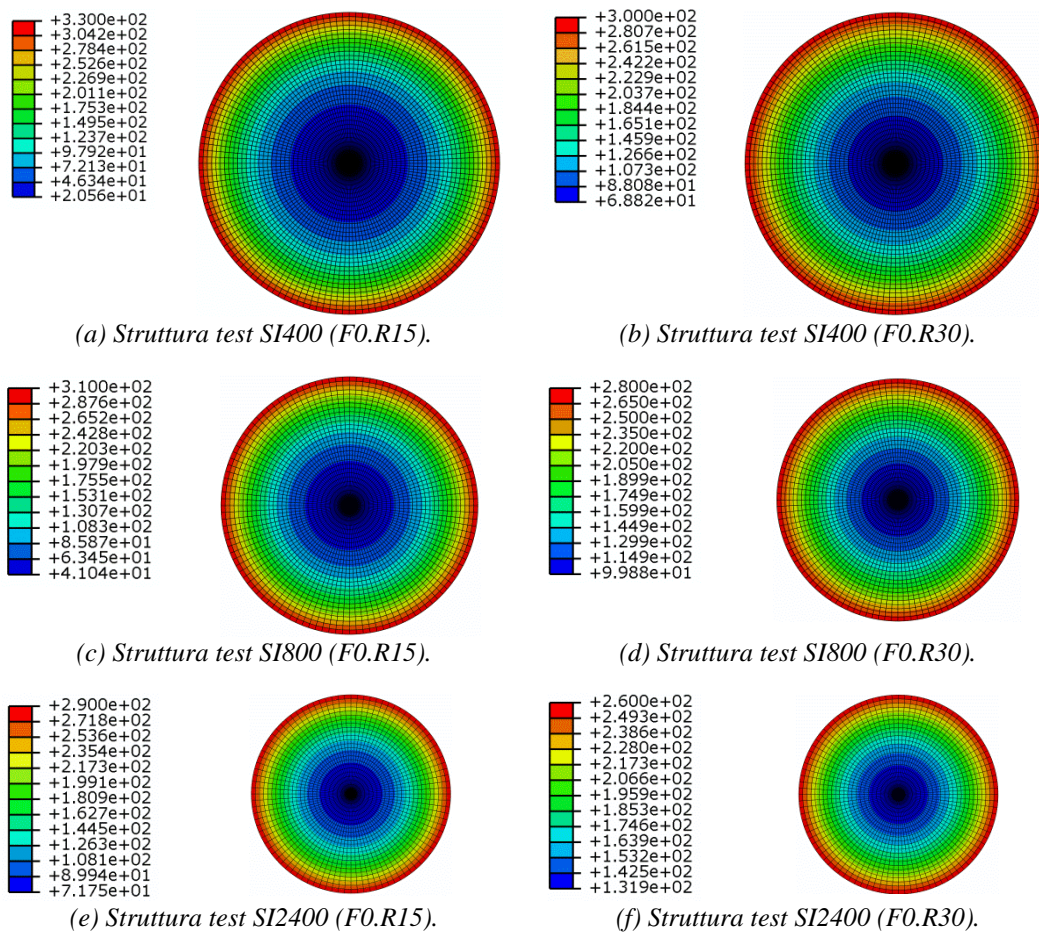
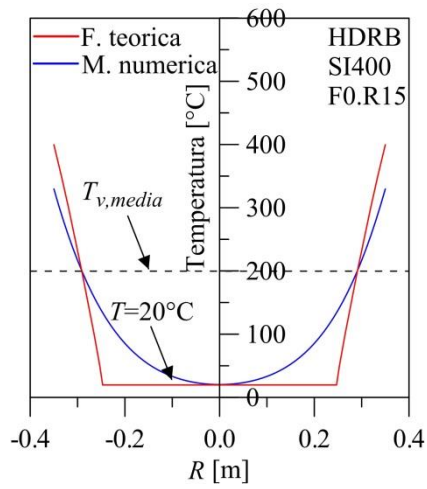
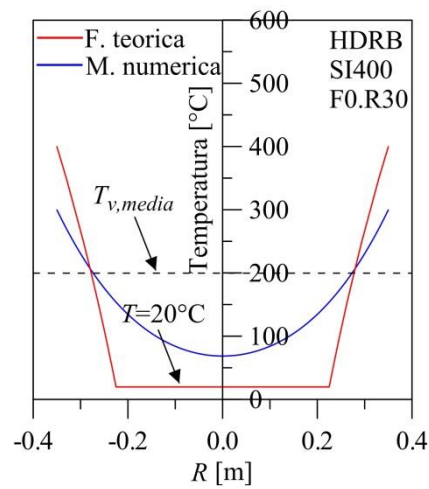


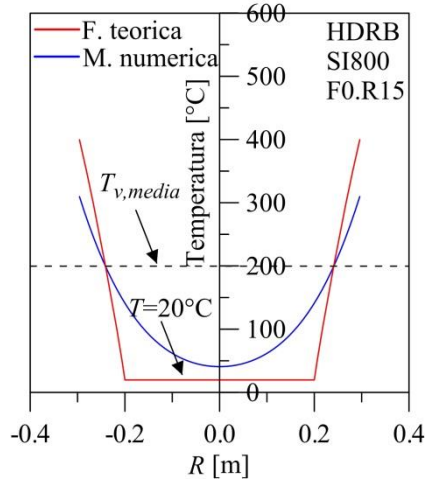
Figura 4.30 – Mappature termiche bidimensionali degli isolatori HDRB (strutture test SI400, SI800 e SI2400).



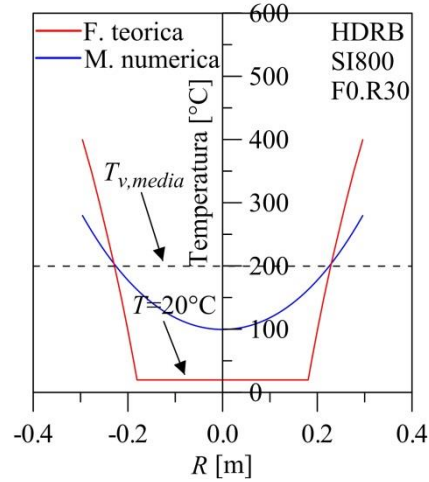
(a) Struttura test SI400 (F0.R15).



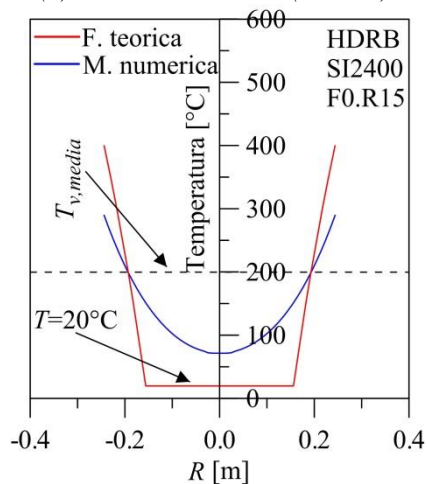
(b) Struttura test SI400 (F0.R30).



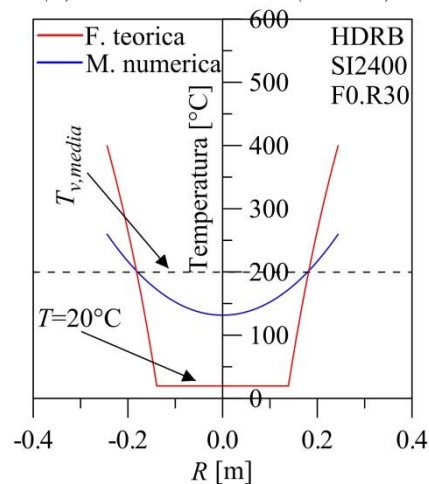
(c) Struttura test SI800 (F0.R15).



(d) Struttura test SI800 (F0.R30).



(e) Struttura test SI2400 (F0.R15).



(f) Struttura test SI2400 (F0.R30).

Figura 4.31 – Profili di temperatura degli isolatori HDRB, valutati applicando la formulazione teorica e la modellazione numerica bidimensionale (strutture test SI400, SI800 e SI2400).

Con riferimento ad una temperatura massima pari a $T=400^{\circ}\text{C}$ (corrispondente al fattore di ventilazione O_4) e allo scenario F0.R15 (Figura 4.29a,c,e), sono stati ottenuti i seguenti decrementi per il raggio di curvatura esterno degli isolatori HDRB delle strutture test SI400, SI800 e SI2400: 16.86%, 18.58% e 20.87%, rispettivamente. Dopo 15 minuti aggiuntivi di incendio (F0.R30, Figura 4.29b,d,f), si osserva un decremento aggiuntivo pari al 3.85%, 4.29% e 4.71%, rispettivamente, per le strutture test SI400, SI800 e SI2400.

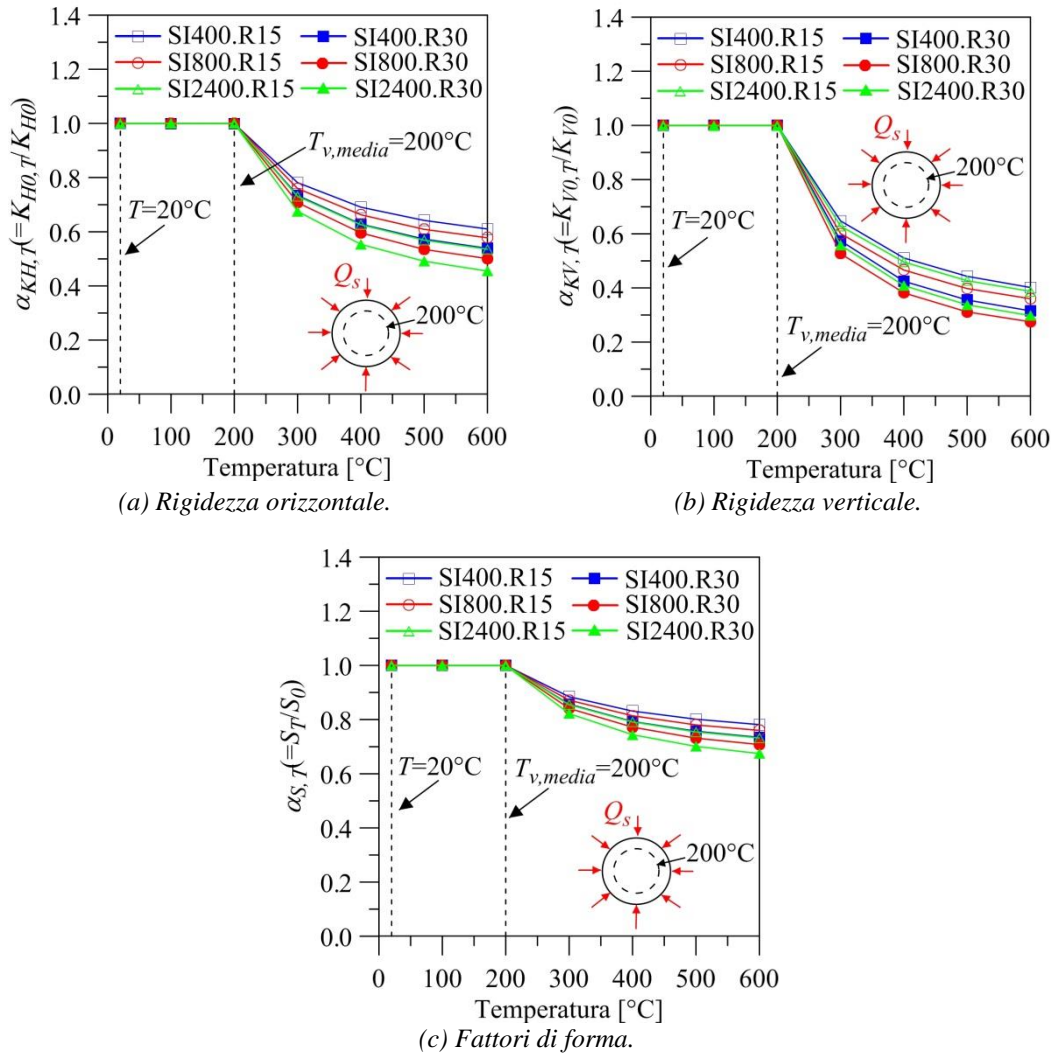


Figura 4.32 – Fattori riduttivi delle proprietà meccaniche e geometriche degli isolatori HDRB esposti all'azione del fuoco nello scenario F0 (strutture test SI400, SI800 e SI2400).

Come previsto, i fattori riduttivi maggiori sono stati ottenuti per l'esposizione al fuoco pari a 30 minuti (R30). Il degrado delle caratteristiche meccaniche e geometriche (illustrato in Figura 4.32) presenta un andamento crescente per valori decrescenti del raggio di curvatura esterno degli isolatori; tuttavia, un dispositivo con una sezione trasversale di area minore si riscalda più rapidamente e tende, quindi, a degradarsi in maggior misura in confronto ad uno di area maggiore.

Con riferimento alla curva tempo-temperatura definita dall'EC1 (2004), è stato possibile valutare il campo termico all'interno degli isolatori elastomerici, collocati in sommità dei pilastri del piano interrato delle strutture test S.I.R e S.I.L.R. Gli isolatori HDRB (struttura test S.I.R) e LRB (struttura test S.I.L.R), nello scenario di incendio al piano interrato (F0, Figura 4.22b), sono esposti al fuoco su tutta la loro superficie laterale.

L'analisi termica degli isolatori elastomerici delle strutture test S.I.R e S.I.L.R è stata effettuata per mezzo del software ABAQUS (2014). Nello specifico, il campo termico all'interno degli isolatori è stato determinato attraverso un'analisi di trasmissione del calore con risposta transitoria, risolvendo l'equazione di propagazione del calore di Fourier applicando il metodo degli elementi finiti. Per i dispositivi HDRB e LRB è stato usato l'elemento finito DC3D6 (6-node linear heat transfer triangular prism element), caratterizzato da geometria di prisma triangolare a sei nodi e ordine geometrico lineare (Figura 3.12c, § 3.2.2); lo spessore degli elementi finiti, in direzione radiale, è stato assunto pari a 3 cm. Le proprietà termiche dei materiali sono state assunte costanti (§§ 2.4.1 e 2.5), così come usualmente fatto in letteratura (UNI EN-ISO 10456, 2008; Kalpakidis e Constantinou, 2009a; 2009b; Wu et al., 2011), e la temperatura iniziale è stata fissata pari a $T=20^{\circ}\text{C}$.

Le mappature termiche tridimensionali ottenute per gli isolatori elastomerici, esposti al fuoco per 30 minuti (R30), sono riportate in Figura 4.33. Nel dettaglio, è stata analizzata la risposta termica degli isolatori HDRB, negli scenari di incendio F0A ($T_{max}=300^{\circ}\text{C}$, Figura 4.33a) e F0B ($T_{max}=400^{\circ}\text{C}$, Figura 4.33b), e degli isolatori LRB, negli scenari di incendio F0C ($T_{max}=250^{\circ}\text{C}$, Figura 4.33c) e F0D ($T_{max}=300^{\circ}\text{C}$, Figura 4.33d). Infine, in Figura 4.34 vengono mostrate le funzioni di degrado delle proprietà meccaniche e geometriche dei dispositivi HDRB (Figura 4.34a) e LRB (Figura 4.34b).

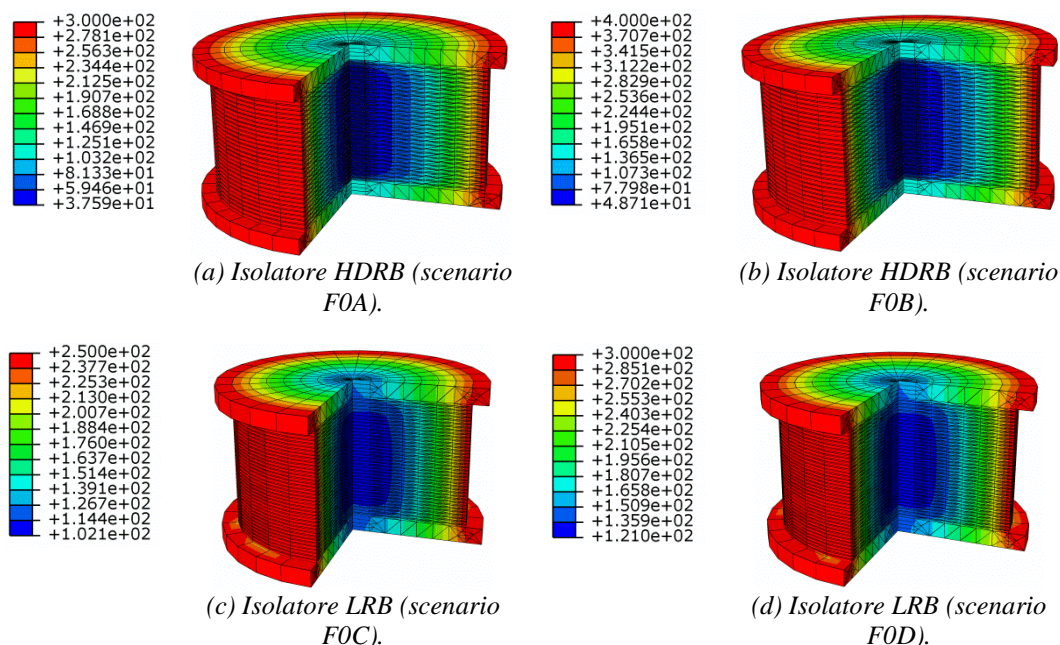
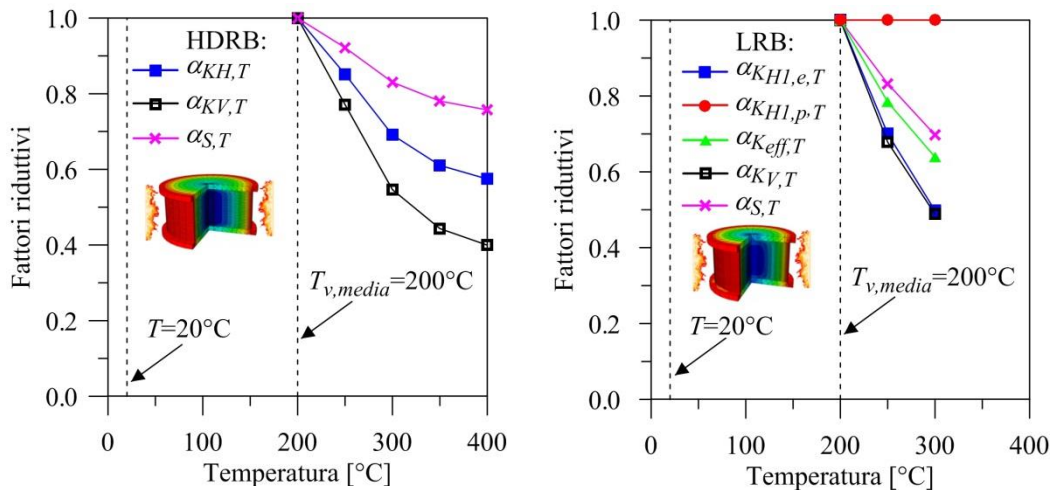


Figura 4.33 – Mappature termiche degli isolatori elastomerici HDRB (a, b - struttura test S.I.R) e LRB (c, d - struttura test S.I.L.R).



(a) Isolatori HDRB (struttura test SI.R). (b) Isolatori LRB (struttura test SI.LR).
 Figura 4.34 – Fattori riduttivi delle proprietà meccaniche e geometriche degli isolatori HDRB e LRB delle strutture test SI.R e SI.LR.

In conclusione, in Figura 4.34 sono stati rappresentati i seguenti fattori di riduzione: $\alpha_{KH,T}=K_{H,T}/K_{H0}$ per gli HDRB e $\alpha_{KH1,e,T}=K_{H1,e,T}/K_{H1,e}$ per i LRB (rigidezza offerta dalla gomma in direzione orizzontale), $\alpha_{KV,T}=K_{V,T}/K_{V0}$ (rigidezza offerta dal dispositivo in direzione verticale), $\alpha_{Keff,T}=K_{eff,T}/K_{eff}$ (rigidezza efficace in direzione orizzontale), $\alpha_{KH1,p,T}=K_{H1,p,T}/K_{H1,p}$ (rigidezza offerta dal nucleo di piombo in direzione orizzontale) e $\alpha_{S,T}=S_{1,T}/S_1=S_{2,T}/S_2$ (fattori di forma primario e secondario); i fattori sono stati calcolati attraverso il rapporto tra le caratteristiche ridotte, corrispondenti alla temperatura T , e le caratteristiche iniziali, corrispondenti alla temperatura ambiente ($T=20^{\circ}\text{C}$).

4.3.6 EFFETTI DELL'AZIONE DEL FUOCO SULLA SOVRASTRUTTURA IN C.A.

Le caratteristiche meccaniche ridotte degli elementi in c.a. delle strutture test isolate in sommità dei pilastri del piano interrato sono state valutate applicando il metodo dell'isoterma 500°C (definito al § 3.3.2). L'analisi di trasmissione del calore è stata effettuata per mezzo del software PRO_VLIM (2013), considerando le caratteristiche di discretizzazione e le condizioni al contorno definite al § 4.2.5 (per gli elementi in c.a. delle strutture test isolate alla base), sulla base delle curve parametriche tempo-temperatura, determinate per gli scenari di incendio in pianta e in elevazione (illustrati al § 4.3.4). In Figura 4.35 vengono riportati i fattori di riduzione della rigidezza flessionale, in funzione del tempo di esposizione al fuoco, dei pilastri di bordo orientati in direzione y (Figura 4.35a,b) e dei pilastri interni (Figura 4.35c,d) e, inoltre, l'eccentricità del baricentro delle rigidezze (Figura 4.35e) delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7.

Con riferimento agli assi locali y ($\alpha_{KCy,T}=K_{Cy,T}/K_{Cy,0}$, Figura 4.35a,c) e z ($\alpha_{Kcz,T}=K_{Cz,T}/K_{Cz,0}$, Figura 4.35b,d) della sezione, sono stati ottenuti differenti valori del fattore di riduzione, calcolato attraverso il rapporto tra la rigidezza corrispondente alla temperatura T ($K_{C,T}$) e quella corrispondente alla struttura originaria ($K_{C,0}$).

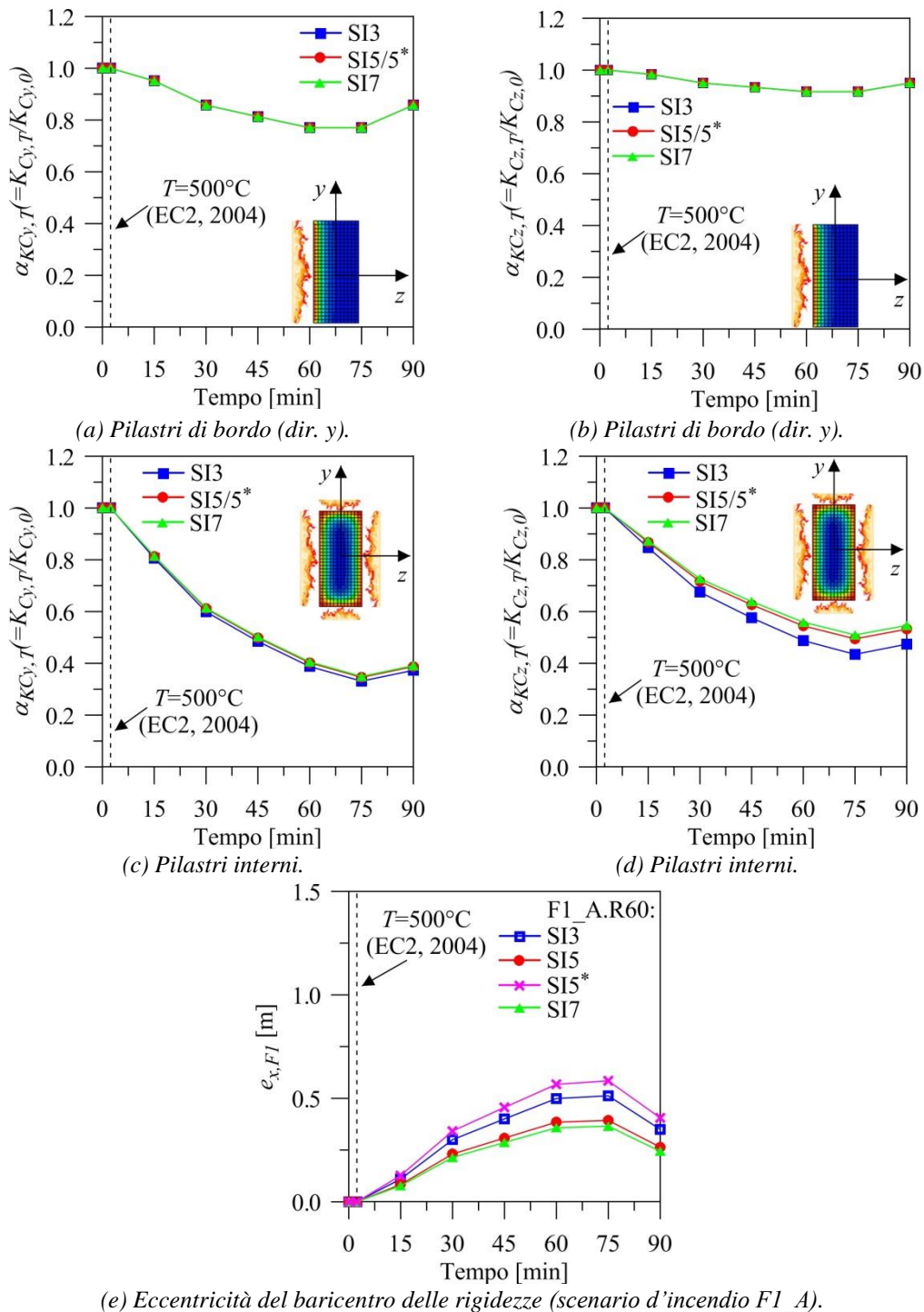


Figura 4.35 – Fattori di riduzione della rigidezza flessionale dei pilastrini in c.a. ed eccentricità del baricentro delle rigidezze (strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7).

Si può osservare che i fattori di riduzione $\alpha_{K_{Cy},T}$ e $\alpha_{K_{Cz},T}$ subiscono nel tempo un decremento dovuto all'aumento dello spessore del calcestruzzo danneggiato; un lieve

aumento dei fattori si verifica dopo 75 minuti di esposizione, per effetto della diffusione del calore conseguente alla riduzione della temperatura sul bordo della sezione.

Lo scenario d'incendio F1_A (Figura 4.18g, Figura 4.19d), caratterizzato dallo sviluppo dell'incendio su metà superficie del primo livello delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7, produce la nascita di un'eccentricità tra il baricentro delle rigidezze (e_K) ed il baricentro geometrico (e_G), nella direzione principale in pianta x (Figura 4.15a,b); tale effetto, illustrato in Figura 4.35e, è dovuto alla dissimmetria in termini di rigidezza flessionale tra i pilastri esposti e quelli non esposti all'incendio. Inoltre, l'effetto è stato indagato in funzione del tempo di esposizione, ottenendo un valore massimo di e_x pari a 58.50 cm in corrispondenza di un tempo pari a 75 minuti.

Le proprietà meccaniche degli elementi in c.a. delle strutture test SI400, SI800 e SI2400 sono state valutate nella condizione antecedente l'incendio (struttura Str.0) e dopo un'esposizione all'azione del fuoco pari a 30 (F.R30), 45 (F.R45) e 60 (F.R60) minuti, considerando diversi valori per il fattore di ventilazione (§ 2.3.3.2, Tabella 4.22).

In Figura 4.36 vengono evidenziati gli effetti della classe di resistenza al fuoco sul campo termico (mappatura termica bidimensionale) all'interno degli elementi in c.a. (pilastri e travi interni) del primo livello. Con l'obiettivo di effettuare un confronto tra i risultati ottenuti per le tre classi di resistenza (esposizioni al fuoco) analizzate, è stato considerato lo stesso valore del fattore di ventilazione ($O_2=0.048$, Tabella 4.22). Dai risultati ottenuti è possibile osservare che un'esposizione al fuoco per 60 minuti (Figura 4.36c,f), pur ricadendo nel tratto della curva parametrica corrispondente alla fase di raffreddamento (temperature decrescenti) dell'incendio (Figura 4.25g), implica una maggiore diffusione del calore verso la parte più interna della sezione e ciò comporta una sezione residua di minori dimensioni.

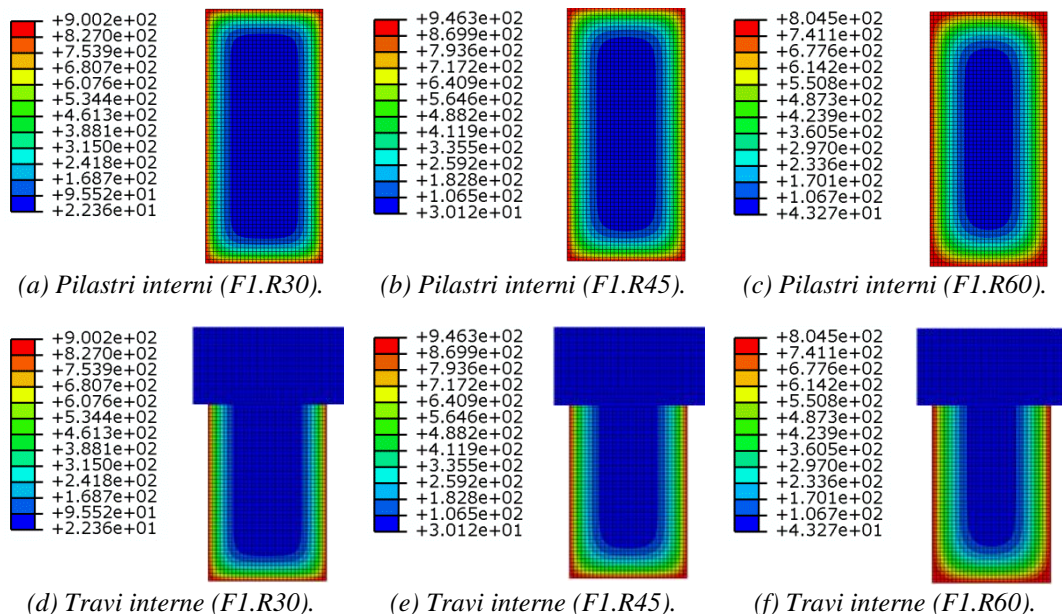


Figura 4.36 – Effetti della classe di resistenza al fuoco (R) sul campo termico delle sezioni in c.a. degli elementi interni del primo livello, esposti all'azione del fuoco per 30 (R30), 45 (R45) e 60 (R60) minuti (strutture test SI400, SI800 e SI2400).

È interessante notare che le classi di resistenza al fuoco corrispondenti ad un'esposizione di durata pari a 30 (R30, Figura 4.36a,d) e 45 (R45, Figura 4.36b,e) minuti, pur coincidendo con il punto di passaggio dalla fase di riscaldamento a quella di raffreddamento (Figura 4.25c,e), comportano la concentrazione delle temperature maggiori in una zona molto piccola della sezione, rappresentata da un'area che ha uno spessore circa uguale al copriferro della sezione, ottenendo così un degrado minore.

Inoltre, è stato indagato anche l'effetto della ventilazione sul campo termico interno degli elementi in c.a. e, a tal fine, in Figura 4.37 vengono mostrate le mappature termiche degli elementi interni (esposti al fuoco per 60 minuti) del primo livello della sovrastruttura in c.a. della struttura test SI800, mettendo a confronto i quattro fattori di ventilazione considerati (Tabella 4.22).

I risultati ottenuti per i fattori di ventilazione O_1 (Figura 4.37a) e O_2 (Figura 4.37b) mostrano una distribuzione di temperatura con valori decrescenti dal bordo verso il centro della sezione. D'altra parte, le mappature termiche ottenute per i fattori di ventilazione O_3 (Figura 4.37c) e O_4 (Figura 4.37d) presentano la concentrazione delle massime temperature negli spigoli della sezione, mostrando sul bordo una temperatura minore. Questo risultato può essere interpretato osservando le curve d'incendio riportate in Figura 4.25g; nel dettaglio, per le curve d'incendio relative ai fattori di ventilazione O_3 e O_4 , il tempo di esposizione (60 minuti) associato alla classe di resistenza (R60) ricade in un punto avanzato della fase di raffreddamento (ramo decrescente della curva d'incendio) e questo implica la riduzione della temperatura sul bordo della sezione ed il proseguimento della diffusione del calore verso la parte più interna della sezione.

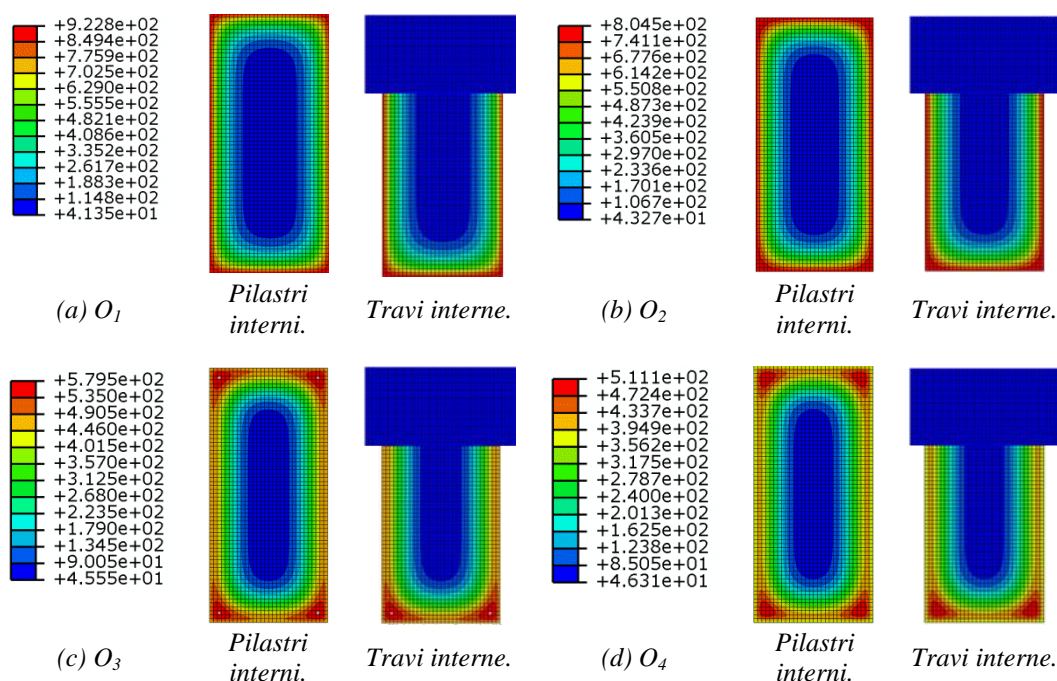


Figura 4.37 – Effetti del fattore di ventilazione (O) sul campo termico delle sezioni in c.a. degli elementi interni del primo livello, esposti all'incendio per 60 (R60) minuti (strutture test SI400, SI800 e SI2400).

Per la valutazione della sezione residua in c.a. è stato necessario determinare la posizione dell'isoterma corrispondente alla temperatura $T=500^{\circ}\text{C}$; nello specifico, considerando il generico lato della sezione trasversale degli elementi interni, l'isoterma 500°C è stata individuata in corrispondenza di una distanza, misurata a partire dal bordo della sezione, pari a 3.0 cm, 3.5 cm, 2.5 cm e 2.0 cm, rispettivamente, per i fattori di ventilazione O_1 , O_2 , O_3 e O_4 .

In Figura 4.38 viene mostrata la rigidezza flessionale $E_c I$ delle travi e dei pilastri interni del primo (Figura 4.38a,c,e) e del quinto livello (Figura 4.38b,d,f), esposti al fuoco per 30 (R30, Figura 4.38a,b), 45 (R45, Figura 4.38c,d) e 60 minuti (R60, Figura 4.38e,f). A titolo di esempio, per le travi interne sono state ottenute le seguenti massime riduzioni percentuali: 23.52% (F1.R30), 27.12% (F5.R30), 30.57% (F1.R45), 34.96% (F5.R45), 35.06 (F1.R60) e 39.87% (F5.R60). Per i pilastri interni, esposti al fuoco su tutto il bordo, è stata ottenuta una riduzione percentuale maggiore in confronto a quella ottenuta per le travi: 31.46% (F1.R30), 47.80% (F5.R30), 40.17% (F1.R45), 59.04% (F5.R45), 45.53% (F1.R60) e 65.45% (F5.R60).

La resistenza a flessione, per i lati superiore (M_{Rd}^-) ed inferiore (M_{Rd}^+) della sezione trasversale, delle sezioni di estremità ed interne (un quarto della luce e mezzera della campata) delle travi interne (struttura test SI800) è riportata in Figura 4.39. Con riferimento alle travi del primo livello, per il momento resistente positivo nelle sezioni d'estremità (al lato inferiore della sezione, M_{Rd}^+) è stata ottenuta una massima riduzione percentuale, rispetto alla struttura originaria (Str.0), pari a 2.78% (R30), 18.90% (R45) e 27.74% (R60), mentre per le sezioni interne la riduzione percentuale è risultata pari a 3.68% (R30), 24.41% (R45) e 33.83% (R60); per le sezioni d'estremità ed interne, caratterizzate dalle stesse armature longitudinali, delle travi del quinto livello è stata ottenuta la stessa riduzione percentuale: 4.20% (R30), 24.34% (R45) e 34.30% (R60). Gli effetti del fuoco sul momento resistente negativo (M_{Rd}^-) sono risultati trascurabili.

In Figura 4.40 vengono riportati i domini ultimi di interazione $M-N$ dei pilastri interni del primo (F1, Figura 4.40a,c,e) e del quinto (F5, Figura 4.40b,d,f) livello delle strutture test SI800 e SI2400, confrontando la struttura originaria (Str.0) con quelle esposte al fuoco per 30 (F.R30), 45 (F.R45) e 60 (F.R60) minuti; nel dettaglio, si può osservare che tali pilastri esibiscono un maggiore restringimento del loro dominio $M-N$, soprattutto per carichi assiali di compressione maggiori del carico di rottura bilanciata; a titolo di esempio, in corrispondenza di tale carico assiale viene ottenuta una riduzione locale massima della resistenza a flessione pari a 36% e 47%, rispettivamente, per il primo ed il quinto livello della struttura esposta al fuoco per 60 minuti (F.R60).

Per le travi interne della struttura test SI800, come già osservato per le strutture test isolate alla base (§ 4.2.5), si verifica un decremento/aumento, rispetto alla struttura originaria (Str.0), della duttilità disponibile valutata al lato superiore/inferiore (Figura 4.41a,c/Figura 4.41b,d) della sezione trasversale, mentre per i pilastri interni (Figura 4.41e,f) viene osservata una riduzione percentuale pari a 11.25% (R30), 15.97% (R45) e 19.04% (R60), al primo livello, e 13.72% (R30), 20.16% (R45) e 23.67% (R60), al quinto livello.

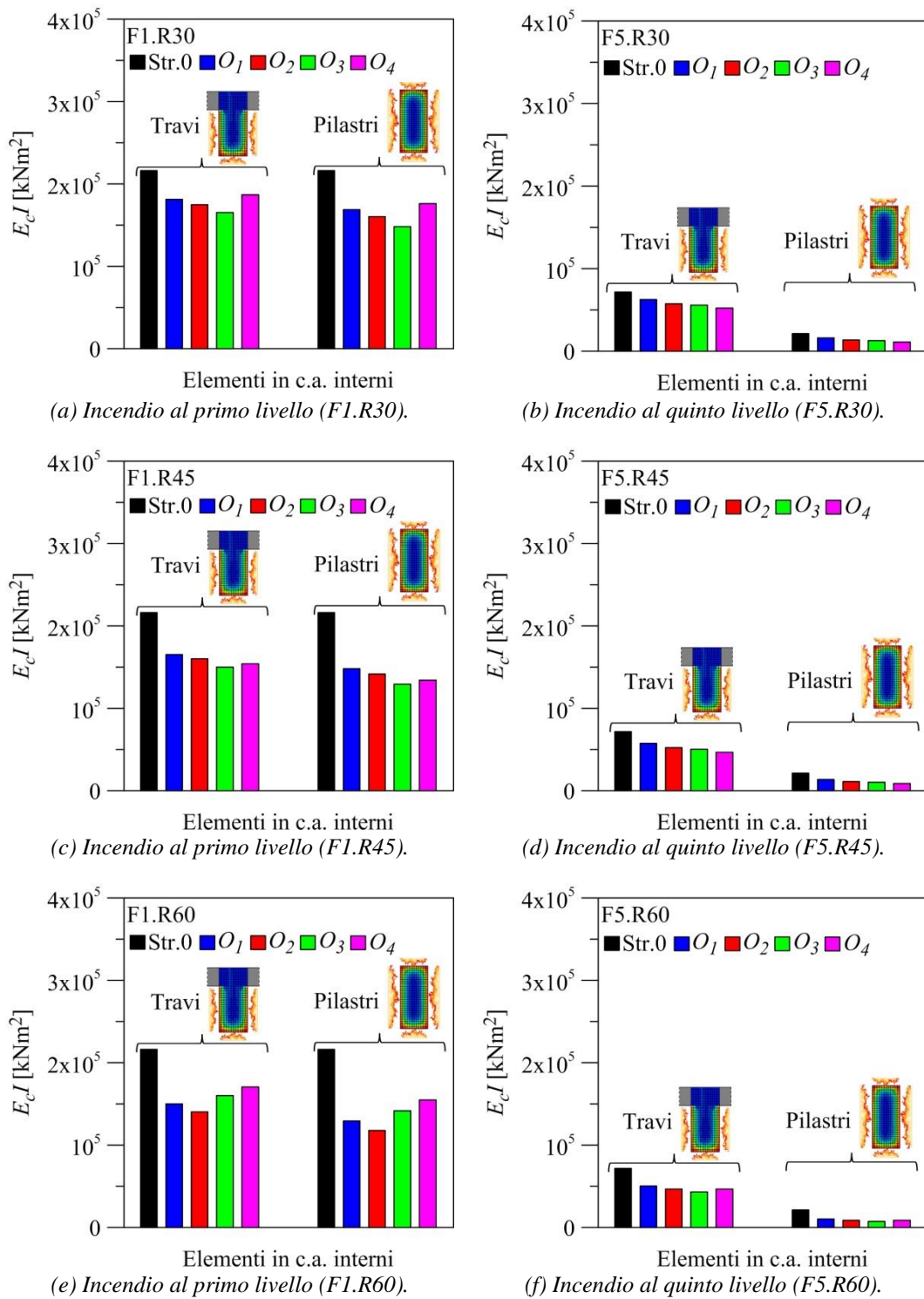


Figura 4.38 – Rigidezza flessionale degli elementi interni della sovrastruttura in c.a. (strutture test S1400, S1800 e S12400).

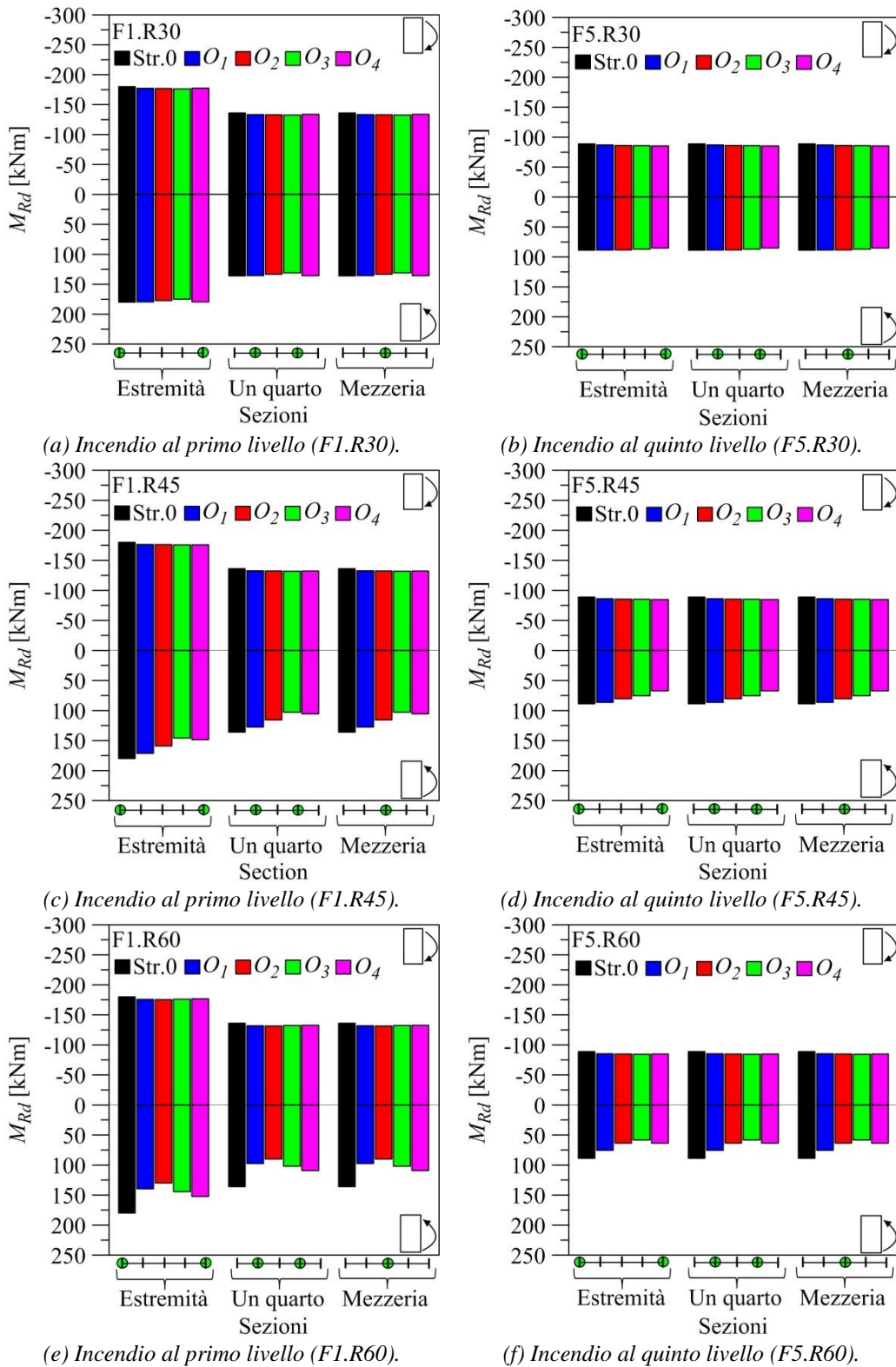
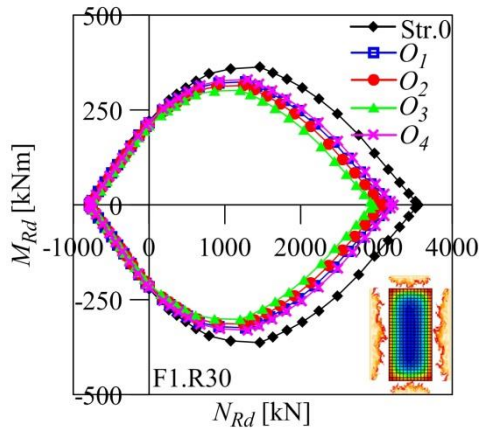
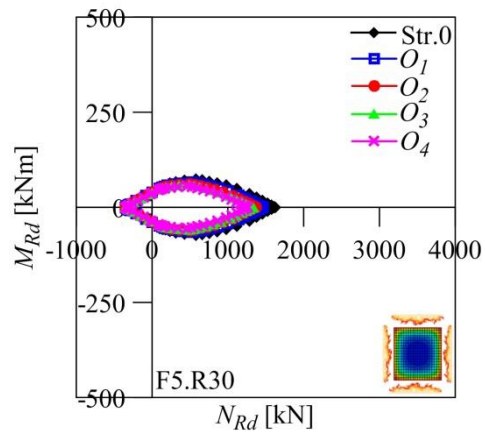


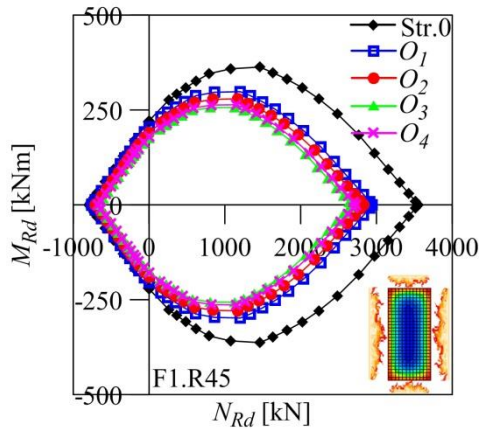
Figura 4.39 – Momenti ultimi delle travi in c.a. interne (struttura test SI800).



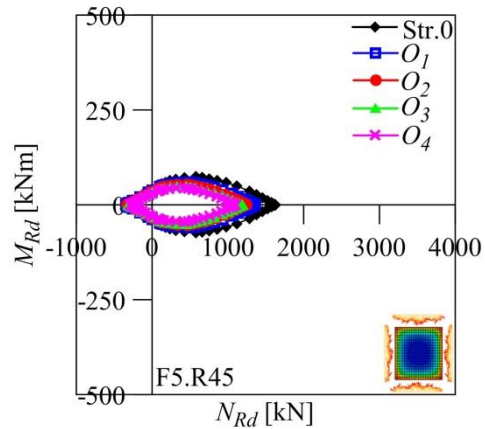
(a) Incendio al primo livello (F1.R30).



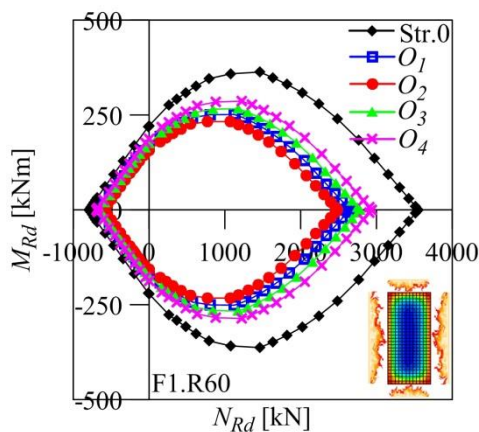
(b) Incendio al quinto livello (F5.R30).



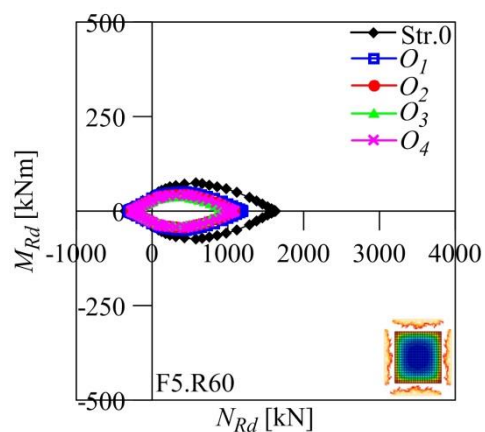
(c) Incendio al primo livello (F1.R45).



(d) Incendio al quinto livello (F5.R45).



(e) Incendio al primo livello (F1.R60).



(f) Incendio al quinto livello (F5.R60).

Figura 4.40 – Domini ultimi di interazione M-N dei pilastri in c.a. interni esposti all'azione del fuoco al primo (F1) ed al quinto (F5) livello (struttura test SI800).

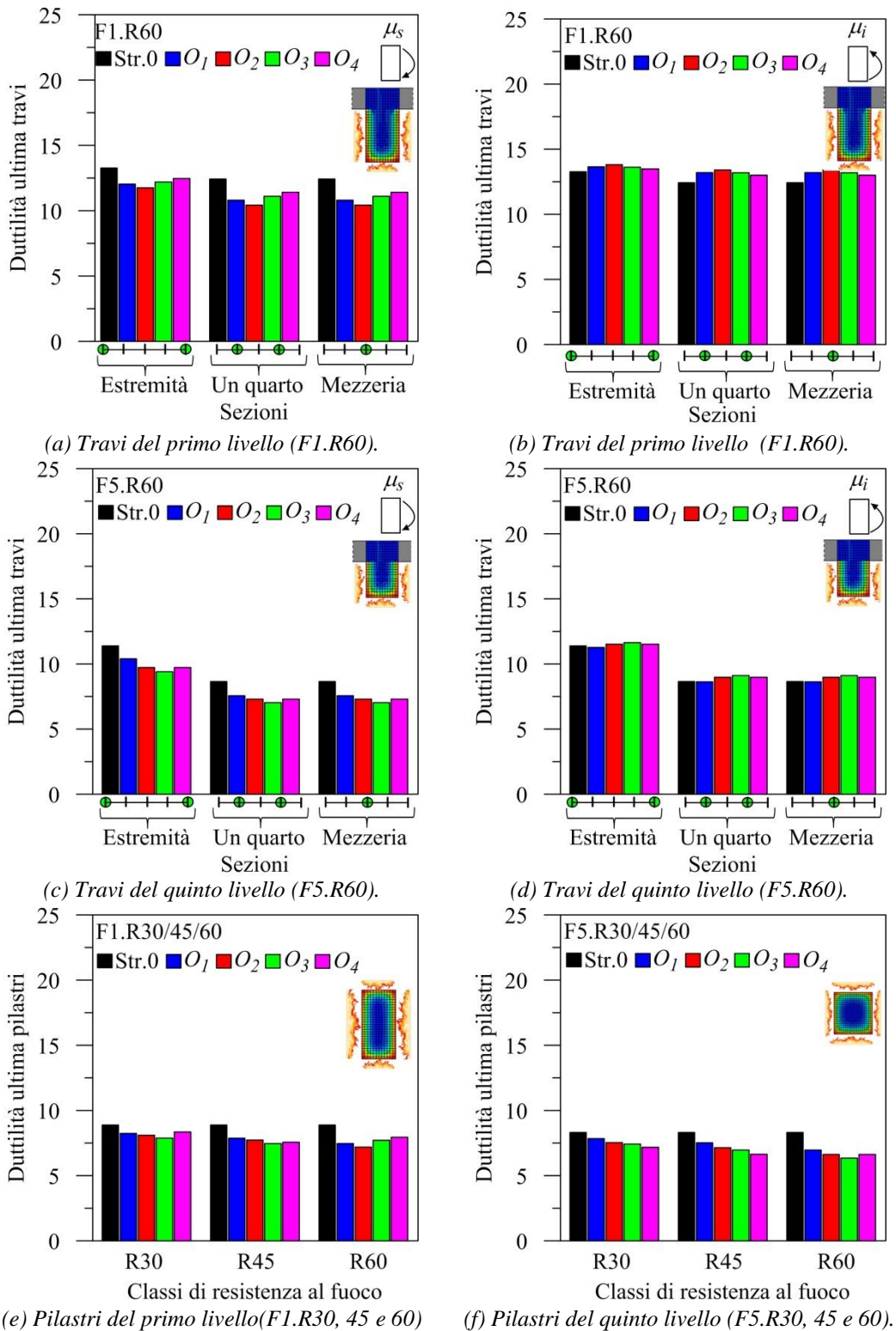


Figura 4.41 – Duttilità ultima di curvatura delle travi e dei pilastri in c.a. interni esposti all'azione del fuoco al primo (F1) ed al quinto (F5) livello (struttura test SI800).

Infine, è stato possibile osservare che i fattori di ventilazione che producono gli effetti peggiori in termini di degrado delle caratteristiche meccaniche sono: O_3 (primo livello) e O_4 (quinto livello) per le classi R30 e R45, O_2 (primo livello) e O_3 (quinto livello) per la classe R60.

Ulteriori risultati, che sono stati omessi per ragioni di brevità, hanno confermato la scarsa significatività degli effetti dell'azione del fuoco sugli elementi in c.a. di bordo (travi e pilastri esposti al fuoco su un solo lato della sezione).

In Figura 4.42 viene riportata la storia temporale del fattore di riduzione della rigidezza flessionale ($\alpha_{KF,T} = K_{F,T}/K_{F,0}$), calcolato attraverso il rapporto tra la rigidezza corrispondente alla temperatura T ($K_{F,T}$) e quella corrispondente alla struttura originaria ($K_{F,0}$), delle travi (Figura 4.42a) e dei pilastri (Figura 4.42b) del primo livello delle strutture test S.I.R e S.I.L.R. Come previsto, i pilastri interni e le travi interne, esposti al fuoco su quattro e tre lati, rispettivamente, esibiscono valori più bassi di $\alpha_{KF,T}$ in confronto a quelli ottenuti per i pilastri e le travi di bordo, esposti al fuoco su un solo lato della sezione. In Figura 4.42 viene riportato anche l'istante di tempo corrispondente al raggiungimento di una temperatura pari a $T=500^\circ\text{C}$. Inoltre, per tutti i casi esaminati, è interessante notare che il minimo valore di $\alpha_{KF,T}$ corrisponde a 60 minuti di esposizione (R60) sebbene, in accordo con la curva parametrica di incendio dell'EC1 (2004) mostrata in Figura 4.26b, il profilo di temperatura mostri un decremento durante la fase di raffreddamento.

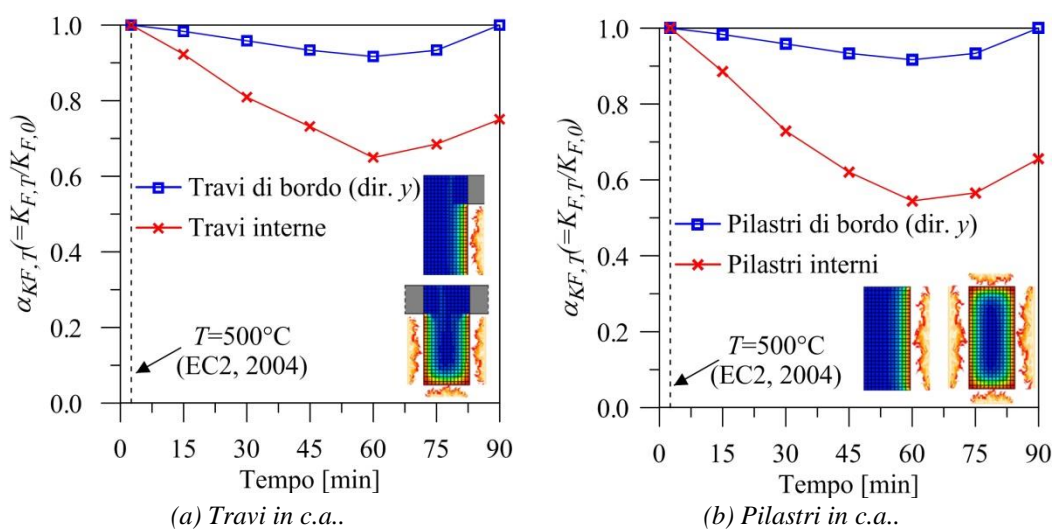


Figura 4.42 – Fattori riduttivi della rigidezza flessionale degli elementi della sovrastruttura in c.a. (strutture test S.I.R e S.I.L.R).

4.4 STRUTTURE ISOLATE SISMICAMENTE IN SOMMITÀ DEI PILASTRI DEL PRIMO LIVELLO

4.4.1 GEOMETRIA

Le strutture test considerate sono rappresentate da edifici intelaiati in c.a. di sei piani, sismicamente isolati in sommità dei pilastri del primo livello (Figura 4.43b), con destinazione d'uso relativa ad uffici aperti al pubblico. Gli edifici analizzati soddisfano i requisiti di regolarità in pianta e in elevazione e, inoltre, i solai, i tramezzi, la tamponatura perimetrale e le fondazioni presentano le caratteristiche definite al § 4.2.1. Di seguito vengono mostrate la pianta (Figura 4.43a) e l'elevazione (Figura 4.43b) delle strutture test, indicando anche il verso di orditura dei solai, la lunghezza e le sezioni trasversali degli elementi in c.a. e la collocazione degli isolatori sismici. Per condurre uno studio comparativo tra due sistemi d'isolamento sono state progettate due strutture test, caratterizzate dallo stesso valore del rapporto di rigidezza nominale ($\alpha_{k0}=1200$): SI.R e SI.LR, isolate mediante isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB), rispettivamente. Il progetto delle suddette strutture test è stato condotto nel rispetto delle prescrizioni fornite dalla normativa sismica italiana (NTC08, 2008), sulla base delle seguenti ipotesi per i carichi sismici orizzontali allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV, nel progetto della sovrastruttura in c.a.) e di prevenzione del collasso (SLC, nel progetto dei sistemi d'isolamento): risposta elastica della sovrastruttura (fattore di struttura $q_H=1.00$), zona ad alto rischio sismico e sottosuolo

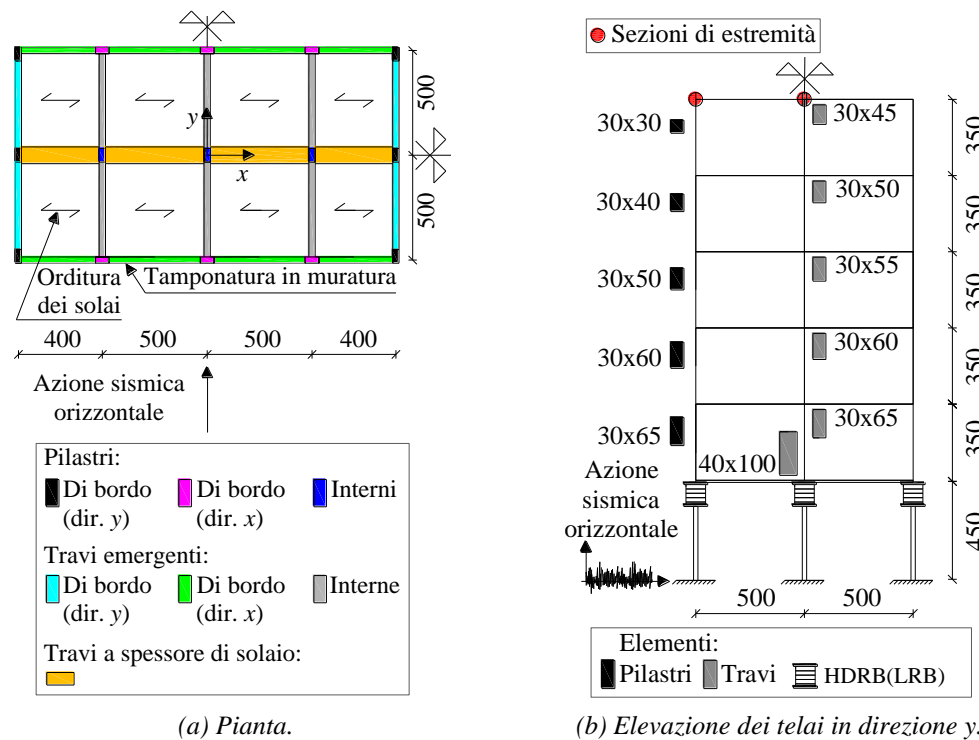


Figura 4.43 – Geometria delle strutture test isolate sismicamente in sommità dei pilastri del primo livello (dimensioni in cm).

mediamente denso (categoria di sottosuolo: C). Per gli elementi della sovrastruttura in c.a. sono stati assunti i materiali definiti ai §§ 4.2.1 e 4.3.1. Il progetto della sovrastruttura, conforme con lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), è stato condotto in modo da soddisfare le condizioni minime per le armature longitudinali delle travi e dei pilastri, in accordo con le prescrizioni imposte dalle NTC08 (2008) per la classe di duttilità bassa (CD “B”): almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm sono presenti superiormente ed inferiormente per tutta la lunghezza della trave; per tutta la lunghezza del pilastro l’interasse tra le barre (di diametro non inferiore a 12 mm) non è superiore a 25 cm. Inoltre, per la trave sono soddisfatte le limitazioni sulla percentuale geometrica di armatura tesa (ρ) e sulla percentuale geometrica di armatura compressa (ρ_{comp}): $\rho \geq 0.31\%$, $\rho_{comp} \geq 0.5 \cdot \rho$ (zona critica) e $\rho_{comp} \geq 0.25 \cdot \rho$ (in ogni sezione). Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica di armatura longitudinale totale risulta compresa entro i seguenti limiti: $1\% \leq \rho \leq 4\%$. Infine, il progetto degli isolatori elastomerici con gomma ad alto smorzamento (HDRB) e degli isolatori elastomerici con nucleo di piombo (LRB) soddisfa le verifiche allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC). La modellazione delle strutture test isolate in sommità dei pilastri del primo livello è stata effettuata per mezzo del software agli elementi finiti Sismicad (2012). Ulteriori dettagli sul progetto delle strutture test possono essere trovati in Mazza e Alesina (2018; 2019).

4.4.2 ANALISI DEI CARICHI

Le caratteristiche dei solai latero-cementizi delle strutture test, isolate in sommità del primo livello, sono state definite al § 4.2.2; l’incidenza dei tramezzi, per i solai dei livelli 1 (livello isolato), 2, 3, 4 e 5, è considerata mediante un carico superficiale di 1.60 kN/m^2 , mentre la tamponatura è stata messa in conto considerando un carico gravitazionale di 2.70 kN/m^2 (coefficiente vuoto per pieno pari a 0.50) che corrisponde ad un carico uniformemente distribuito (applicato sulle travi perimetrali dei livelli 1, 2, 3, 4 e 5) pari a 4.73 kN/m . I carichi permanenti non strutturali G_2 sono pari a 1.88 kN/m^2 e 3.18 kN/m^2 , rispettivamente, per il solaio di copertura e per i solai degli altri livelli. In relazione alla destinazione d’uso delle strutture è stato adottato un carico variabile (Q) di 3.00 kN/m^2 .

Le strutture test appartengono alla classe d’uso III ($c_u=1.50$) e sono caratterizzate da una vita nominale V_N di 50 anni, mentre il periodo di riferimento V_R è pari a 75 anni. I parametri utili per determinare le azioni sismiche sono riportati in Tabella 4.2 (§ 4.2.2). Il profilo stratigrafico è caratterizzato da depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati (categoria C) e la superficie topografica è pianeggiante (categoria topografica: T_1 , $S_T=1$). I parametri sismici degli spettri di risposta elastica in accelerazione orizzontale (riportati in Figura 4.3 al § 4.2.2), relativi alla categoria stratigrafica C, sono riportati in Tabella 4.3 e in Tabella 4.4, rispettivamente, per lo SLV e per lo SLC. La massa sismica delle strutture test SI.R e SI.LR viene riportata di seguito in Tabella 4.27.

Tabella 4.27 – Massa sismica delle strutture test SI.R e SI.LR (dimensioni in $\text{kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}$).

m_1	m_2	m_3	m_4	m_5	m_6	m_{tot}
269.62	226.09	219.91	211.90	203.87	140.56	1271.95

4.4.3 SOLUZIONI PROGETTUALI

Per investigare la soluzione costruttiva dell'isolamento in sommità dei pilastri del primo livello (Figura 1.21c), sono state progettate due strutture test, isolate mediante isolatori elastomerici con gomma ad alto smorzamento (HDRB, struttura test SI.R) e isolatori elastomerici con nucleo di piombo (LRB, struttura test SI.LR). La soluzione progettuale adottata per i dispositivi HDRB e LRB è mostrata al § 4.2.3, in Figura 4.4.

Con l'obiettivo di effettuare uno studio comparativo tra le strutture test isolate in sommità del primo livello, il progetto delle stesse è stato condotto a parità di rapporto di rigidezza nominale ($\alpha_{K0}=1200$), di diametro esterno, ma soprattutto a parità di accelerazione spettrale $S_a(T_{l,H})$, considerando due diversi valori per il periodo fondamentale di vibrazione in direzione orizzontale ($T_{l,H}=2.50$ s per la struttura isolata mediante HDRB e $T_{l,H}=1.60$ s per quella isolata tramite LRB). Il periodo fondamentale di vibrazione in direzione verticale ($T_{l,V}$) è risultato pari a 0.072 s e 0.046 s, rispettivamente, per le strutture isolate tramite isolatori HDRB e LRB. Entrambi gli isolatori sono caratterizzati da miscela elastomerica morbida (soft), con modulo di elasticità trasversale dinamico $G_{din}=0.35$ MPa e modulo di compressibilità volumetrica della gomma pari a $E_b=2000$ MPa. Per il nucleo di piombo degli isolatori LRB è stato considerato un modulo di elasticità a taglio pari a $G_p=130$ MPa ed una tensione tangenziale di snervamento piuttosto bassa, $\tau_{py}=10.5$ MPa. Lo smorzamento viscoso in direzione orizzontale ($\zeta_{l,H}$) è stato assunto pari al 10% e al 30%, rispettivamente, per gli HDRB e per i LRB, mentre in direzione verticale è stato adottato un valore di $\zeta_{l,V}=5\%$.

Le caratteristiche geometriche dei sistemi d'isolamento sono riportate di seguito in Tabella 4.28, avendo indicato il diametro esterno dell'elastomero, dei lamierini di acciaio e del nucleo di piombo, rispettivamente, con i simboli D_e , D_l e D_p ; h_p rappresenta l'altezza dell'inserito in piombo.

Tabella 4.28 – Caratteristiche geometriche degli isolatori HDRB e LRB (dimensioni in cm).

Struttura test	D_e	D_l	D_p	t_i	n_e	t_e	h_p	S_1	S_2
SI.R	59.30	57.30	-	0.82	22	18.02	-	17.49	3.18
SI.LR	59.30	57.30	9.34	0.47	29	13.70	19.63	30.84	4.18

Inoltre, per i lamierini di acciaio e per le piastre metalliche esterne è stato adottato uno spessori pari a $t_{si}=0.21$ cm e $t_{se}=2.0$ cm, rispettivamente.

In Tabella 4.29 vengono riportate le principali proprietà meccaniche degli isolatori HDRB e LRB, mentre in Tabella 4.30 vengono riportati i principali parametri del legame forza-spostamento in direzione orizzontale adottato per gli isolatori LRB.

Tabella 4.29 – Proprietà meccaniche degli isolatori HDRB e LRB (dimensioni in kN, cm e s).

Struttura test	E_c	$K_{H0,tot}$	K_{H0}	$K_{V0,tot}$	K_{V0}	$C_{H0,tot}$	C_{H0}	$C_{V0,tot}$	C_{V0}
SI.R	44.98	80.44	5.36	$9.65 \cdot 10^4$	$6.44 \cdot 10^3$	6.40	0.43	110.59	7.37
SI.LR	85.67	196.08	13.07	$2.35 \cdot 10^5$	$1.57 \cdot 10^4$	29.99	2.00	172.84	11.52

Tabella 4.30 – Parametri del legame forza-spostamento in direzione orizzontale adottato per gli isolatori LRB (dimensioni in kN e cm).

F_{py}	F_{ey}	F_Y	u_{Hy}	F_{max}	$K_{H1,e}$	$K_{H1,p}$	K_{H1}	K_{H2}	K_{eff}
71.87	10.91	82.77	1.59	151.64	6.88	45.32	52.20	6.88	13.07

Le proprietà geometriche e meccaniche degli HDRB e dei LRB sono state valutate applicando le relazioni riportate ai §§ 1.4.1.2 e 1.4.1.3.

Tabella 4.31 - Risultati delle verifiche allo SLC per gli isolatori HDRB e LRB.

Struttura test	γ_s	$\gamma_{tot,max}$	$(S_d/d_{amm})_{max}$	$(P_{cr}/P_c)_{min}$	$(\sigma_t/\sigma_{tu})_{max}$	$(\sigma_s/f_{yk})_{max}$
S.I.R	1.57	5.00	0.52	2.56	0.00	0.58
S.I.L.R	0.85	1.92	0.28	7.69	0.00	0.19

I risultati delle verifiche condotte allo SLC per gli HDRB e per i LRB (effettuate in conformità a quanto riportato nel § 1.4.1.2.1) evidenziano che:

- la crisi del sistema d'isolamento HDRB si è verificata per il raggiungimento del valore limite della deformazione di taglio totale ($\gamma_{tor}=5.0$);
- il sistema d'isolamento LRB non ha raggiunto la crisi durante la fase di progettazione;
- le tensioni di trazione nell'elastomero sono risultate nulle ($\sigma_t/\sigma_{tu}=0$);
- i valori dello spostamento ammissibile (d_{amm}) e della tensione di snervamento dei lamierini in acciaio (f_{yk}) non sono stati raggiunti nella fase di progettazione.

4.4.4 MODELLAZIONE DELL'INCENDIO

La modellazione dell'incendio per le strutture test isolate in sommità dei pilastri del primo livello è stata effettuata applicando lo stesso metodo usato per le altre strutture test (§§ 4.2.4 e 4.3.4). L'obiettivo è stato quello di valutare, a partire dalle curve parametriche di incendio riportate in Figura 4.44d, la storia temporale del campo termico interno delle sezioni bidimensionali degli elementi della sovrastruttura in c.a. (esposizione al fuoco riportata in Figura 4.5) e tridimensionali degli isolatori elastomerici (esposti al fuoco sulla superficie laterale), potendo così definire le funzioni di degrado per gli elementi strutturali.

L'incendio è stato simulato al primo livello (F0), considerando una classe di resistenza al fuoco corrispondente a 45 minuti di esposizione al fuoco (R45), ed al secondo livello (F1), considerando una classe di resistenza corrispondente a 60 minuti di esposizione al fuoco (R60). Gli scenari di incendio in pianta sono mostrati in Figura 4.44a (scenario F0) e in Figura 4.44b (scenario F1), riportando anche le dimensioni delle aperture perimetrali, mentre gli scenari di incendio in elevazione sono illustrati in Figura 4.44c, potendo notare che i dispositivi di isolamento sono direttamente esposti all'azione del fuoco nello scenario di incendio F0.

I parametri di progetto, utili per la definizione del carico d'incendio, sono riportati in Tabella 4.32, mentre in Tabella 4.33 vengono mostrati i parametri considerati nella modellazione dell'incendio.

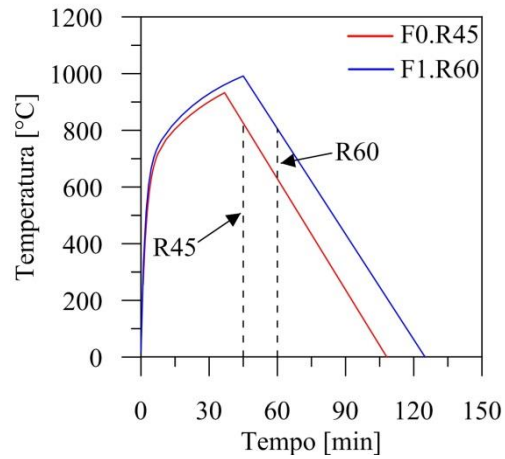
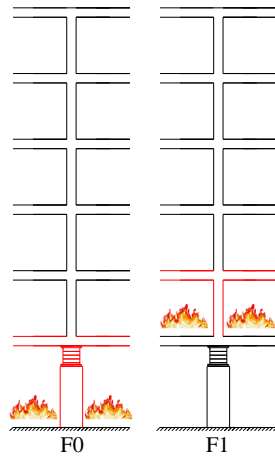
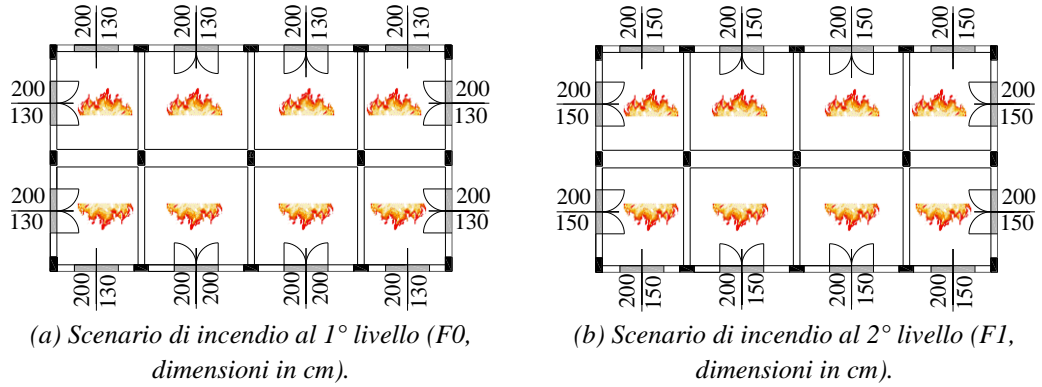


Figura 4.44 – Scenari d'incendio in pianta (a, b), in elevazione (c) e curve d'incendio (d) per le strutture test isolate in sommità dei pilastri del primo livello.

Tabella 4.32 – Parametri di progetto per il calcolo del carico d'incendio (dimensioni in m e MJ).

Scenario	A_f	A_t	q	q_f	δ_{q1}	δ_{q2}	δ_n	$q_{f,d}$	$q_{t,d}$
F0.R45	180.0	612.0	90114.16	500.63	1.0	1.0	1.0	500.63	147.25
F1.R60	180.0	556.0	110220.40	612.34	1.0	1.0	1.0	612.34	198.24

Tabella 4.33 – Parametri considerati nella modellazione dell'incendio (dimensioni in m, J, s, ore, K e °C).

Scenario	A_v	h_{eq}	O	b	t_{lim}	O_{lim}	Γ	t_{max}^*	T_{max}
F0.R45	24.0	1.50	0.048	1131.66	0.33	0.044	1.515	0.929	932.75
F1.R60	24.0	1.50	0.053	1136.59	0.33	0.059	1.819	1.365	991.66

4.4.5 EFFETTI DELL'AZIONE DEL FUOCO SUL SISTEMA D'ISOLAMENTO SISMICO

Con riferimento alla curva tempo-temperatura definita dall'EC1 (2004), è stato possibile valutare il campo termico interno degli isolatori elastomerici, che sono collocati in sommità dei pilastri del primo livello. Gli isolatori HDRB (struttura test SI.R) e LRB (struttura test SI.LR), nello scenario di incendio al primo livello (F0, Figura 4.44a,c), sono esposti al fuoco su tutta la loro superficie laterale, che deve risultare libera di deformarsi in direzione orizzontale in modo tale da esplicare la funzione di isolare la sovrastruttura dal movimento orizzontale prodotto da un terremoto.

L'analisi termica degli isolatori (HDRB e LRB) delle strutture test SI.R e SI.LR è stata effettuata per mezzo del software ABAQUS (2014). In particolare, sono state condotte delle analisi di trasmissione del calore con risposta transitoria, valutando la storia temporale del campo termico all'interno dei dispositivi attraverso la risoluzione dell'equazione di propagazione del calore di Fourier mediante il metodo degli elementi finiti. Gli isolatori elastomerici sono stati discretizzati utilizzando l'elemento finito DC3D6 (6-node linear heat transfer triangular prism element), con geometria di prisma triangolare a sei nodi e ordine geometrico lineare (Figura 3.12c, § 3.2.2); lo spessore degli elementi finiti, in direzione radiale, è stato assunto pari a 1 cm. Le proprietà termiche dei materiali sono state assunte costanti (§§ 2.4.1 e 2.5), così come usualmente fatto in letteratura (UNI EN-ISO 10456, 2008; Kalpakidis e Constantinou, 2009a; 2009b; Wu et al., 2011), e la temperatura iniziale è stata posta pari a $T=20^{\circ}\text{C}$.

In Figura 4.45 sono rappresentati, in termini di mappature termiche tridimensionali, i risultati dell'analisi termica degli isolatori elastomerici (caratterizzati da comportamento anisotropo), in cui la conduzione del calore avviene principalmente attraverso i lamierini di acciaio ed il nucleo di piombo e in misura minore attraverso gli strati di gomma.

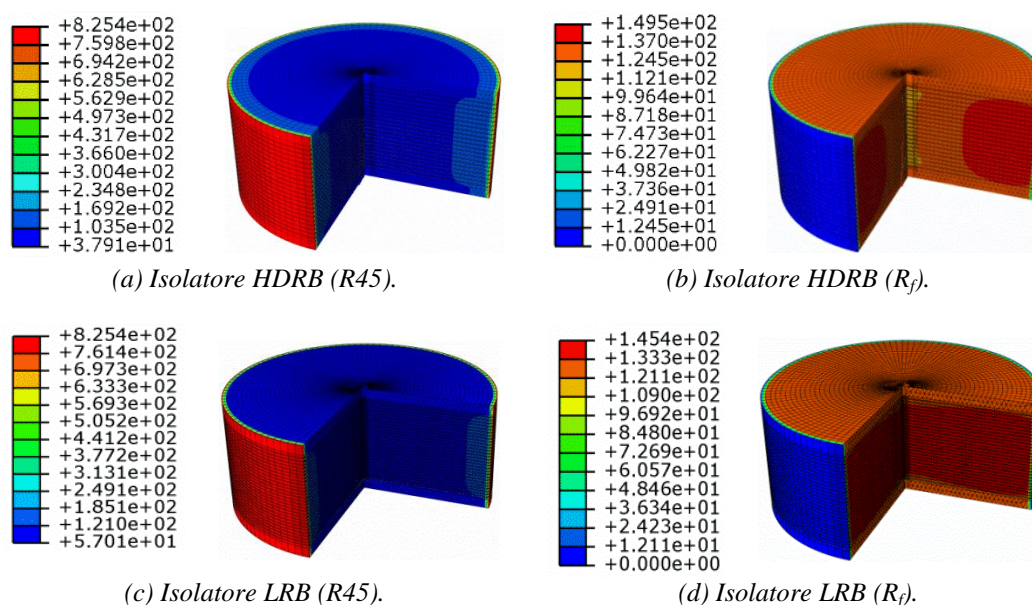


Figura 4.45 – Mappature termiche degli isolatori elastomerici delle strutture test SI.R e SI.LR (scenario di incendio F0).

La risposta termica degli isolatori HDRB (Figura 4.45a,b) è stata messa a confronto con quella degli isolatori LRB (Figura 4.45c,d), distinguendo due istanti temporali del processo termico applicato: alla fine di 45 minuti (R45) di esposizione al fuoco (Figura 4.45a,c) ed alla fine della fase di raffreddamento (R_f, Figura 4.45b,d). I risultati ottenuti evidenziano l'esistenza di un campo termico non uniforme all'interno del corpo degli isolatori, confermando anche che ulteriori alterazioni possono verificarsi per effetto della fase di raffreddamento.

I profili di temperatura ottenuti per gli isolatori elastomerici HDRB e LRB sono riportati in Figura 4.46a,b, rispettivamente; nello specifico, i profili di temperatura sono stati valutati in direzione radiale, nei nodi di estremità degli elementi finiti (con spessore pari a 1 cm), considerando come punti iniziale e finale, rispettivamente, il bordo ed il centro della sezione trasversale centrale. Come mostrato in Figura 4.46, la differenza di temperatura tra la superficie libera ed il centro dei dispositivi varia durante le fasi di riscaldamento e raffreddamento, includendo gli istanti di tempo corrispondenti alla classe di resistenza considerata (45 minuti, R45) e alla fine della fase di raffreddamento (circa 108 minuti, R_f) del processo termico considerato (curva tempo-temperatura di colore rosso, riportata in Figura 4.44d). Tutto ciò significa che nella gomma non è stata raggiunta una condizione di stazionarietà per la temperatura, quindi va evidenziato che è molto importante tener conto delle proprietà meccaniche residue a seguito della fase di raffreddamento. Infine, in Figura 4.46 viene evidenziata la temperatura limite ($T=150^{\circ}\text{C}$, temperatura di vulcanizzazione), proposta da Mazza e Alesina (2018; 2019) per individuare la sezione residua degli isolatori elastomerici (metodo dell'isoterma 150°C , § 3.2.4).

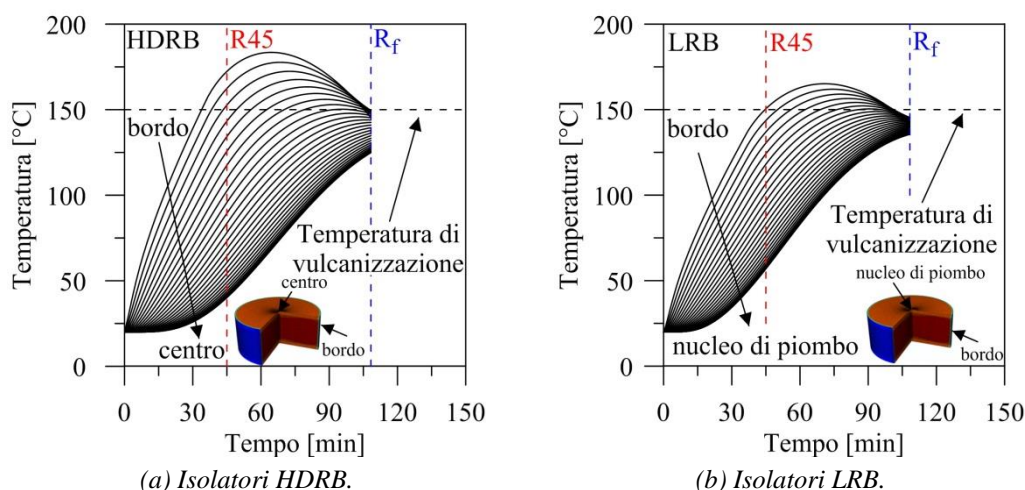


Figura 4.46 – Profili di temperatura valutati in direzione radiale per la sezione trasversale centrale degli isolatori elastomerici esposti all'azione del fuoco nello scenario F0 (strutture test SI.R e SI.LR).

Le caratteristiche meccaniche e geometriche residue degli isolatori elastomerici, esposti al fuoco su tutta la loro superficie laterale (scenario F0, Figura 4.44a,c), sono state valutate mediante l'applicazione del metodo dell'isoterma 150°C (proposto da Mazza e Alesina, 2018; 2019); questo metodo consiste nel trascurare la gomma con temperature superiori a $T=150^{\circ}\text{C}$, corrispondente approssimativamente alla temperatura di

vulcanizzazione (ridotta attraverso un fattore di sicurezza) tra gli strati di gomma ed i lamierini di acciaio (Bhowmick et al., 1979). I fattori di modifica per le proprietà meccaniche e geometriche degli isolatori HDRB e LRB sono rappresentati in Figura 4.47a e in Figura 4.47b, rispettivamente. In particolare, in Figura 4.47 viene mostrata la storia temporale dei fattori di modifica durante la durata completa dell'incendio, focalizzando l'attenzione sugli istanti di tempo corrispondenti a 45 minuti (R45) e alla fine della fase di raffreddamento (R_f). È possibile osservare che la percentuale di degrado valutata in corrispondenza dei due istanti di tempo considerati è radicalmente diversa, pertanto, va evidenziato che è molto importante considerare gli effetti della fase di raffreddamento sulle proprietà meccaniche e geometriche residue dei dispositivi elastomerici. Inoltre, in Figura 4.47 viene rappresentato anche il fattore di modifica delle caratteristiche dinamiche delle strutture test SI.R e SI.LR.

È interessante notare che il fattore di riduzione più grande è stato ottenuto per la rigidità offerta dalla gomma in direzione orizzontale (K_{H0} per gli HDRB, $K_{H1,e}$ per i LRB), mentre per il periodo fondamentale di vibrazione in direzione orizzontale (T_{IH}) è stata ottenuta un'amplificazione, dovuta all'incremento della deformabilità. D'altra parte, la rigidità offerta dal nucleo di piombo in direzione orizzontale ($K_{H1,p}$) non ha subito riduzioni/amplificazioni e questo risultato è dovuto alla collocazione dell'insero in piombo nella parte più interna del dispositivo; infine, i fattori di forma primario e secondario (S_1 e S_2) si sono dimostrati poco sensibili alla durata dell'incendio.

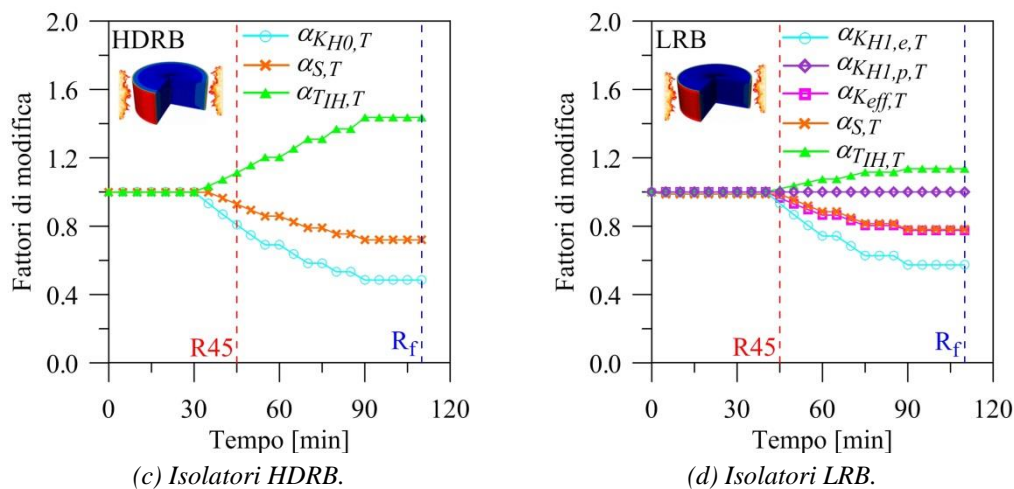


Figura 4.47 – Fattori di modifica delle caratteristiche meccaniche e geometriche degli isolatori elastomerici e delle caratteristiche dinamiche delle strutture test SI.R e SI.LR (scenario F0).

In conclusione, per gli isolatori elastomerici sono stati rappresentati i fattori di modifica della rigidità orizzontale offerta dalla gomma ($\alpha_{KH0,T} = K_{H0,T}/K_{H0}$ per gli HDRB, $\alpha_{KH1,e,T} = K_{H1,e,T}/K_{H1,e}$ per i LRB), della rigidità efficace in direzione orizzontale ($\alpha_{K_{eff},T} = K_{eff,T}/K_{eff}$), della rigidità orizzontale offerta dal nucleo di piombo ($\alpha_{KH1,p,T} = K_{H1,p,T}/K_{H1,p}$), dei fattori di forma primario e secondario ($\alpha_{S,T} = S_{1,T}/S_1 = S_{2,T}/S_2$) e del periodo fondamentale di vibrazione in direzione orizzontale ($\alpha_{T_{IH},T} = T_{IH,T}/T_{IH}$); i fattori sono ottenuti dal rapporto tra le caratteristiche ridotte, corrispondenti alla temperatura T , e le caratteristiche iniziali, corrispondenti alla temperatura ambiente ($T=20^\circ\text{C}$).

4.4.6 EFFETTI DELL'AZIONE DEL FUOCO SULLA SOVRASTRUTTURA IN C.A.

Con riferimento alla curva d'incendio definita dall'EC1 (2004), è stato possibile valutare il campo termico interno degli elementi dei telai in c.a.. Le sezioni trasversali degli elementi interni del secondo livello, nello scenario di incendio F1 (Figura 4.44b,c), sono esposti al fuoco su quattro (pilastri) e tre lati (travi), mentre tutti gli elementi di bordo sono esposti su un solo lato della sezione. L'analisi termica dei pilastri e delle travi delle strutture test SI.R e SI.LR è stata effettuata per mezzo del software ABAQUS (2014). Nel dettaglio, sono state condotte delle analisi di trasmissione del calore con risposta transitoria, in cui la storia temporale del campo termico all'interno delle sezioni in c.a., è determinato attraverso la risoluzione dell'equazione di propagazione del calore di Fourier mediante il metodo degli elementi finiti; per le sezioni in c.a. è stato utilizzato l'elemento finito DC2D8 (8-node quadratic heat transfer quadrilateral element), avente forma quadrata (spessore pari a 1 cm) con otto nodi e ordine geometrico quadratico (Figura 3.24d, § 3.3.1). Infine, per il calcestruzzo sono state assunte le proprietà termiche definite dall'EC2 (2004), riportate in Figura 2.8a,b, ed una temperatura iniziale pari a $T=20^{\circ}\text{C}$.

Sulla base dell'assunzione che la temperatura non cambi lungo l'asse longitudinale degli elementi in c.a., in Figura 4.48 sono mostrate le mappature termiche bidimensionali delle sezioni trasversali degli elementi in c.a. di bordo orientati in direzione y (Figura 4.48a,b) ed interni (Figura 4.48c,d). Nel dettaglio, in Figura 4.48 viene fatto un confronto tra le mappature termiche ottenute alla fine di 60 minuti (R_{60} , Figura 4.48a,c) di esposizione al fuoco e alla fine della fase di raffreddamento (R_f , Figura 4.48b,d).

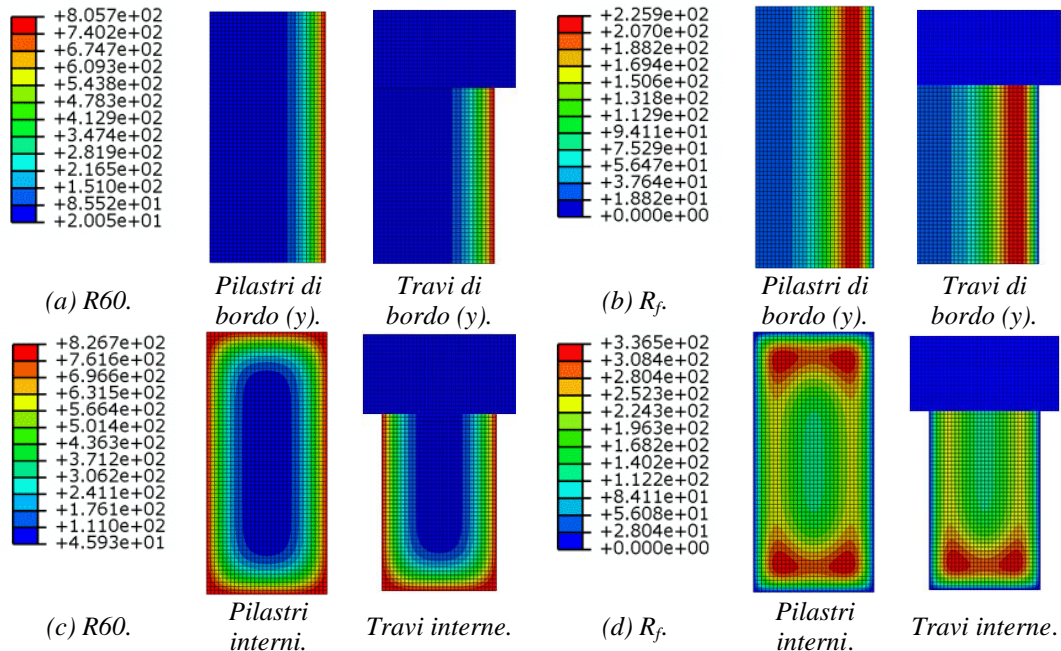
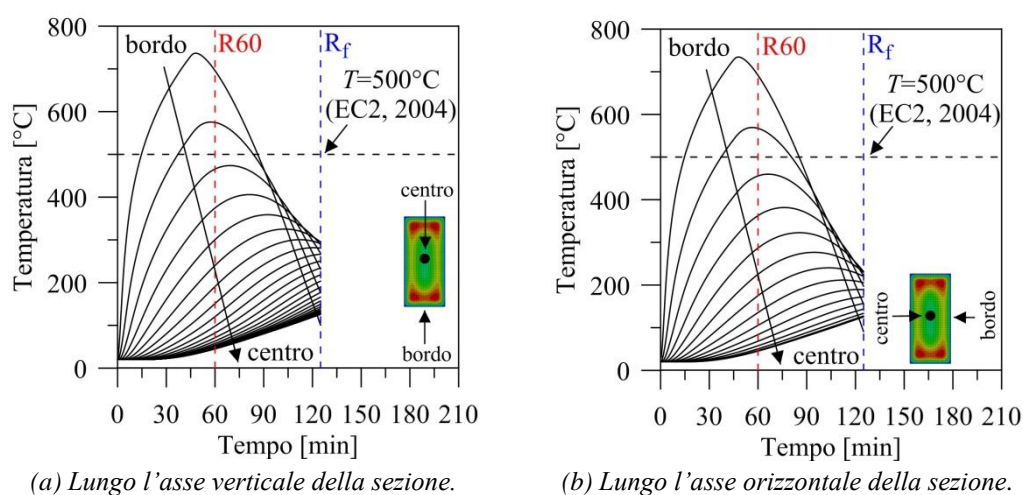


Figura 4.48 – Mappature termiche degli elementi in c.a. del secondo livello (scenario d'incendio F1) delle strutture test SI.R e SI.LR.

È interessante notare che il campo termico interno dovuto alla sola fase di riscaldamento (R_{60}) e ad entrambe le fasi (R_f) è decisamente diverso. Questo

comportamento può essere interpretato osservando che, mentre gli strati più esterni delle sezioni subiscono un rapido abbassamento di temperatura quando sono sottoposti a raffreddamento, la temperatura degli strati più interni potrebbe continuare ad aumentare.

I profili di temperatura ottenuti per la sezione trasversale di un pilastro interno in c.a. del secondo livello (scenario F1), delle strutture test SI.R e SI.LR, sono riportati in Figura 4.49; nello specifico, i profili di temperatura sono stati valutati nei nodi di estremità degli elementi finiti (spessore pari a 1 cm) e lungo gli assi principali della sezione (asse verticale: Figura 4.49a, asse orizzontale: Figura 4.49b), considerando come punti iniziale e finale, rispettivamente, il bordo ed il centro della sezione. Come mostrato in Figura 4.49, la differenza di temperatura tra la superficie libera ed il centro dell'elemento strutturale varia durante le fasi di riscaldamento e raffreddamento, includendo gli istanti di tempo corrispondenti alla classe di resistenza considerata (60 minuti, R60) e alla fine della fase di raffreddamento (circa 125 minuti, R_f) del processo termico considerato. Questo significa che nel calcestruzzo non è stata raggiunta una condizione di stazionarietà per la temperatura, quindi va evidenziato che è molto importante tener conto delle proprietà meccaniche residue a seguito della fase di raffreddamento. Inoltre, in Figura 4.49 viene evidenziata la temperatura limite ($T=500^\circ\text{C}$), proposta dall'EC2 (2004) per l'individuazione della sezione residua (metodo dell'isoterma 500°C , § 3.3.2).



(a) Lungo l'asse verticale della sezione. (b) Lungo l'asse orizzontale della sezione.
 Figura 4.49 – Profili di temperatura valutati lungo gli assi principali della sezione trasversale di un pilastro interno del secondo livello (strutture test SI.R e SI.LR).

Le caratteristiche meccaniche residue degli elementi in c.a., esposti al fuoco al secondo livello (scenario F1), sono state valutate in due condizioni: a caldo e a freddo. La prima condizione corrisponde ad un'esposizione al fuoco di durata pari a 60 minuti (R60), considerando il metodo dell'isoterma 500°C e i fattori riduttivi delle proprietà meccaniche del calcestruzzo armato (Figura 2.10), proposti dall'EC2 (2004); la seconda condizione, invece, coincide con la fine (R_f) del processo termico applicato (curva tempo-temperatura di colore blu, riportata in Figura 4.44d), valutando le caratteristiche meccaniche in accordo con il metodo della resistenza residua (Mazza e Alesina, 2018; 2019; § 3.3.3) e considerando le funzioni di degrado per il calcestruzzo e l'acciaio (Nassif et al., 1999; Abrams, 1971; Słowański et al., 1971), riportate in Figura 2.11.

In Figura 4.50a viene mostrata la rigidezza flessionale delle sezioni trasversali degli elementi in c.a. esposti all'azione del fuoco al secondo livello (scenario F1). In particolare, gli elementi in c.a. di bordo (orientati in direzione y) e quelli interni sono stati esaminati alla fine di un'esposizione di durata pari a 60 minuti (struttura F1.R60) e alla fine della fase di raffreddamento (struttura F1.R_f) del processo termico applicato nell'analisi di trasmissione del calore (curva tempo-temperatura di colore blu, riportata in Figura 4.44d). La struttura F1.R60 ha mostrato una riduzione percentuale della rigidezza flessionale, rispetto alla struttura originaria (Str.0) pari a 8.3% e 40.3%, rispettivamente, per gli elementi di bordo e per quelli interni; un'ulteriore decremento di circa 24.2% e 54.2% è stato ottenuto per la struttura F1.R_f.

Istogrammi simili vengono mostrati in Figura 4.50b, dove viene riportata la resistenza a flessione (M_{Rd}) delle sezioni di estremità delle travi di bordo (dir. y) e interne del secondo livello (scenario F1), distinguendo il momento ultimo al lato superiore (M_{Rd}^-) ed al lato inferiore (M_{Rd}^+) della sezione trasversale. Nel dettaglio, per la resistenza a flessione valutata al lato inferiore (M_{Rd}^+) della sezione trasversale delle travi interne, viene osservato un decremento significativo, dovuto all'esposizione al fuoco delle barre longitudinali in trazione, con una riduzione pari al 43% alla fine di 60 minuti di esposizione (R60); d'altra parte, la struttura F1.R_f mostra un incremento del 70.6%, dovuto alla considerazione della fase di raffreddamento, mentre per il momento ultimo negativo sono state notate solo piccolissime differenze.

I pilastri di bordo orientati in direzione y (Figura 4.50c) e quelli interni del secondo livello (Figura 4.50d) hanno esibito una riduzione significativa del loro dominio ultimo di interazione $M-N$, specialmente per valori del carico assiale di compressione maggiori rispetto al carico assiale corrispondente alla condizione di rottura bilanciata (N_B). Con riferimento a tale carico assiale, è stata osservata una riduzione locale, rispetto alla condizione iniziale (Str.0), in termini di resistenza a flessione pari a 8.2% e 39.3%, rispettivamente, per i pilastri di bordo e per quelli interni; per la struttura F1.R_f è stato possibile notare un'ulteriore decremento del 2.9% ed un incremento del 28.6%, rispettivamente, per gli elementi riportati in Figura 4.50c e in Figura 4.50d.

Infine, in Figura 4.50e,f viene mostrata la duttilità ultima di curvatura (valutata applicando le relazioni riportate al § 4.2.5) delle travi e dei pilastri del secondo livello, considerando gli elementi di bordo orientati in direzione y , esposti al fuoco su un solo lato, e quelli interni, esposti al fuoco su tre (travi) e quattro (pilastri) lati della sezione trasversale. Le strutture nelle condizioni F1.R60 (alla fine di 60 minuti di esposizione) e F1.R_f (alla fine della fase di raffreddamento) sono state confrontate con la struttura originaria (Str.0). In particolare, per le travi interne (Figura 4.50e) della struttura F1.R60 è stata ottenuta una riduzione/aumento percentuale, rispetto alla struttura Str.0, pari al 12.63% ed al 4.24%, rispettivamente, per la duttilità valutata al lato superiore (μ_s) ed al lato inferiore della sezione (μ_i). Per i pilastri interni (Figura 4.50f) della struttura F1.R60 è stata ottenuta una riduzione percentuale, rispetto alla struttura Str.0, pari al 20.74%. È interessante notare che la duttilità ultima degli elementi in c.a. della struttura F1.R_f coincide con quella della struttura Str.0; questo comportamento può essere interpretato osservando che le barre longitudinali riacquistano la loro resistenza iniziale una volta terminata la fase di raffreddamento del processo termico; infine, per gli elementi di bordo

sono state ottenute delle riduzioni percentuali trascurabili che confermano la scarsa significatività dell'azione del fuoco su tali elementi.

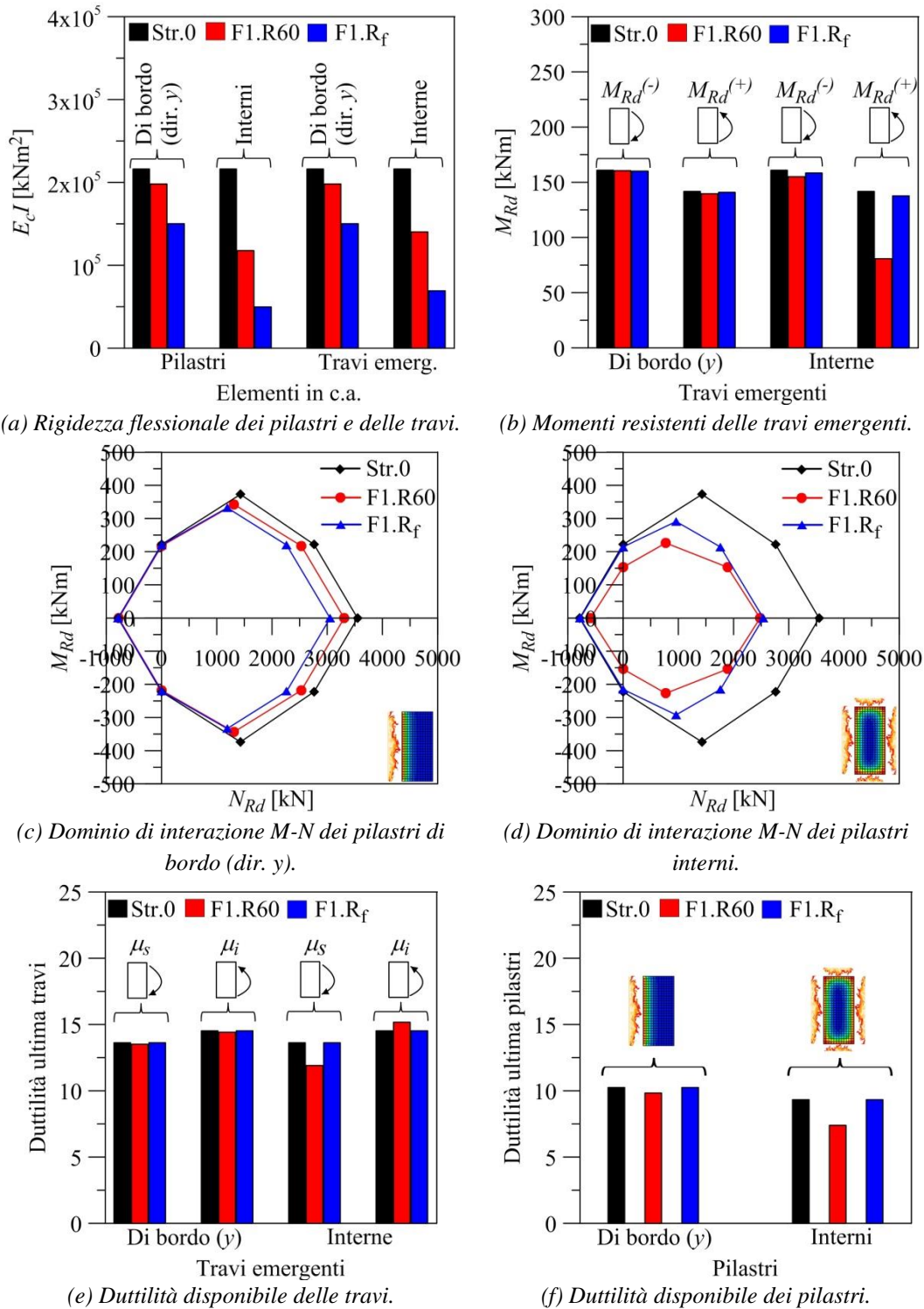


Figura 4.50 – Caratteristiche meccaniche degli elementi in c.a. del secondo livello (strutture test SI.R e SI.LR).

CAPITOLO 5

RISULTATI NUMERICI

5.1 PREMESSA

Nel quinto capitolo vengono riportati i risultati numerici ottenuti dall'applicazione dei principi teorici dell'isolamento sismico (Capitolo 1), della modellazione dell'azione del fuoco (Capitolo 2) e della modellazione non lineare della risposta strutturale all'azione del fuoco (Capitolo 3). Nel dettaglio, il capitolo in oggetto è stato strutturato in due parti: (1) calibratura del metodo dell'isoterma 150°C per gli isolatori elastomerici ad alto smorzamento e con nucleo di piombo, (2) analisi sismica non lineare (pre- e post-incendio) di strutture con isolamento sismico.

In particolare, nella prima parte viene descritto lo studio numerico condotto sulla base di risultati sperimentali, disponibili in letteratura (Wu et al., 2011), relativi allo studio della resistenza al fuoco degli isolatori elastomerici, osservando gli effetti della durata dell'esposizione al fuoco e della fase di raffreddamento sulle proprietà meccaniche residue dei dispositivi. La finalità dello studio numerico condotto consiste in: (1) implementazione di un modello numerico agli elementi finiti di isolatore elastomerico (ad alto smorzamento e con nucleo di piombo) per simulare la reale risposta termica in regime transitorio (nel caso specifico d'incendio), (2) calibratura del metodo proposto (metodo dell'isoterma 150°C; Mazza e Alesina, 2018; 2019; § 3.2.4) per l'analisi a raffreddamento avvenuto (nell'istante di tempo corrispondente alla fine dell'incendio) dei dispositivi con gomma ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB).

Nella seconda parte del capitolo, invece, viene mostrata la risposta sismica non lineare delle strutture test, progettate in accordo con le norme vigenti, descritte nel Capitolo 4. Nello specifico, la risposta sismica ottenuta nella condizione pre-incendio viene confrontata direttamente con quella ottenuta nella condizione post-incendio (durante l'incendio e/o a fine incendio). L'obiettivo principale è quello di investigare l'effetto prodotto dal danneggiamento da incendio sulla capacità di carico residua delle strutture test progettate. In particolare, per ciascuna soluzione costruttiva indagata (inerente la posizione degli isolatori elastomerici lungo l'altezza delle strutture) viene definito l'input sismico considerato ai fini dell'analisi dinamica non lineare, gli effetti dell'azione sismica sul sistema d'isolamento sismico e sulla sovrastruttura in c.a. delle strutture test considerate. Per la soluzione costruttiva relativa all'isolamento sismico alla base sono stati indagati gli effetti delle condizioni di sito (variabilità della classe di sottosuolo), della componente verticale dell'input sismico considerato, del rapporto di rigidità nominale del sistema d'isolamento, dello scenario d'incendio e della classe di resistenza al fuoco. Per le strutture test isolate sismicamente in sommità dei pilastri del piano interrato sono stati analizzati i seguenti aspetti: effetti torsionali indotti dal danneggiamento da incendio, effetti della classe di resistenza al fuoco e del grado di ventilazione, studio comparativo tra due sistemi d'isolamento sismico (isolatori elastomerici, HDRB, e con nucleo di piombo, LRB), analisi degli effetti dei terremoti

registrati in lontananza (terremoti far-fault) ed in prossimità di faglia (terremoti near-fault). Infine, per la soluzione costruttiva corrispondente all'isolamento sismico in sommità dei pilastri del primo livello, sono stati investigati i seguenti aspetti: studio comparativo tra due sistemi d'isolamento sismico (isolatori elastomerici ad alto smorzamento, HDRB, e con nucleo di piombo, LRB), analisi degli effetti dei terremoti registrati in lontananza (terremoti far-fault) ed in prossimità di faglia (terremoti near-fault), analisi di fragilità per gli elementi della sovrastruttura in calcestruzzo armato.

5.2 CALIBRATURA DEL METODO DELL'ISOTERMA 150°C PER GLI ISOLATORI ELASTOMERICI AD ALTO SMORZAMENTO E CON NUCLEO DI PIOMBO

Con la finalità di simulare la reale risposta termica in regime transitorio (in caso d'incendio) è stato implementato, per mezzo del software ABAQUS (2014), un modello agli elementi finiti di isolatore elastomerico (sia ad alto smorzamento, HDRB, che con nucleo di piombo, LRB). Il modello implementato è stato testato facendo riferimento a dei risultati sperimentali disponibili in letteratura, sulla base dei quali è stato anche possibile verificare l'affidabilità del metodo proposto (metodo dell'isoterma 150°C; Mazza e Alesina, 2018; 2019; § 3.2.4), ottenendo una differenza esigua tra la risposta sperimentale e quella numerica.

Il programma sperimentale assunto come riferimento, condotto da Wu et al. (2011), ha avuto come obiettivo lo studio della resistenza al fuoco degli isolatori elastomerici, evidenziando gli effetti della durata dell'esposizione all'azione del fuoco e della fase di raffreddamento sulle proprietà meccaniche residue dei dispositivi ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB). Di seguito, vengono riportati i dati dello studio sperimentale considerato (in termini di geometria, proprietà meccaniche dei campioni testati e modellazione dell'azione del fuoco), la descrizione del modello numerico (agli elementi finiti) implementato ed infine il confronto tra i risultati sperimentali e i risultati numerici.

5.2.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E PROPRIETÀ MECCANICHE DEI CAMPIONI

La campagna sperimentale condotta da Wu et al. (2011), relativa allo studio dell'effetto della durata dell'esposizione all'incendio sulla resistenza al fuoco dei dispositivi d'isolamento, è stata estesa ad isolatori elastomerici (in scala reale) ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB). I campioni analizzati sono denominati con le sigle GZP e GZY, rispettivamente, per gli isolatori ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB). Nel dettaglio, nello studio sperimentale sono stati considerati cinque campioni: due sono rappresentati da isolatori con gomma ad alto smorzamento (GZP600-5 e GZP600-6), mentre gli altri sono dei dispositivi con nucleo di piombo (GZY600-1, GZY600-2 e GZY600-3). I campioni sono stati testati sotto differenti deformazioni di taglio, considerando una tensione di compressione verticale costante pari a 10 MPa.

In Tabella 5.1 vengono riportate le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche dei campioni considerati nello studio sperimentale: D_e , diametro esterno dell'isolatore; D_l , diametro delle piastre metalliche interne; D_p , diametro del nucleo di piombo dei dispositivi LRB (campioni GZY600-1, GZY600-2 e GZY600-3); t_i , spessore del singolo strato di elastomero; t_e , spessore totale degli strati di elastomero; t_{si} , spessore delle piastre metalliche interne; t_{se} , spessore delle piastre metalliche esterne; h_b , altezza totale dell'isolatore; h_p , altezza del nucleo di piombo; G_{din} , modulo di elasticità trasversale dinamico della gomma a temperatura ambiente ($T=20^\circ\text{C}$); G_p , modulo di elasticità tangenziale del piombo a temperatura ambiente ($T=20^\circ\text{C}$).

Tabella 5.1 – Caratteristiche geometriche e proprietà meccaniche dei campioni testati nello studio sperimentale (dimensioni in cm e MPa).

Campione	D_e	D_l	D_p	t_i	t_e	t_{si}	t_{se}	h_b	h_p	G_{din}	G_p
GZP600-5	62	60	-	0.50	11	0.2	2	19.2	-	0.392	-
GZP600-6	62	60	-	0.50	11	0.2	2	19.2	-	0.392	-
GZY600-1	62	60	12	0.50	11	0.2	2	19.2	15.2	0.392	130
GZY600-2	62	60	12	0.50	11	0.2	2	19.2	15.2	0.392	130
GZY600-3	62	60	12	0.50	11	0.2	2	19.2	15.2	0.392	130

Con lo scopo di registrare la storia temporale del campo termico in alcuni punti degli isolatori testati, sono state collocate 5 termocoppie in differenti posizioni in corrispondenza della sezione a metà altezza degli isolatori (posizione radiale, Figura 5.1a), assumendo posizioni differenti per la termocoppia n. 5 per gli isolatori LRB (termocoppia n. 5-LRB) e per gli isolatori HDRB (termocoppia n. 5-HDRB), mentre la termocoppia n. 6 è stata aggiunta al centro dell'area d'interfaccia tra la piastra d'acciaio esterna inferiore ed il nucleo di piombo (posizione trasversale, Figura 5.1b).

È interessante notare che le termocoppie n. 1 e n. 2 non sono considerate a causa della carbonizzazione della parte esterna degli isolatori (strato di gomma di ricoprimento), quindi, solo le temperature registrate dalle termocoppie interne (n. 3, 4, 5-LRB e 6-LRB, Figura 5.1) sono considerate come registrazioni opportune e affidabili.

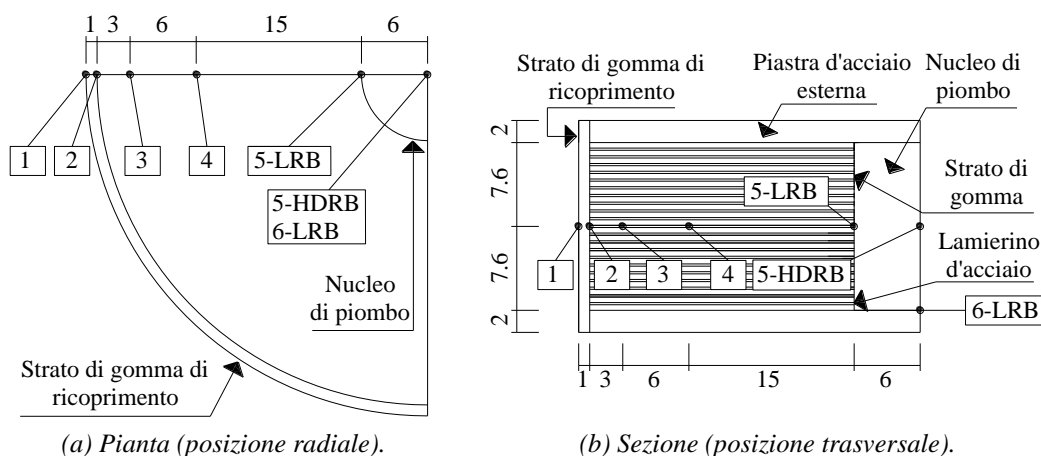


Figura 5.1 – Posizione delle termocoppie per le prove sperimentali di resistenza al fuoco su isolatori elastomerici HDRB e LRB (dimensioni in cm).

5.2.2 MODELLAZIONE DELL’AZIONE DEL FUOCO

I campioni ad alto smorzamento e con nucleo di piombo, le cui caratteristiche geometriche e meccaniche sono state definite al § 5.2.1, sono stati investigati sperimentalmente da Wu et al. (2011) attraverso delle prove di resistenza al fuoco seguendo il processo di riscaldamento della curva standard tempo-temperatura ISO 834 (ISO 834, 1999), descritta al § 2.3.3.1. Con lo scopo di indagare l’effetto della durata dell’esposizione all’azione del fuoco sulla resistenza al fuoco degli isolatori elastomerici, sono state considerate differenti durate dell’esposizione all’incendio; nel dettaglio, per i campioni GZP600-5 e GZY600-1 è stata considerata una durata pari a 30 minuti, per i campioni GZP600-6 e GZY600-2 è stata considerata una durata pari a 60 minuti e, infine, per il campione GZY600-3 è stata considerata una durata pari a 90 minuti. La massima temperatura raggiunta nella fornace corrisponde a 842°C (Figura 5.2a), 945°C (Figura 5.2b) e 1006°C (Figura 5.2c), rispettivamente, per una durata pari a 30, 60 e 90 minuti.

Oltre al processo di riscaldamento (30/60/90 minuti), rappresentato dalla curva standard ISO 834, è stata considerata anche una fase di raffreddamento o di estinzione dell’incendio di durata pari a 90 minuti. Inoltre, l’efficacia degli isolatori, testati sotto differenti deformazioni di taglio e sotto l’effetto di una tensione di compressione verticale costante pari a 10 MPa, è stata investigata dopo più di 72 ore dalla fine dell’incendio. In Wu et al. (2011) non viene riportata la legge che descrive l’andamento della medesima fase, per tale motivo si è deciso di investigare il problema assumendo diverse leggi in grado di descrivere la fase di raffreddamento per ogni isolatore, fissando l’istante finale dell’incendio corrispondente al ripristino della temperatura ambiente nella fornace (120 minuti per i campioni GZP600-5 e GZY600-1, 150 minuti per i campioni GZP600-6 e GZY600-2, 180 minuti per il campione GZY600-3). Nello specifico, le curve corrispondenti alle condizioni di raffreddamento rapido (linea verde) e lento (linea blu) definiscono un campo di temperature in cui ricade la legge polinomiale (linea nera), definita dall’espressione (5.1), la quale garantisce la migliore corrispondenza tra i risultati sperimentali e quelli numerici (CurveExpert, 2016).

Nella condizione di raffreddamento rapido si suppone che la temperatura raggiunga istantaneamente il valore ambiente ($T=20^{\circ}\text{C}$), mentre nella condizione di raffreddamento lento si considera un andamento lineare per la fase di raffreddamento in cui il punto corrispondente al raggiungimento della massima temperatura (fine della fase di riscaldamento) è collegato al punto corrispondente al termine dell’intero incendio (coincidente con la fine della fase di raffreddamento).

$$T = (a \cdot b + c \cdot t^d) / (b + t^d) \quad (5.1)$$

Dove T e t rappresentano, rispettivamente, la temperatura (espressa in $^{\circ}\text{C}$) ed il tempo (espresso in minuti), mentre i valori assunti per i parametri a , b , c , e d , selezionati per riprodurre le espressioni polinomiali, sono riportati in Tabella 5.2. È interessante notare che sono state ottenute curve polinomiali differenti per i campioni GZP600-5 e GZY600-1 (Figura 5.2a) e per i campioni GZP600-6 e GZY600-2 (Figura 5.2b), mentre per il campione GZY600-3 non è stata considerata alcuna fase di raffreddamento poiché

tale campione non è stato in grado di sopportare il carico assiale applicato dopo 88 minuti di esposizione all'azione del fuoco, ossia prima del termine della fase di riscaldamento (Figura 5.2c).

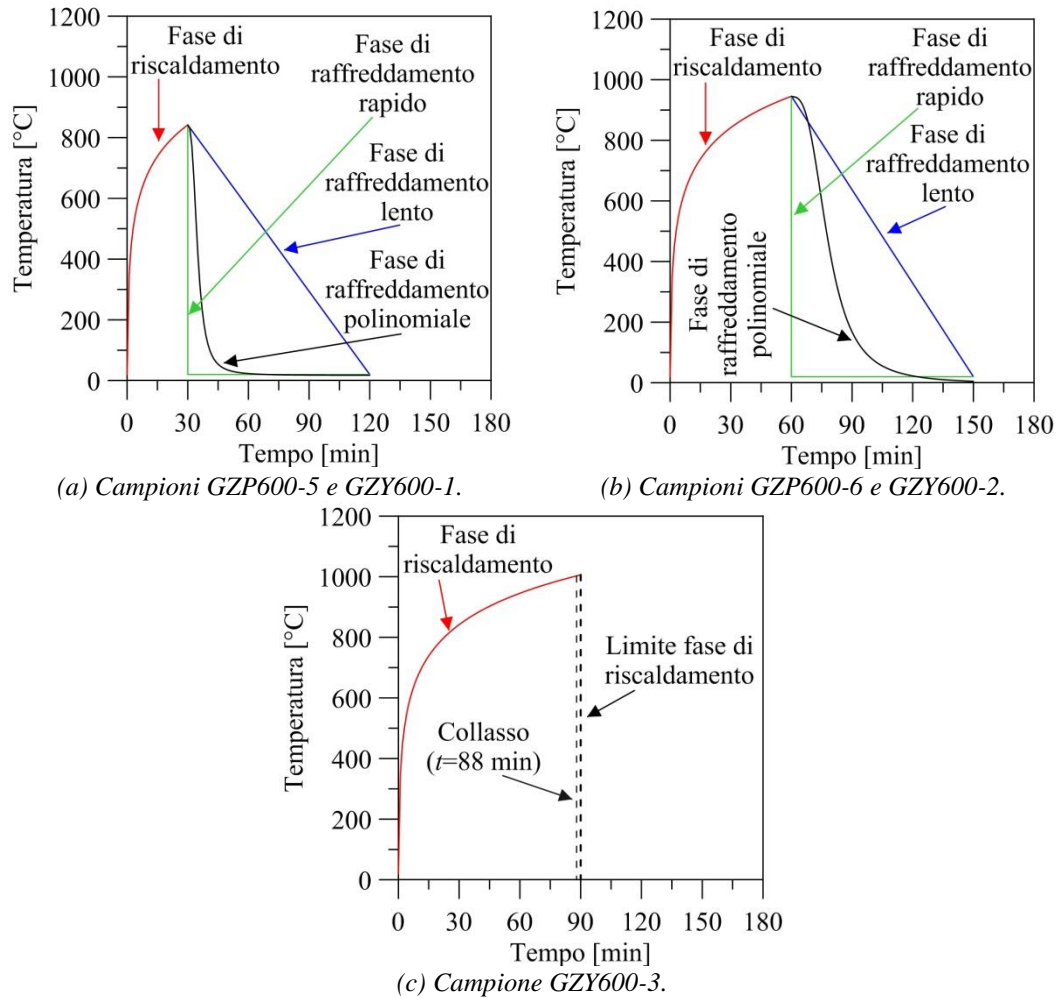


Figura 5.2 – Curve d'incendio tempo-temperatura per l'analisi termica numerica degli isoaltori HDRB e LRB.

Tabella 5.2 – Parametri delle leggi polinomiali rappresentanti la fase di raffreddamento (dimensioni in °C e minuti).

Campione	a	b	c	d
GZP600-5	8.40E+02	7.68E+01	1.74E+01	2.74E+00
GZP600-6	9.44E+02	5.56E+03	-3.04E+00	2.98E+00
GZY600-1	8.40E+02	7.68E+01	1.74E+01	2.74E+00
GZY600-2	9.44E+02	5.56E+03	-3.04E+00	2.98E+00

5.2.3 MODELLAZIONE NUMERICA

Con l'obiettivo di riprodurre numericamente la risposta termica degli isolatori elastomerici investigati mediante delle prove sperimentali di resistenza al fuoco da Wu et al. (2011), è stato condotto uno studio numerico di modellazione ed analisi termica in regime transitorio. In particolare, per mezzo del software agli elementi finiti ABAQUS (2014), è stato implementato il modello numerico anisotropo di un isolatore elastomerico ad alto smorzamento (HDRB) e di un isolatore elastomerico con nucleo di piombo (LRB), nei quali la conduzione del calore avviene principalmente attraverso gli strati d'acciaio ed il nucleo di piombo ed in minor misura attraverso gli strati di gomma.

Nella modellazione geometrica si è fatto riferimento alle caratteristiche geometriche dei campioni, che sono state definite al § 5.2.1 in Tabella 5.1; nel dettaglio, il modello è caratterizzato da 21 lamierini d'acciaio inglobati in 22 strati di gomma, due flange metalliche di estremità (superiore ed inferiore), un inserto in piombo (nel caso specifico degli isolatori LRB: GZY600-1, GZY600-2 e GZY600-3) ed, infine, uno strato superficiale di gomma, applicato sull'intera superficie laterale dell'isolatore, con funzione di ricoprimento.

Per quanto riguarda la modellazione della risposta termica dei materiali si è fatto riferimento alle proprietà termiche riportate in letteratura e definite nei codici normativi europei. Le proprietà termiche della gomma sono state assunte costanti, come riportato in letteratura (Kalpakidis e Constantinou, 2009a; 2009b; Wu et al., 2011); nel dettaglio, è stata assunta una conducibilità termica pari a $0.16 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$, un calore specifico di $1700 \text{ J}/(\text{kg}\cdot\text{K})$ ed una densità pari a $1300 \text{ kg}/\text{m}^3$. Per l'acciaio sono state considerate le proprietà termiche definite dall'EC3 (2005), tenendo conto della variazione della conducibilità termica e del calore specifico in funzione della temperatura (§ 2.4.1, Figura 2.9), mentre per la densità è stato considerato un valore costante pari a $7800 \text{ kg}/\text{m}^3$. Infine, per il piombo sono stati considerati i valori di progetto forniti dalla norma UNI EN-ISO 10456 (2008): $11300 \text{ kg}/\text{m}^3$, $35 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ e $130 \text{ J}/(\text{kg}\cdot\text{K})$, rispettivamente, per densità, conducibilità termica e calore specifico.

La modellazione dell'interazione tra i componenti del modello numerico, una volta eseguito l'assemblaggio dello stesso (Figura 5.3a) rispetto ad un sistema globale di assi (x, y, z), è stata effettuata assegnando il vincolo in grado di approssimare il reale contatto tra le parti. Nel dettaglio, il contatto è stato modellato attraverso un vincolo di perfetta aderenza, rappresentato dal vincolo d'interazione tie; tale vincolo è stato necessario per descrivere il contatto tra: (1) lamierini d'acciaio e strati di gomma (Figura 5.3d), (2) strato di gomma e flangia metallica d'estremità (Figura 5.3e), (3) flangia metallica d'estremità e nucleo di piombo (nel caso specifico di isolatore LRB, Figura 5.3f), (4) strato superficiale di gomma e lamierini d'acciaio-strati di gomma-flange metalliche d'estremità (Figura 5.3g), (5) nucleo di piombo e strati di gomma-lamierini d'acciaio (nel caso specifico di isolatore LRB, Figura 5.3h).

Per la discretizzazione del modello numerico (Figura 5.3b) è stato utilizzato l'elemento finito DC3D6 (§ 3.2.2, Figura 3.12c), con forma di prisma triangolare a 6 nodi e ordine geometrico lineare. Nel dettaglio, i modelli numerici sono caratterizzati da 120 elementi finiti lungo la circonferenza con lunghezza pari a 1.00 cm in direzione radiale;

infine, sia per gli strati di elastomero che per le piastre metalliche (interne ed esterne) è stato considerato un solo elemento finito lungo lo spessore degli strati.

La modellazione delle azioni è stata condotta facendo riferimento alle curve d'incendio tempo-temperatura illustrate in Figura 5.2, rappresentanti il processo di riscaldamento della curva ISO 834 (ISO 834, 1999), la fase di raffreddamento rapido, lento e polinomiale proposta per garantire la migliore corrispondenza tra i risultati sperimentali e quelli numerici.

Infine, sono state assegnate le seguenti condizioni al contorno: (1) definizione della temperatura iniziale del modello, (2) definizione della parte del modello da esporre all'azione del fuoco. Dai risultati sperimentali riportati in Wu et al. (2011) è stato possibile osservare che la temperatura iniziale dei campioni è pari a 45°C (campione GZY600-1), 25°C (campione GZY600-2) e 40°C (campione GZY600-3), mentre la parte del modello esposta all'azione del fuoco è rappresentata dall'intera superficie laterale (Figura 5.3c).

Per la determinazione del campo termico del modello è stata condotta l'analisi di trasmissione del calore con risposta transitoria (heat transfer analysis), che è basata sulla risoluzione dell'equazione di propagazione del calore di Fourier mediante il metodo degli elementi finiti, trascurando l'accoppiamento tra i problemi termici e quelli meccanici.

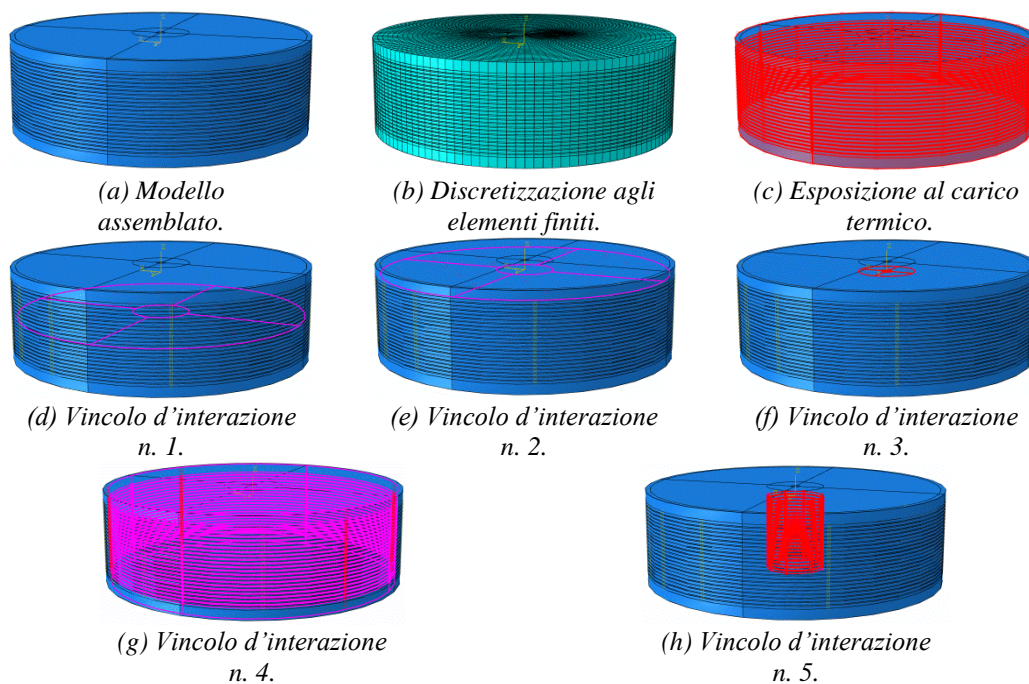


Figura 5.3 – Modello numerico (agli elementi finiti) di isolatore elastomerico, implementato in ABAQUS (2014).

5.2.4 CONFRONTO TRA I RISULTATI SPERIMENTALI E I RISULTATI NUMERICI

Il confronto tra i risultati sperimentali e quelli numerici relativi alle curve tempo-temperatura ottenute per i campioni GZY600-1, GZY600-2 e GZY600-3 è riportato in

Figura 5.4 e in Figura 5.5, con riferimento all'esposizione al fuoco e alle successive fasi di raffreddamento. In particolare, i risultati sperimentali si riferiscono ai punti interni dove le termocoppie n. 3 (Figura 5.4a,e; Figura 5.5a), n. 4 (Figura 5.4b,f; Figura 5.5b), n. 5-LRB (Figura 5.4c,g; Figura 5.5c) e n. 6-LRB (Figura 5.4d,h; Figura 5.5d) sono posizionate all'interno degli isolatori LRB. È utile ricordare che la forte variazione della temperatura registrata nel punto n. 4 del campione GZY600-2 (Figura 5.4f) e nei punti n. 4 (Figura 5.5b) e n. 5-LRB (Figura 5.5c) del campione GZY600-3 non è da prendere in considerazione, perché queste termocoppie sono state espulse improvvisamente durante la fase di riscaldamento (Wu et al., 2011). Inoltre, la termocoppia n. 3 del campione GZY600-3 non ha funzionato normalmente nel test di incendio e, pertanto, non è mostrata nella Figura 5.5a, mentre le termocoppie dei punti n. 4 e n. 5-LRB sono state escluse dalla considerazione in corrispondenza di un tempo di esposizione al fuoco pari a 23 e 62 minuti, rispettivamente.

Come confronto, i risultati numerici ottenuti utilizzando il modello termico tridimensionale agli elementi finiti degli isolatori LRB sopra descritti sono anch'essi riportati in Figura 5.4 e in Figura 5.5, considerando le approssimazioni veloci, lente e ottimali (polinomiali) della fase di raffreddamento delle curve tempo-temperatura nella fornace. Come previsto, la distribuzione della temperatura all'interno degli isolatori LRB non è uniforme a causa dell'inerzia termica della gomma e del mancato recupero o della perdita aggiuntiva delle proprietà meccaniche del materiale durante la fase di raffreddamento. Come si può osservare, le curve numeriche tempo-temperatura mostrano lo stesso primo ramo, fino al raggiungimento di una durata totale della fase di riscaldamento pari a 30 minuti (Figura 5.4a-d), 60 minuti (Figura 5.4e-h) e 90 minuti (Figura 5.5a-d); d'altra parte, differenze significative sono evidenti nelle fasi di raffreddamento durante le quali l'alta temperatura non si è ancora dissipata e la temperatura diminuisce molto più lentamente che nel forno. In particolare, il ritardo temporale nel raggiungimento della temperatura di picco viene rilevato per i valori decrescenti della velocità di raffreddamento, passando da un tipo di raffreddamento veloce (quando l'incendio può essere spento rapidamente con opportune manovre di estinzione) ad uno lento (quando si consente un'estinzione lenta dell'incendio fino al raggiungimento della temperatura ambiente), e incrementando la durata della fase di riscaldamento.

In tutti i casi esaminati, la risposta sperimentale si colloca tra le curve di raffreddamento numeriche veloce e lenta. Una buona correlazione tra le curve numeriche e quelle sperimentali è ottenuta considerando le espressioni polinomiali che rappresentano la fase di raffreddamento nella fornace, in particolare per quanto riguarda i punti n. 5-LRB (Figura 5.4c,g) e n. 6-LRB (Figura 5.4d,h), collocati nella parte più interna degli isolatori dove la temperatura continua ad aumentare fino alla fine della fase di raffreddamento. Vale la pena notare che un'approssimazione meno buona, ma complessivamente accettabile, delle curve sperimentali è osservata nella parte esterna dei campioni (punti n. 3 e n. 4 mostrati in Figura 5.4a,e ed in Figura 5.4b,f, rispettivamente), perché più esposta alla decomposizione degli strati di gomma e dei lamierini d'acciaio e ai fenomeni di dilatazione termica della gomma (Wu et al., 2011) che non sono stati implementati nella modellazione numerica.

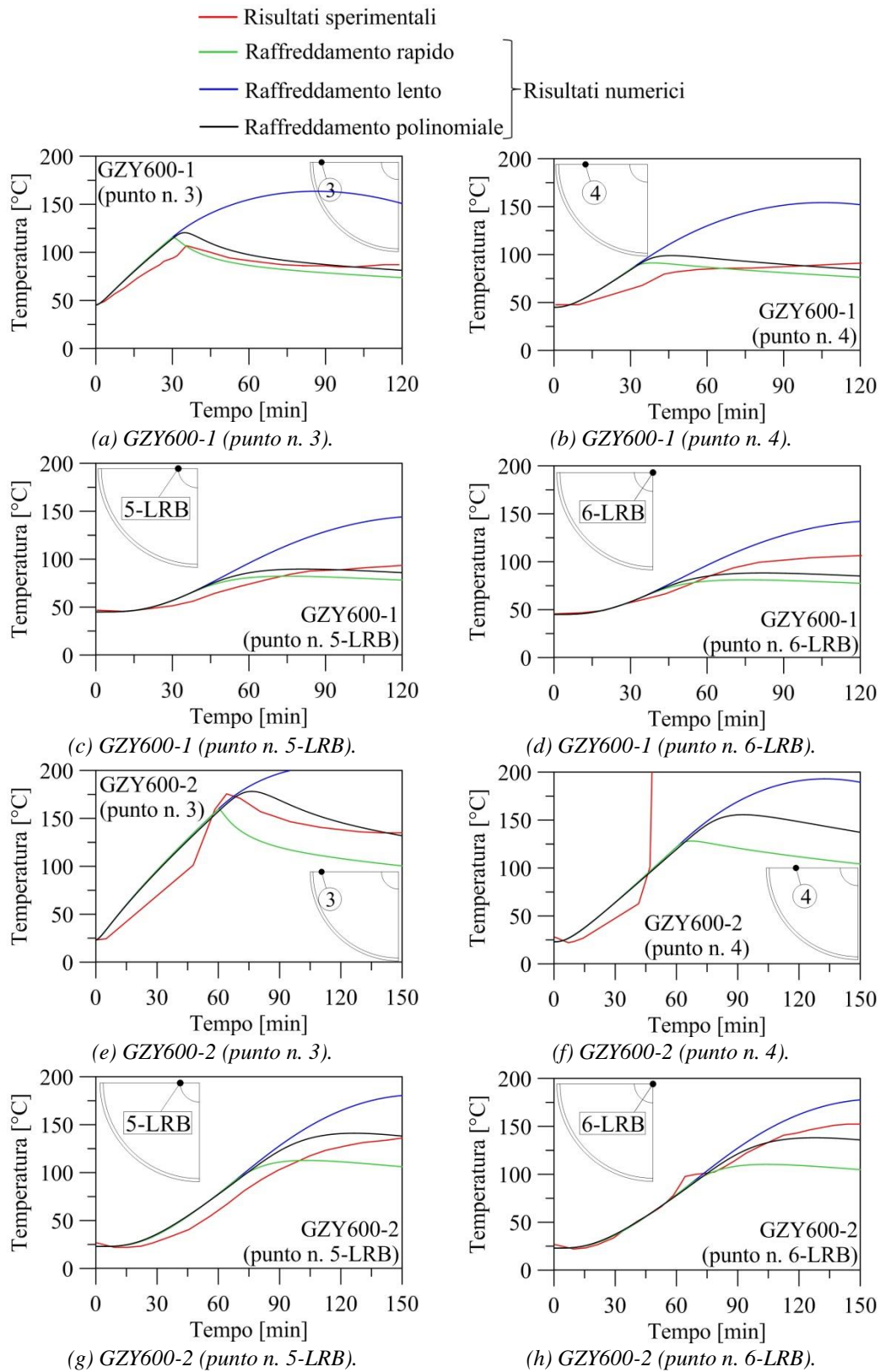


Figura 5.4 – Confronto tra i risultati sperimentali e i risultati numerici: campioni GZY600-1 (a-d) e GZY600-2 (e-h).

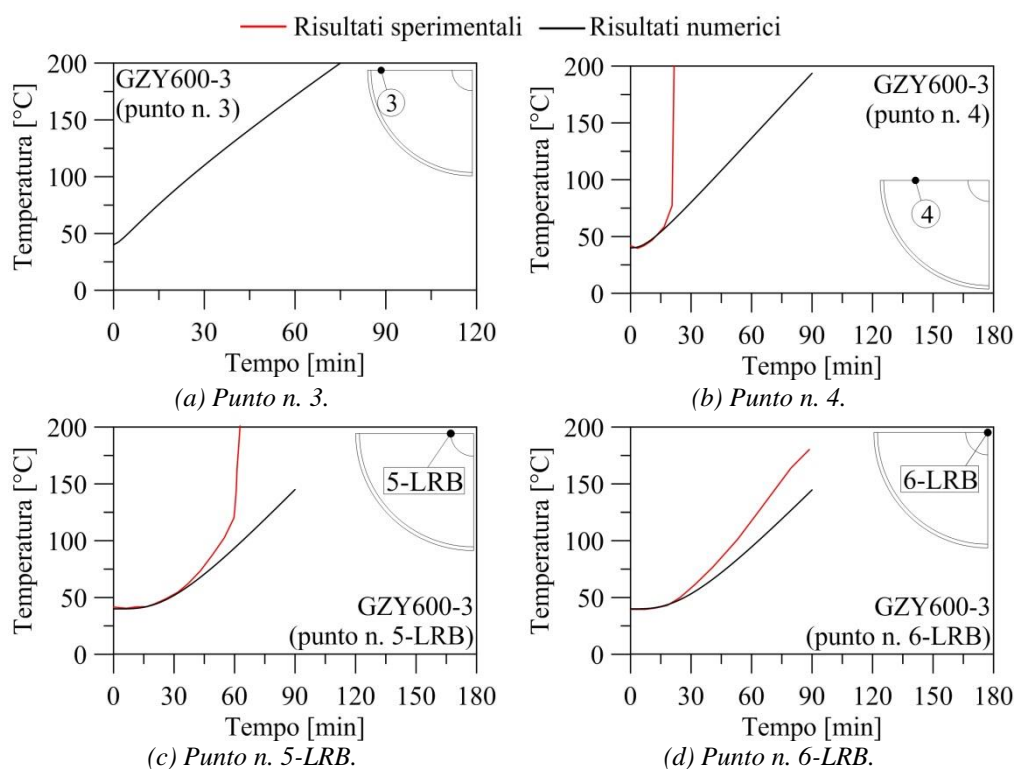


Figura 5.5 – Confronto tra i risultati sperimentali e i risultati numerici: campione GZY600-3.

Successivamente, i profili numerici tempo-temperatura lungo la direzione radiale sono mostrati in Figura 5.6, con riferimento agli isolatori HDRB (campioni GZP600-5 e GZP600-6 in Figura 5.6a,b, rispettivamente) e agli isolatori LRB (campioni GZY600-1, GZY600-2 e GZY600-3 in Figura 5.6c,d, e, rispettivamente). I profili numerici tempo-temperatura sono stati ottenuti esaminando gli strati concentrici di gomma, con dimensione in direzione radiale pari a 1 cm, a partire dal bordo esterno dell'isolatore fino al centro dell'isolatore oppure fino alla superficie di contatto tra la gomma ed il nucleo di piombo, rispettivamente, per gli isolatori HDRB (campioni GZP600-5 e GZP600-6) e per gli isolatori LRB (campioni GZY600-1, GZY600-2 e GZY600-3).

L'attenzione è stata concentrata sui test di resistenza al fuoco caratterizzati da una fase di riscaldamento della durata di 30 minuti (Figura 5.6a,c), 60 minuti (Figura 5.6b,d) e 90 minuti (Figura 5.6e) seguita da una fase di raffreddamento comune, oltre 90 minuti nella fornace, descritta dalle espressioni polinomiali sopra menzionate che garantiscono una migliore interpolazione dei risultati sperimentali (Tabella 5.2). Sulla base dell'osservazione visiva dopo i test di resistenza al fuoco, per il campione GZY600-3 (Figura 5.6e), il quale ha raggiunto la condizione di collasso precocemente (Wu et al., 2011), sono riportate solo le curve tempo-temperatura corrispondenti alla fase di riscaldamento.

Da notare che gli isolatori HDRB e LRB mostrano una limitata resistenza al fuoco, con un improvviso deterioramento delle loro proprietà meccaniche e del legame con i lamierini d'acciaio, quando viene superata la soglia di vulcanizzazione (Amerongen, 1955). Per tale motivo, in Figura 5.6 viene riportata anche una soglia di vulcanizzazione come valore di riferimento, tenendo conto che in pratica si può ipotizzare una temperatura

media di vulcanizzazione pari a $T=150^{\circ}\text{C}$ (Bhowmick et al., 1979). Come si può osservare, i campioni GZP600-5 (Figura 5.6a) e GZY600-1 (Figura 5.6c) non superano la soglia di vulcanizzazione in nessuna parte dei campioni, mentre, al contrario, quasi tutti

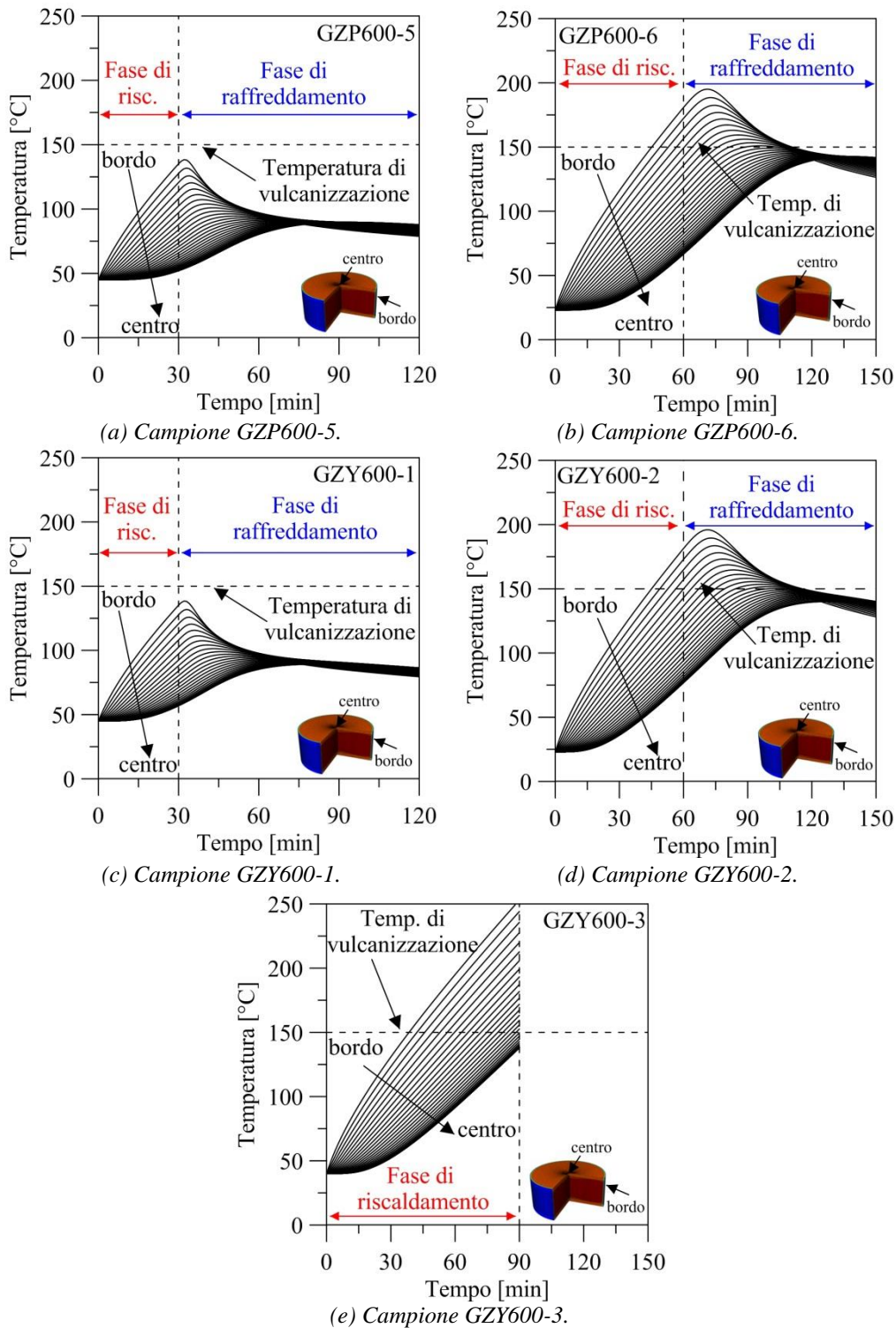


Figura 5.6 – Profili radiali di temperatura dei campioni HDRB (a, b) e LRB (c, d e).

gli strati concentrici di gomma del campione GZY600-3 (Figura 5.6e) evidenziano delle temperature che vanno oltre questo valore limite in istanti di tempo diversi a seconda dell'inerzia della gomma nel riscaldamento. Inoltre, i campioni GZP600-6 (Figura 5.6b) e GZY600-2 (Figura 5.6d) raggiungono in istanti di tempo comparabili il superamento della soglia di vulcanizzazione, presentando un numero di strati concentrici deteriorati pari a 11 e 13, rispettivamente.

Infine, la rigidezza efficace in direzione orizzontale nelle condizioni pre- e post-incendio, determinata dai test sperimentali ciclici di taglio come la rigidezza secante corrispondente ad uno spostamento laterale pari a $u_H = \pm 110\text{mm}$, e la corrispondente percentuale di variazione sono riportati in Tabella 5.3 con riferimento agli isolatori HDRB (campioni GZP600-5 e GZP600-6) e agli isolatori LRB (GZY600-1 e GZY600-2) evidenziando una capacità di carico residua dopo le prove di resistenza al fuoco. Come confronto, i valori numerici sono anche riportati in Tabella 5.3, valutando la rigidezza efficace a seguito della fase di raffreddamento attraverso l'applicazione del metodo dell'isoterma 150°C (proposto da Mazza e Alesina, 2018; 2019) in cui gli strati radiali di gomma con temperature superiori a 150°C vengono trascurati, mentre la parte residua della sezione trasversale conserva il suo valore iniziale di rigidezza. È interessante notare che i risultati sperimentali relativi ad una fase di riscaldamento di durata pari a 30 minuti (campioni GZP600-5 e GZY600-1) evidenziano un'assenza quasi totale di danneggiamento, confermata anche dall'analisi numerica. Inoltre, per l'isolatore HDRB (campione GZP600-6) viene confermato un livello comparabile di danno, dopo una fase di riscaldamento di durata pari a 60 minuti, tra i valori sperimentali e quelli numerici, mentre per l'isolatore LRB (campione GZY600-2) viene evidenziata una minore somiglianza tra i risultati sperimentali e numerici, principalmente dovuta ai diversi valori ottenuti per la rigidezza iniziale (condizione pre-incendio).

Tabella 5.3 – Confronto tra i risultati sperimentali e numerici in termini di rigidezza laterale equivalente (dimensioni in kN, mm e %).

Campione	Risultati sperimentali			Risultati numerici		
	Pre-incendio	Post-incendio	Variazione	Pre-incendio	Post-incendio	Variazione
GZP600-5	1.033	1.008	-2.42	1.076	1.076	0.00
GZP600-6	1.079	0.408	-62.40	1.076	0.448	-58.40
GZY600-1	1.796	1.756	-2.23	1.999	1.999	0.00
GZY600-2	1.689	1.353	-19.90	1.999	1.365	-31.70

5.3 ANALISI SISMICA NON LINEARE (PRE- E POST-INCENDIO) DI STRUTTURE CON ISOLAMENTO SISMICO

L'analisi dinamica non lineare ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare (risposta sismica), consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili (NTC08, 2008). Il campo di spostamenti cinematicamente compatibili, che definisce l'evoluzione dinamica nel tempo della struttura, viene determinato integrando per via numerica l'equazione differenziale di equilibrio dinamico (equazione del moto).

Nell'analisi non lineare in campo dinamico è necessario utilizzare un modello non lineare per descrivere la risposta della struttura e degli accelerogrammi opportunamente selezionati. In particolare, le NTC08 (2008) prevedono le seguenti tipologie di accelerogrammi: naturali, artificiali e generati. I risultati numerici che vengono mostrati nel presente capitolo sono stati ottenuti considerando un input sismico registrato (naturale). Le NTC08 (2008) prescrivono che l'uso di accelerogrammi registrati (naturali) è ammesso, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito. Inoltre, gli accelerogrammi registrati devono essere selezionati e scalati in modo da approssimare gli spettri di risposta nel campo di periodi di interesse per il problema in esame. In sostanza, i terremoti registrati devono soddisfare il requisito della spettro-compatibilità. Tale requisito prevede che lo spettro di risposta del terremoto sia coerente con lo spettro di risposta elastico (Iervolino et al., 2009). Nel dettaglio, la coerenza si verifica in termini di ordinata spettrale media; essa non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% ed uno in eccesso superiore al 30% rispetto alla corrispondente ordinata dello spettro elastico, in alcun punto dell'intervallo di periodi considerato; a titolo di esempio, l'intervallo di periodi in cui bisogna garantire la spettro-compatibilità, generalmente, è 0.15-4.00 s.

Per le strutture test (strutture intelaiate) è stata adottata una discretizzazione in elementi finiti di trave (o più genericamente di aste), ipotizzando che il singolo elemento presenti una rigidezza assiale (EA) ed una rigidezza flessionale (EI) costanti lungo lo sviluppo dell'elemento stesso. Il numero di elementi finiti considerato per le travi è stato assunto in base alla direzione della componente dominante (orizzontale o verticale) dell'input sismico considerato nell'analisi. Nel dettaglio, nel caso di input sismico con componente orizzontale dominante è stato considerato un unico elemento finito per ciascuna trave, mentre nel caso di input sismico con componente verticale dominante, ciascuna trave è stata discretizzata in quattro elementi (di uguale lunghezza). Inoltre, con lo scopo di tener conto delle deformazioni plastiche lungo le travi sono state considerate delle masse concentrate (modello a plasticità concentrata) in corrispondenza delle sezioni di estremità di ciascuna trave (input sismico con componente orizzontale dominante) oppure in corrispondenza delle sezioni di estremità, a un quarto e tre quarti della luce della campata e di mezzera (input sismico con componente verticale dominante).

La matrice di smorzamento $[C]$ della sovrastruttura è ottenuta dalla combinazione lineare delle matrici di massa $[M]$ e rigidità $[K]$, facendo riferimento all'ipotesi di Rayleigh, considerando un fattore di smorzamento viscoso equivalente (Makris e Chang, 2000) pari al 2% sia in direzione orizzontale ($\zeta_{s,H}$) che verticale ($\zeta_{s,V}$). La determinazione della matrice di smorzamento dipende, anch'essa, dalla direzione della componente dominante dell'input sismico considerato nell'analisi. Nel dettaglio, nel caso di input sismico con componente orizzontale dominante viene considerato il periodo fondamentale di vibrazione relativo ai primi due modi di vibrare in direzione orizzontale ($T_{I,H1}$ e $T_{I,H2}$), mentre nel caso di input sismico con componente verticale dominante viene considerato il periodo fondamentale di vibrazione relativo ai primi due modi di vibrare in direzione orizzontale ($T_{I,H}$) e verticale ($T_{I,V}$), rispettivamente.

Il passo assunto nell'integrazione dell'equazione del moto deve essere minore, o al limite uguale, al passo di campionamento dell'accelerogramma ed il suo valore, generalmente, viene assunto in base alla direzione della componente dominante (orizzontale o verticale) dell'input sismico considerato nell'analisi. Per indagare l'effetto dell'input sismico con componente orizzontale dominante può essere assunto un passo d'integrazione dell'ordine di un duecentesimo di secondo (0.005 s), mentre nel caso di input sismico con componente verticale dominante si può adottare, convenientemente, un passo d'integrazione dell'ordine di un millesimo di secondo (0.001 s).

Infine, per gli elementi del telaio in calcestruzzo armato è considerato un modello che consiste nel comportamento elasto-plastico perfetto del materiale esteso a casistiche in cui il legame sforzi-deformazioni sia schematizzabile come legge multi-lineare. In particolare, assumendo un rapporto di incrudimento (H_R) nullo si ottiene un modello di tipo elasto-plastico perfetto. D'altra parte, il rapporto di smorzamento H_R , generalmente, viene assunto tra l'1% ed il 5%, ottenendo un modello a componenti in parallelo: una a comportamento elasto-plastico perfetto e l'altra indefinitamente elastica.

5.3.1 STRUTTURE ISOLATE SISMICAMENTE ALLA BASE

In questo paragrafo vengono riportati i dati principali dei terremoti considerati come input sismico e i risultati numerici ottenuti dall'analisi dinamica non lineare condotta per calcolare la risposta sismica non lineare delle strutture test isolate dal sisma alla base (descritte al § 4.2). In particolare, sono stati investigati gli effetti dell'azione sismica sulla sovrastruttura in c.a. delle strutture test considerate, per le quali sono state condotte delle analisi dinamiche incrementali non lineari (Mazza e Alesina, 2015a; 2015b; 2016a). Nel dettaglio, sono state considerate differenti condizioni di sito/classi di sottosuolo e sono stati indagati i seguenti effetti: componente verticale dell'input sismico considerato, rapporto di rigidità nominale (α_{K0}) del sistema d'isolamento alla base, scenario d'incendio e classe di resistenza al fuoco. Per semplicità, i telai piani orientati lungo la direzione y (Figura 4.1a, § 4.2) sono stati assunti come schema di riferimento nell'analisi. Inoltre, con lo scopo di tener conto delle deformazioni plastiche lungo le travi, ciascuna di esse è stata discretizzata in quattro elementi, di uguale lunghezza, considerando delle masse concentrate in corrispondenza delle sezioni di estremità, a un quarto e tre quarti della luce della campata e di mezzera (Figura 4.1b, § 4.2).

5.3.1.1 INPUT SISMICO

Con la finalità di studiare gli effetti delle condizioni di sito sulla risposta non lineare delle strutture test isolate alla base (§ 4.2) e danneggiate dall'azione del fuoco, sono state considerate le componenti orizzontali e verticale di terremoti registrati in prossimità di faglia, ossia near-fault, e per diverse classi di sottosuolo (Mazza e Alesina, 2016a). Due terremoti near-fault, ciascuno dei quali registrato su quattro stazioni caratterizzate da diverse velocità delle onde di taglio (Ruiz-García e Miranda, 2003) del sottosuolo (roccia, terreno rigido, mediamente denso e deformabile), sono stati selezionati nel database PEER (2014). Gli impulsi orizzontali di lunga durata dovuti agli effetti fling-step e forward-directivity (Kalkan e Kunnath, 2008) caratterizzano i terremoti verificatisi in Taiwan (Chi-Chi, 1999) e in California (Northridge, 1994), rispettivamente. In particolare, l'effetto forward-directivity è caratterizzato da impulsi bilaterali di velocità di breve durata e grande ampiezza, principalmente, nella direzione orizzontale normale alla faglia; d'altra parte, l'effetto fling-step è associato allo spostamento permanente che si verifica attraverso una faglia attiva e, generalmente, presenta impulsi unilaterali di velocità nella direzione parallela di scorrimento (Bray e Rodriguez-Marek, 2004; Bray et al., 2009). In Tabella 5.4 vengono mostrati i dati principali dei terremoti near-fault selezionati: stazione di registrazione; orientazione delle componenti orizzontali ($\alpha_{H,1}$ e $\alpha_{H,2}$), valutata in senso orario a partire da nord; picco di accelerazione al suolo per le due componenti orizzontali (PGA_{H1} e PGA_{H2}) e per la componente verticale (PGA_V); massimo valore del rapporto di picco d'accelerazione $\alpha_{PGA,max}(=PGA_V/PGA_{H,min})$.

Tabella 5.4 – Dati principali dei terremoti near-fault considerati come input sismico nell'analisi dinamica non lineare delle strutture test (dimensioni in ° e g).

Terremoto	Stazione	$\alpha_{H,1}$	$\alpha_{H,2}$	PGA_{H1}	PGA_{H2}	PGA_V	$\alpha_{PGA,max}$
Chi-Chi	TCU102	90	0	0.30	0.17	0.18	0.58
Chi-Chi	TCU082	90	0	0.23	0.19	0.13	0.62
Chi-Chi	TCU051	90	0	0.16	0.24	0.11	0.66
Chi-Chi	CHY101	90	0	0.34	0.40	0.17	0.43
Northridge	Pacoima Dam	104	194	1.58	1.29	1.23	0.90
Northridge	Sepulveda Va. Hosp.	270	360	0.75	0.93	0.32	0.42
Northridge	Newhall W Pico Canyon	46	316	0.42	0.36	0.30	0.71
Northridge	Sylmar Converter Sta.	52	142	0.62	0.92	0.60	0.95

Per ogni terremoto, le storie temporali delle componenti orizzontali di accelerazione ($a_{g,H1}(t)$ e $a_{g,H2}(t)$) sono state proiettate lungo la direzione di massimo impulso ($a_{g,sp}(t)$), la cui orientazione valutata in senso orario a partire da nord (ϕ_{max}) è disponibile in PCfNW2 (2012). L'accelerazione risultante dalla proiezione è calcolata mediante l'equazione (5.2).

$$a_{g,sp}(t) = a_{g,H1}(t) \cdot \cos(\phi_{max} - \alpha_{H,1}) + a_{g,H2}(t) \cdot \cos(\phi_{max} - \alpha_{H,2}) \quad (5.2)$$

In Tabella 5.5 vengono riportati i parametri principali dell'impulso orizzontale più forte dei terremoti selezionati: stazione di registrazione; classe di sottosuolo; velocità

delle onde di taglio nei 30 metri più superficiali di sottosuolo ($V_{s,30}$); minima distanza dalla faglia (Δ); magnitudo (M_w); periodo dell'impulso di velocità (T_p); orientazione del massimo impulso (ϕ_{max}).

Tabella 5.5 – Parametri principali degli impulsi orizzontali più forti dei terremoti near-fault selezionati (dimensioni in m/s, km, s e °).

Stazione	Sottosuolo	$V_{s,30}$	Δ	M_w	T_p	ϕ_{max}
TCU102	Roccioso (A)	714	1.50	7.6	9.63	76
TCU082	Rigido (B)	473	5.20	7.6	8.10	85
TCU051	Medio (C)	342	7.60	7.6	10.38	100
CHY101	Deformabile (D)	259	9.90	7.6	5.34	6
Pacoima Dam	Roccioso (A)	2016	7.00	6.7	0.84	41
Sepulveda Va. Hosp.	Rigido (B)	380	8.40	6.7	0.93	271
Newhall W Pico Canyon	Medio (C)	286	5.50	6.7	2.98	34
Sylmar Converter Sta.	Deformabile (D)	251	5.40	6.7	2.98	63

I corrispondenti spettri di risposta elastici in velocità (ottenuti per mezzo del software Seismospect, 2016), per la componente-impulso orizzontale più forte ($S_{v,H}$) e per la componente verticale ($S_{v,V}$) sono mostrati in Figura 5.7, assumendo un fattore di smorzamento viscoso equivalente pari al 5% sia in direzione orizzontale (ζ_H) che verticale (ζ_V). Tali spettri di risposta sono confrontati con i corrispondenti spettri di risposta delle NTC08 (2008), considerando una regione ad alto rischio sismico e quattro classi di sottosuolo (classi A, B, C e D previste dal codice sismico Italiano). È interessante notare che, nell'intervallo dei periodi di vibrazione piuttosto lunghi ($T \geq 2.50$ s), corrispondente alle strutture isolate alla base, i valori di $S_{v,H}$ per i terremoti di Chi-Chi e Northridge sono, generalmente, maggiori in confronto a quelli corrispondenti ai valori di progetto delle NTC08 (2008), per tutte le condizioni di sito esaminate. Inoltre, i valori spettrali maggiori sono ottenuti per la componente verticale dei terremoti di Northridge, almeno per valori bassi del periodo di vibrazione ($T=0.05-0.125$ s) corrispondenti all'intervallo di rapporti di rigidità nominale considerato per le strutture test isolate alla base ($\alpha_{K0}=400-2400$).

La scelta di un'opportuna misura d'intensità sismica, per tener conto del potenziale danno strutturale dovuto ai terremoti near-fault, è essenziale per scalare, accuratamente, gli accelerogrammi reali selezionati. A tal fine, può essere spesso fuorviante riferirsi al picco di accelerazione al suolo (PGA) e all'accelerazione spettrale associata al periodo fondamentale di vibrazione della struttura ($S_a(T_f)$), poiché questi parametri non tengono conto dell'elongazione del periodo di vibrazione, che si verifica quando la struttura entra in campo plastico, e non considerano l'influenza dei modi di vibrare superiori. Le misure d'intensità disponibili in letteratura sono classificate, approssimativamente, in due categorie (Kalkan e Chopra, 2010; Mollaioli et al., 2013; Mazza e Labernarda, 2017): misure d'intensità non specifiche della struttura, calcolate direttamente dalla storia temporale del terremoto; misure d'intensità specifiche della struttura, ottenute dallo spettro di risposta del terremoto, in funzione del periodo di vibrazione della struttura. Tra queste, l'intensità modificata dello spettro in velocità (Modified Velocity Spectrum Intensity, $MVSI$, espressione (5.3)), ottenuta dall'integrazione degli spettri di risposta

elastici in velocità in un preciso intervallo di periodi di vibrazione (Mollaioli et al., 2013), ed il corrispondente fattore di scala (SF_{MVSI} , espressione (5.4)), in cui gli accelerogrammi reali selezionati sono normalizzati rispetto a quelli delle NTC08 (2008), rappresentano un approccio facile ed effettivo per tener conto dei modi di vibrare superiori e dell'elongazione (dovuta al danneggiamento) dei periodi di vibrazione.

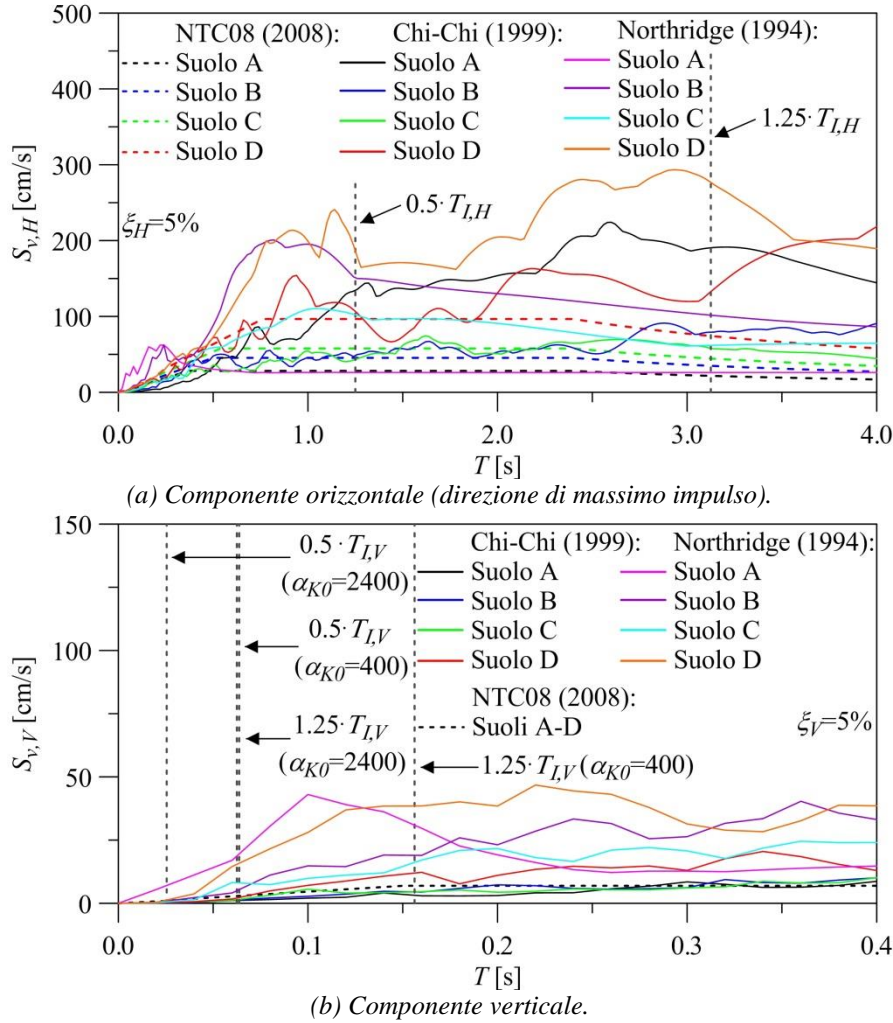


Figura 5.7 – Spettri di risposta elastici in velocità dei terremoti near-fault selezionati.

$$MVSI = \int_{0.5T}^{1.25T} S_v(T, \xi) \cdot dT \quad (5.3)$$

$$SF_{MVSI} = \frac{\int_{0.5T}^{1.25T} S_{v,NF}(T, \xi) \cdot dT}{\int_{0.5T}^{1.25T} S_{v,NTC08}(T, \xi) \cdot dT} \quad (5.4)$$

In Tabella 5.6 vengono riportati i fattori di scala usati per normalizzare le componenti orizzontali e verticali dei terremoti selezionati. In conformità con la capacità di predire la risposta sismica delle strutture isolate alla base, la normalizzazione dei

terremoti near-fault selezionati è, generalmente, condotta scalando (attraverso l'espressione (5.5)) i loro valori di picco di accelerazione al suolo (PGA) con riferimento ai fattori di scala SF_{MVSI} .

Tabella 5.6 – Misure di intensità sismica dei terremoti near-fault selezionati.

Stazione	Sottosuolo	$SF_{MVSI,H}$	$SF_{MVSI,V}$	
			$\alpha_{KO}=400$	$\alpha_{KO}=2400$
TCU102	Roccioso (A)	6.38	0.45	0.25
TCU082	Rigido (B)	1.44	0.61	0.25
TCU051	Medio (C)	1.12	0.75	0.30
CHY101	Deformabile (D)	1.34	1.45	0.39
Pacoima Dam	Roccioso (A)	0.97	6.49	5.56
Sepulveda Va. Hosp.	Rigido (B)	2.92	2.68	1.11
Newhall W Pico Canyon	Medio (C)	1.51	2.00	1.40
Sylmar Converter Sta.	Deformabile (D)	2.49	5.71	2.77

$$PGA_S = PGA / SF_{MVSI} \quad (5.5)$$

Infine, l'alta frequenza della componente verticale dei terremoti near-fault può essere caratterizzata da valori piuttosto alti del rapporto di picco d'accelerazione $\alpha_{PGA,max}(=PGA_V / PGA_{H,min})$, definito dal rapporto tra il picco di accelerazione verticale (PGA_V) e il picco di accelerazione orizzontale minimo ($PGA_{H,min}$). Tuttavia, è interessante notare che questo parametro non è adeguato per rappresentare accuratamente il potenziale danno strutturale dovuto alla componente verticale dei terremoti di Northridge, a differenza della più efficace misura d'intensità sismica $SF_{MVSI,V}$ mostrata in Tabella 5.6.

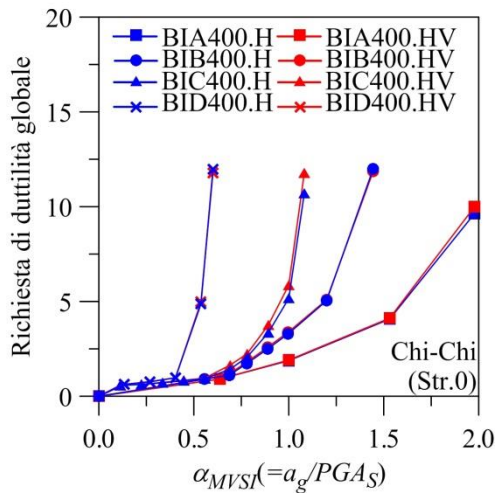
5.3.1.2 EFFETTI DELL'AZIONE SISMICA SULLA SOVRASTRUTTURA IN C.A.

La risposta dinamica non lineare della sovrastruttura in c.a. delle strutture test isolate alla base (§ 4.2), danneggiate dall'azione del fuoco, è studiata sotto l'effetto della componente orizzontale, proiettata nella direzione di massimo impulso osservata, e della componente verticale dei terremoti registrati in prossimità di faglia (near-fault) e su differenti classi di sottosuolo (roccia, terreno rigido, mediamente denso e deformabile): Chi-Chi (1999) e Northridge (1994). L'analisi dinamica incrementale (Mazza e Alesina, 2015a; 2015b; 2016a) delle strutture test è stata condotta attraverso una serie di analisi dinamiche non lineari considerando come input sismico i suddetti terremoti, scalati a un sottomultiplo (a_g) del corrispondente valore di picco scalato (PGA_S) valutato in conformità con la misura d'intensità sismica $MVSI$ ($\alpha_{MVSI}=a_g \cdot SF_{MVSI}/PGA$). L'analisi dinamica incrementale è stata interrotta una volta raggiunto il valore di α_{MVSI} corrispondente al valore di picco del terremoto non scalato (PGA) oppure una volta raggiunto lo stato limite della struttura isolata alla base. Il danno locale subito dagli elementi dei telai in c.a. è valutato considerando la richiesta di duttilità ultima calcolata in termini di curvatura (§ 4.2.5). Le condizioni plastiche sono controllate nelle sezioni

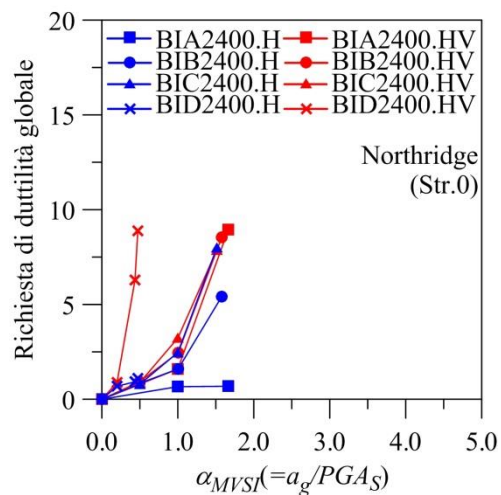
potenzialmente critiche delle travi (sezioni d'estremità, sezioni a un quarto e tre quarti della luce della campata e sezioni di mezzera) e dei pilastri (sezioni d'estremità). Il danno locale subito dagli isolatori HDRB è valutato in termini di: deformazione di taglio totale (γ_{tot}); deformazione di taglio dovuta allo spostamento sismico (γ_s); rapporto tra il massimo carico assiale di compressione ed il carico critico $(P_c/P_{cr})_{max}$; rapporto tra la tensione di trazione agente e la tensione ultima $(\sigma_t/\sigma_{tu})_{max}$.

5.3.1.2.1 EFFETTI DELLA COMPONENTE VERTICALE DELL'INPUT SISMICO

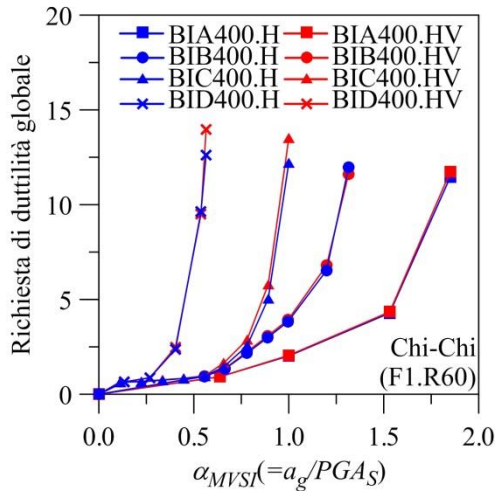
Con lo scopo di evidenziare gli effetti della componente verticale dei terremoti near-fault (Papazoglou e Elnashai, 1996; Elgamal e He, 2004; Mazza e Vulcano, 2004a) sulla risposta sismica delle strutture test isolate alla base (§ 4.2), l'indagine numerica è stata condotta con riferimento ai casi in cui la componente orizzontale dell'input sismico agisce: (1) sola, per le strutture test BI.H; (2) contemporaneamente con la corrispondente componente verticale, per le strutture test BI.HV (Mazza e Vulcano, 2012; Mazza e Alesina, 2016a). Nel dettaglio, in Figura 5.8 vengono mostrati i valori massimi globali della richiesta di duttilità, per valori crescenti del rapporto di accelerazione adimensionalizzata $\alpha_{MVS} (=a_g/PGA_s)$, della sovrastruttura in c.a. delle strutture test isolate alla base (progettate per differenti classi di sottosuolo: A, B, C e D), soggette ai terremoti di Chi-Chi (Figura 5.8a,c,e) e Northridge (Figura 5.8b,d,f) registrati su quattro tipologie di sottosuolo. Le strutture test sono state analizzate nelle seguenti condizioni: (1) condizione pre-incendio (Str.0, Figura 5.8a,b); dopo un'esposizione all'azione del fuoco (§ 4.2.4, Figura 4.6) di durata pari a 60 minuti (R60), nell'ipotesi d'incendio al primo livello (F1.R60, Figura 5.8c,d), ai primi due livelli (F1/2.R60, Figura 5.8e) e al quinto livello (F5.R60, Figura 5.8f). I risultati ottenuti per i terremoti di Chi-Chi mostrano che la risposta della sovrastruttura è praticamente indipendente dalla componente verticale del moto (in tutte le condizioni analizzate e riportate di seguito) quando il rapporto di rigidità nominale degli isolatori HDRB è assunto pari a $\alpha_{KO}=400$ (Figura 5.8a,c,e). Al contrario, i risultati ottenuti per i terremoti di Northridge mostrano valori più alti della richiesta di duttilità per $\alpha_{KO}=2400$ (Mazza e Alesina, 2015b) quando viene considerata anche la componente verticale del moto (Figura 5.8b,d,f), soprattutto nel caso in cui il compartimento è confinato all'interno dell'area del quinto livello (F5.R60, Figura 5.8f). Questo comportamento è confermato dai valori del fattore di scala $SF_{MVS,V}$, che risultano maggiori per i terremoti di Northridge in confronto ai terremoti di Chi-Chi (Tabella 5.6). Inoltre, è interessante notare che per la struttura BI400, soggetta alle componenti orizzontale e verticale dei terremoti di Chi-Chi (per tutte le classi di sottosuolo considerate: A-D), sono state ottenute delle curve simili per i casi in cui il compartimento è confinato all'interno dell'area del primo livello (F1.R60, Figura 5.8c) e dei primi due livelli (F1/2.R60, Figura 5.8e) delle strutture test. Infine, per quanto riguarda gli effetti delle condizioni di sito in aree vicino faglia (Foti, 2014) sulla risposta non lineare di strutture isolate alla base e danneggiate dall'azione del fuoco, il danno strutturale mostrato in Figura 5.8 conferma un peggioramento, nei siti con suolo (soprattutto per la classe di sottosuolo D: terreno deformabile) in confronto a quelli con roccia (classe di sottosuolo A), dovuto all'amplificazione del moto del terreno.



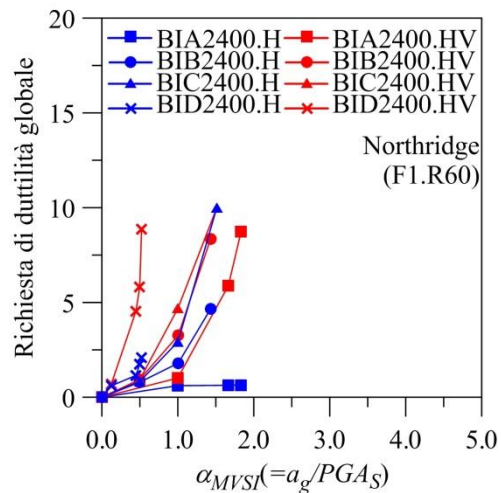
(a) Terremoto di Chi-Chi (Str.0).



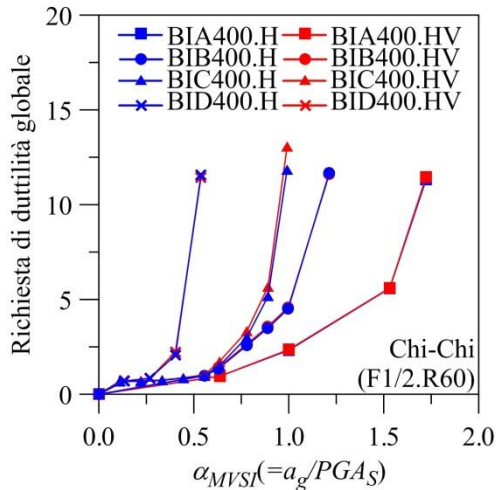
(b) Terremoto di Northridge (Str.0).



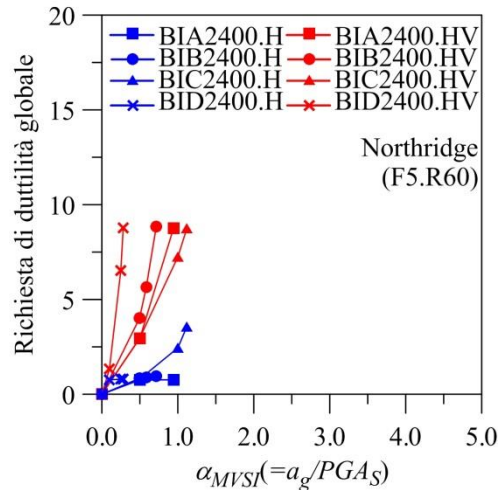
(c) Terremoto di Chi-Chi (F1.R60).



(d) Terremoto di Northridge (F1.R60).



(e) Terremoto di Chi-Chi (F1/2.R60).



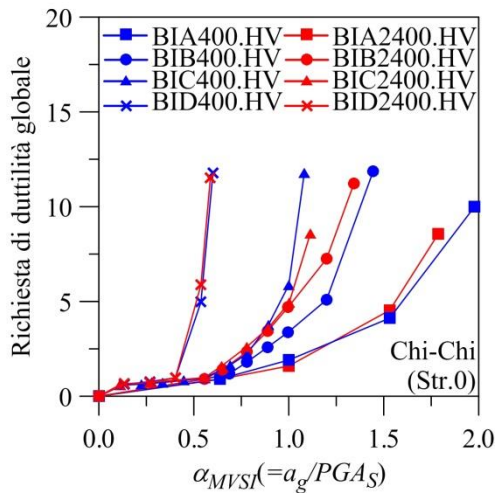
(f) Terremoto di Northridge (F5.R60).

Figura 5.8 – Effetti della componente verticale dell'input sismico sulla risposta sismica non lineare globale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test soggette ai terremoti di Chi-Chi e Northridge registrati su differenti classi di sottosuolo.

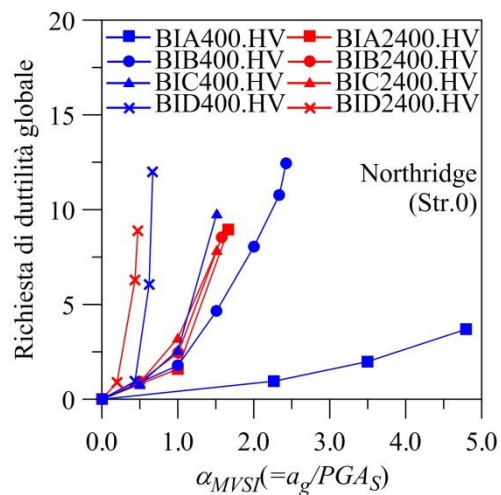
5.3.1.2.2 EFFETTI DEL RAPPORTO DI RIGIDEZZA NOMINALE DEL SISTEMA D'ISOLAMENTO SISMICO

Con l'obiettivo di analizzare gli effetti del rapporto di rigidezza nominale $\alpha_{K0}(=K_{V0}/K_{H0})$ (Mazza e Vulcano, 2012) del sistema d'isolamento (costituito da isolatori con gomma ad alto smorzamento HDRB) delle strutture test isolate alla base (§ 4.2), l'indagine numerica è stata condotta considerando diversi valori del rapporto tra la rigidezza verticale (K_{V0}) e quella orizzontale (K_{H0}) del sistema d'isolamento (Mazza e Alesina, 2016a). In particolare, è stato considerato un valore piuttosto basso, pari a 400 (struttura test BI400), uno intermedio, pari a 800 (struttura test BI800) ed, infine, uno abbastanza alto, pari a 2400 (struttura test BI2400). L'analisi dinamica non lineare è stata condotta considerando la componente orizzontale, dell'input sismico definito al § 5.3.1.1, agente contemporaneamente con la corrispondente componente verticale (strutture test BI.HV). In Figura 5.9 vengono mostrati risultati numerici analoghi a quelli mostrati in Figura 5.8, confrontando la risposta non lineare delle strutture test BI400 e BI2400 soggette ai terremoti di Chi-Chi (Figura 5.9a,c,e) e Northridge (Figura 5.9b,d,f) nelle seguenti condizioni: pre-incendio (Figura 5.9a,b), dopo un'esposizione all'azione del fuoco (§ 4.2.4, Figura 4.6) di durata pari a 60 minuti (R60), nell'ipotesi d'incendio al primo livello (F1.R60, Figura 5.9c,d), ai primi due livelli (F1/2.R60, Figura 5.9e) e al quinto livello (F5.R60, Figura 5.9f). È interessante notare che l'effetto di ribaltamento dovuto alla componente orizzontale dei terremoti di Chi-Chi e ancora di più la componente verticale dei terremoti di Northridge implica una maggiore amplificazione della richiesta di duttilità per la struttura test BI2400 in confronto alla struttura test BI400. Inoltre, un danno strutturale crescente dovuto all'effetto di risonanza, quando i periodi di vibrazione predominanti del sito e della struttura sono vicini, può essere trovato passando dal sito roccioso al sito con suolo. In particolare, l'analisi dinamica incrementale della struttura test BI2400 è interrotta per valori del rapporto α_{MVS1} pari a 1.79 e 1.67, nel caso di classe di sottosuolo A, e 0.59 e 0.47, nel caso di classe di sottosuolo D, per effetto dei terremoti di Chi-Chi e Northridge, rispettivamente.

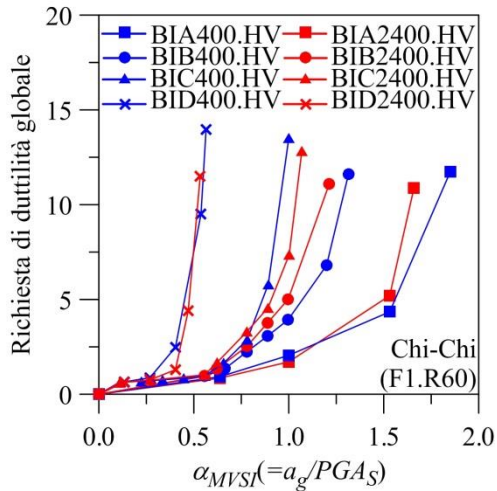
Nel dettaglio, per tutte le classi di sottosuolo esaminate, l'analisi dinamica incrementale della struttura test BI2400 è interrotta per valori paragonabili di α_{MVS1} per gli scenari d'incendio F1.R60 e F1/2.R60 quando l'input sismico è rappresentato dai terremoti di Chi-Chi. Al contrario, quando l'input sismico è rappresentato dai terremoti di Northridge e l'incendio è localizzato al primo (F1.R60) ed al quinto livello (F5.R60) della struttura test BI2400, si ottiene un intervallo differente di valori del rapporto adimensionalizzato di accelerazione ($\Delta\alpha_{MVS1}$) considerando diverse classi di sottosuolo: $\Delta\alpha_{MVS1}=1.31$ per lo scenario d'incendio F1.R60 (Figura 5.9d) e $\Delta\alpha_{MVS1}=0.66$ per lo scenario d'incendio F5.R60 (Figura 5.9f). Infine, in Figura 5.10 viene mostrato l'effetto del rapporto di rigidezza nominale sulla distribuzione del danno locale, rappresentato dalla richiesta di duttilità delle travi interne delle strutture test BI400 ($\alpha_{K0}=400$), BI800 ($\alpha_{K0}=800$) e BI2400 ($\alpha_{K0}=2400$), considerando i terremoti di Chi-Chi (Figura 5.10a,b) e Northridge (Figura 5.10c,d), registrati per le classi di sottosuolo A e D, e assumendo due scenari d'incendio (F1 e F5) corrispondenti ad un'esposizione all'azione del fuoco con durata pari a 60 minuti (R60).



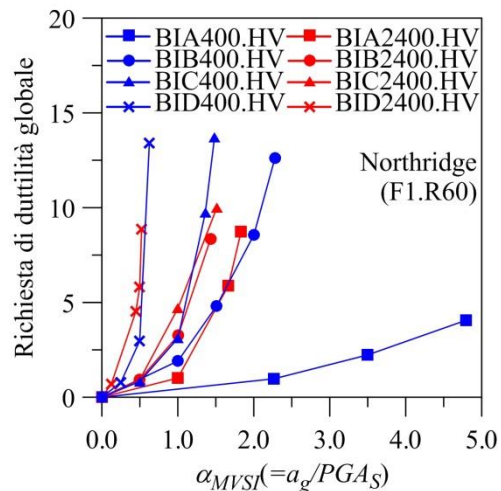
(a) Terremoto di Chi-Chi (Str.0).



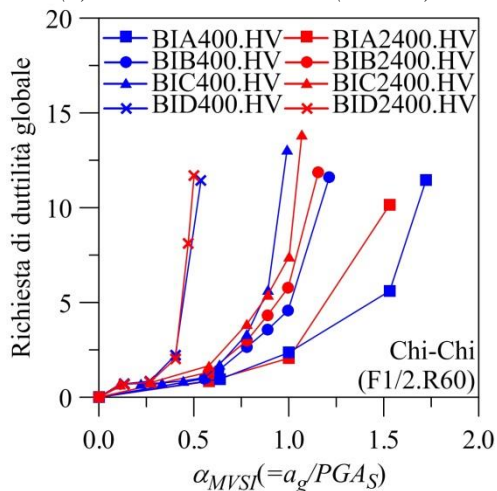
(b) Terremoto di Northridge (Str.0).



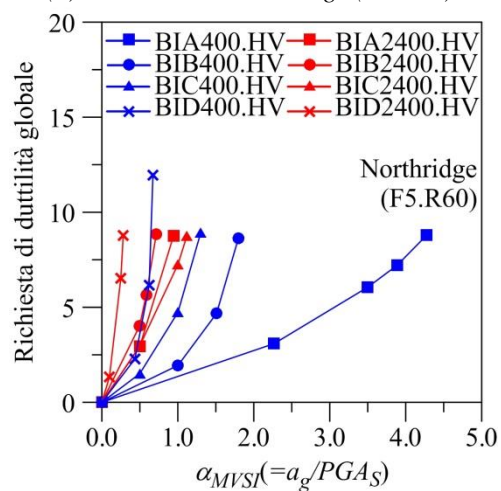
(c) Terremoto di Chi-Chi (F1.R60).



(d) Terremoto di Northridge (F1.R60).



(e) Terremoto di Chi-Chi (F1/2.R60).



(f) Terremoto di Northridge (F5.R60).

Figura 5.9 – Effetti del rapporto di rigidezza nominale del sistema d'isolamento sulla risposta sismica non lineare globale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test soggette ai terremoti di Chi-Chi e Northridge registrati su differenti classi di sottosuolo.

Come può essere osservato, le strutture test BIA800.HV (Figura 5.10a,c) e BID800.HV (Figura 5.10b,d) esibiscono un comportamento intermedio evidenziando, in tutti i casi analizzati (sezioni d'estremità delle travi: Figura 5.10a,b; sezioni di mezzeria delle travi: Figura 5.10c,d), dei valori della richiesta di duttilità compresi tra quelli ottenuti considerando i valori estremi del rapporto di rigidezza nominale ($\alpha_{k0}=400$ e 2400). Inoltre, è interessante notare che l'effetto dei terremoti di Chi-Chi (TCU102: registrato su classe di sottosuolo A; CHY101: registrato su classe di sottosuolo D), caratterizzati da componenti orizzontali dominanti su quella verticale, consiste in un danno locale con valori più marcati ai piani inferiori delle strutture test (Alavi e Krawinkler, 2001; Mazza e Alesina, 2015a). D'altra parte, i terremoti di Northridge (Pacoima Dam: registrato su classe di sottosuolo A; Sylmar Converter Station: registrato su classe di sottosuolo D), caratterizzati da una componente verticale significativa, producono un danno locale concentrato ai piani superiori delle strutture test analizzate e in particolar modo nelle sezioni di mezzeria delle travi (Mazza e Alesina, 2015b).

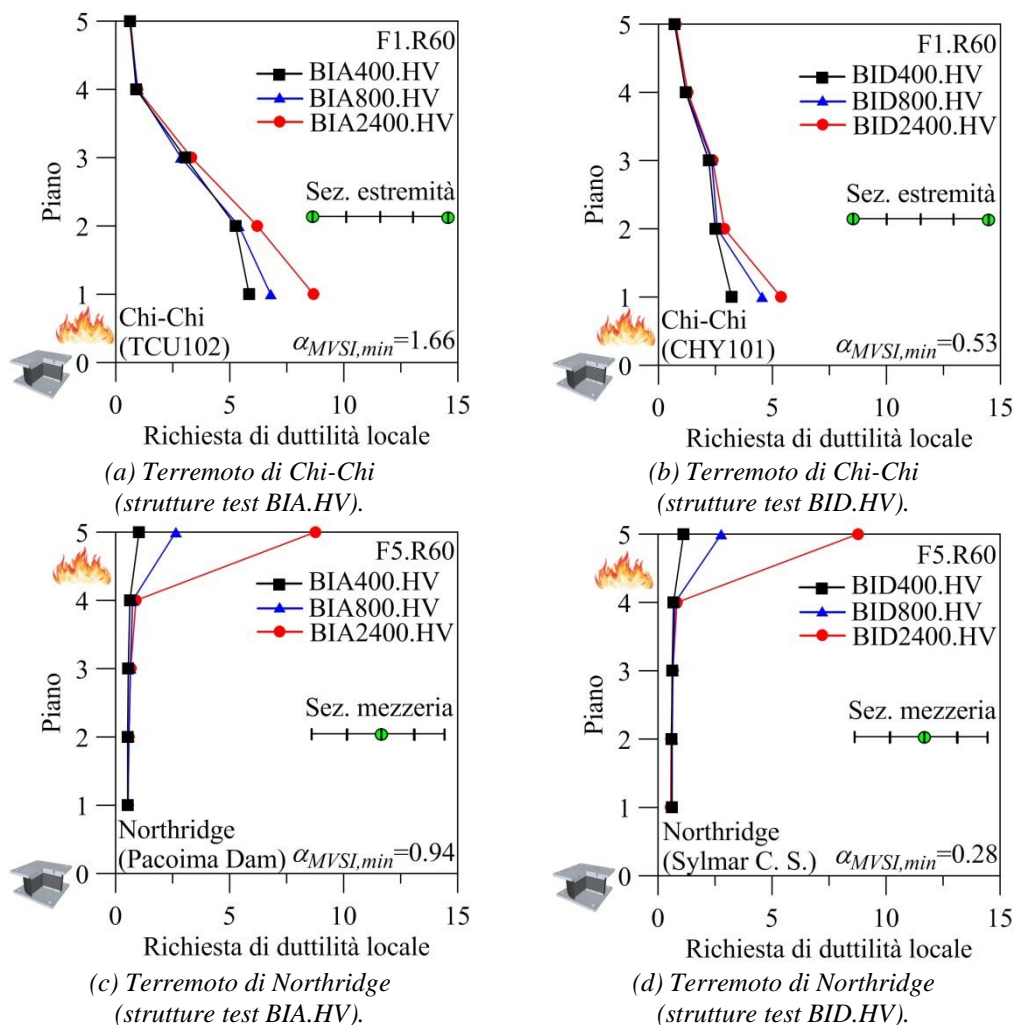


Figura 5.10 – Effetti del rapporto di rigidezza nominale del sistema d'isolamento sulla risposta sismica non lineare locale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test soggette ai terremoti di Chi-Chi e Northridge registrati su differenti classi di sottosuolo.

5.3.1.2.3 EFFETTI DELLO SCENARIO D'INCENDIO E DELLA CLASSE DI RESISTENZA AL FUOCO

Nell'indagine numerica condotta per studiare la risposta sismica non lineare delle strutture test isolate alla base (§ 4.2), è stato investigato anche l'effetto dello scenario d'incendio e della classe di resistenza al fuoco (Mazza e Alesina, 2016a). In Figura 5.11 è riportata la massima richiesta di duttilità globale per le strutture test BIA400 (Figura 5.11a) e BID400 (Figura 5.11b), soggette ai terremoti di Chi-Chi, e per le strutture test BIA2400 (Figura 5.11c) e BID2400 (Figura 5.11d), soggette ai terremoti di Northridge. Nello specifico, differenti scenari d'incendio (§ 4.2.4, Figura 4.6) e classi di resistenza al fuoco (§ 4.2.4, Figura 4.7) sono confrontati con la condizione pre-incendio (Str.0), considerando entrambe le componenti dei terremoti near-fault registrati su roccia (Figura 5.11a,c) e terreno deformabile (Figura 5.11b,d). Per un valore piuttosto basso di α_{K0} (ad esempio $\alpha_{K0}=400$) e valori crescenti di α_{MVS} , le strutture isolate alla base e danneggiate dal fuoco esibiscono una richiesta di duttilità paragonabile per gli scenari d'incendio F1 e F1/2 (Figura 5.11a,b).

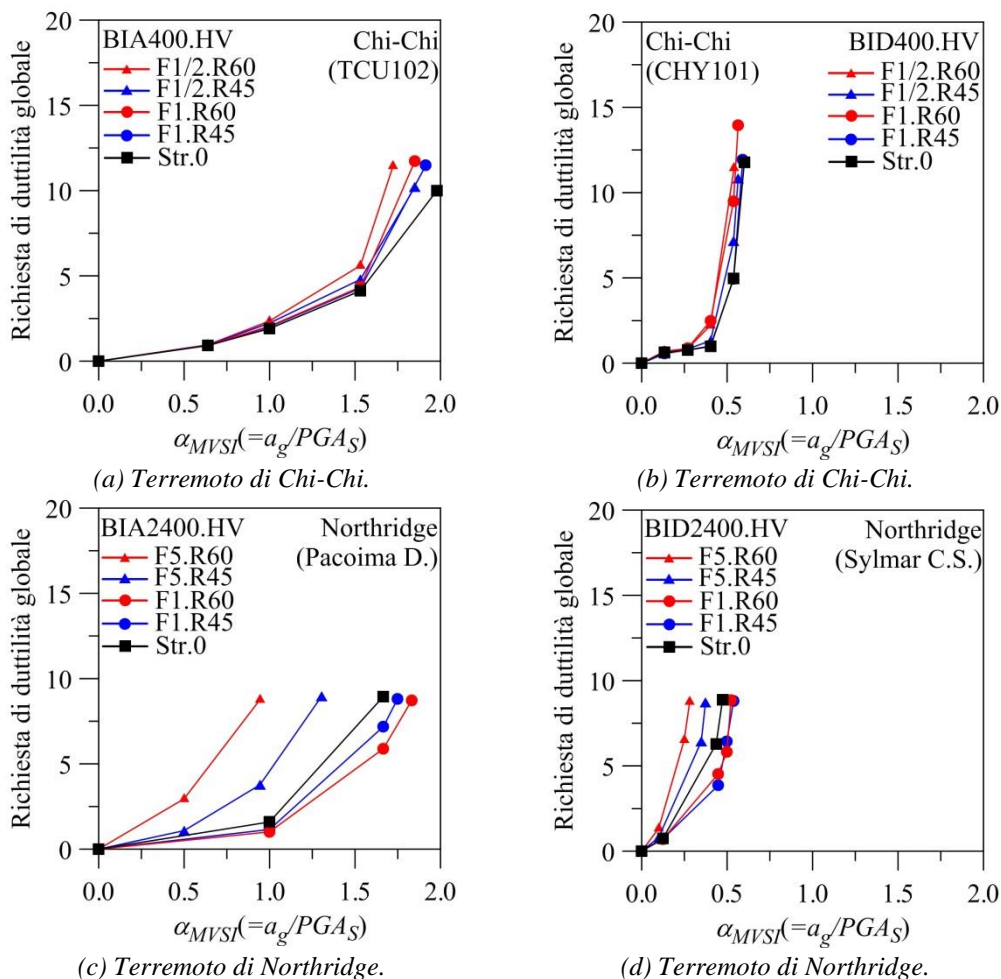


Figura 5.11 – Effetti dello scenario d'incendio e della classe di resistenza al fuoco sulla risposta sismica non lineare globale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test soggette ai terremoti di Chi-Chi e Northridge registrati su differenti classi di sottosuolo.

D'altra parte, un improvviso incremento di richiesta di duttilità è osservato assumendo $\alpha_{K0}=2400$, soprattutto nel caso in cui il compartimento è localizzato al quinto livello (Figura 5.11c,d). È interessante notare che la richiesta di duttilità cresce molto più rapidamente nel caso di esposizione al fuoco per 60 minuti (R60) in confronto al caso di esposizione al fuoco per 45 minuti (R45), specialmente quando l'incendio è limitato al quinto livello (F5), mentre i valori ottenuti per gli scenari F1 e F1/2 sono paragonabili. Infine, in tutti i casi esaminati è possibile osservare un maggior incremento del danno strutturale nel caso di terreno deformabile (classe di sottosuolo D, Figura 5.11b,d) rispetto al caso di roccia (Figura 5.11a,c).

Risultati analoghi ai precedenti mostrano la distribuzione del danno locale con riferimento all'altezza della sovrastruttura delle strutture test. In particolare, in Figura 5.12 viene mostrata la richiesta di duttilità al lato superiore ed al lato inferiore delle sezioni d'estremità (Figura 5.12a,c) e ad un quarto della luce della campata (Figura 5.12b,d), rispettivamente, delle travi delle strutture test BIA- (Figura 5.12a,b) e BID400 (Figura 5.12c,d) soggette ai terremoti di Chi-Chi.

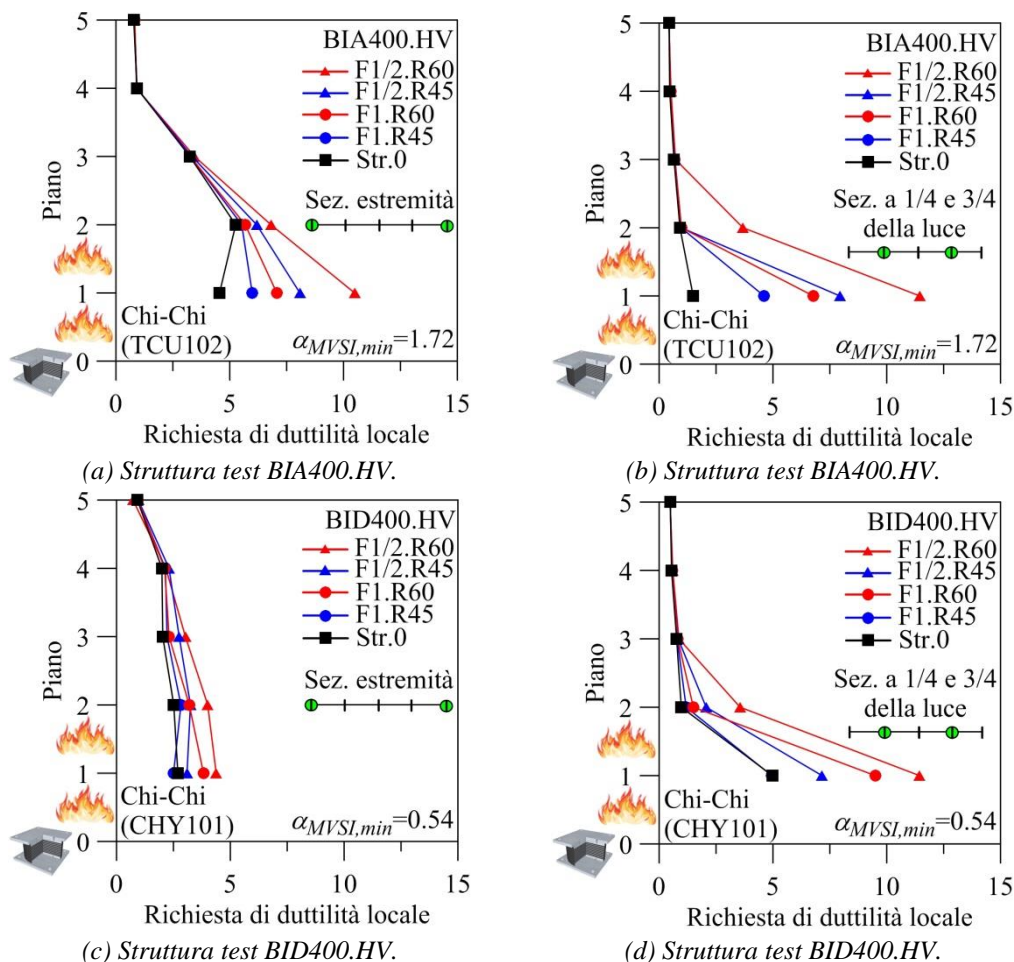


Figura 5.12 – Effetti dello scenario d'incendio e della classe di resistenza al fuoco sulla risposta sismica non lineare locale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test BIA400 soggette al terremoto di Chi-Chi registrato su differenti classi di sottosuolo.

In Figura 5.13 viene mostrata la richiesta di duttilità al lato superiore ed al lato inferiore delle sezioni d'estremità (Figura 5.13a,c) e di mezzeria della campata (Figura 5.13b,d), rispettivamente, delle travi delle strutture test BIA- (Figura 5.13a,b) e BID2400 (Figura 5.13c,d) soggette ai terremoti di Northridge.

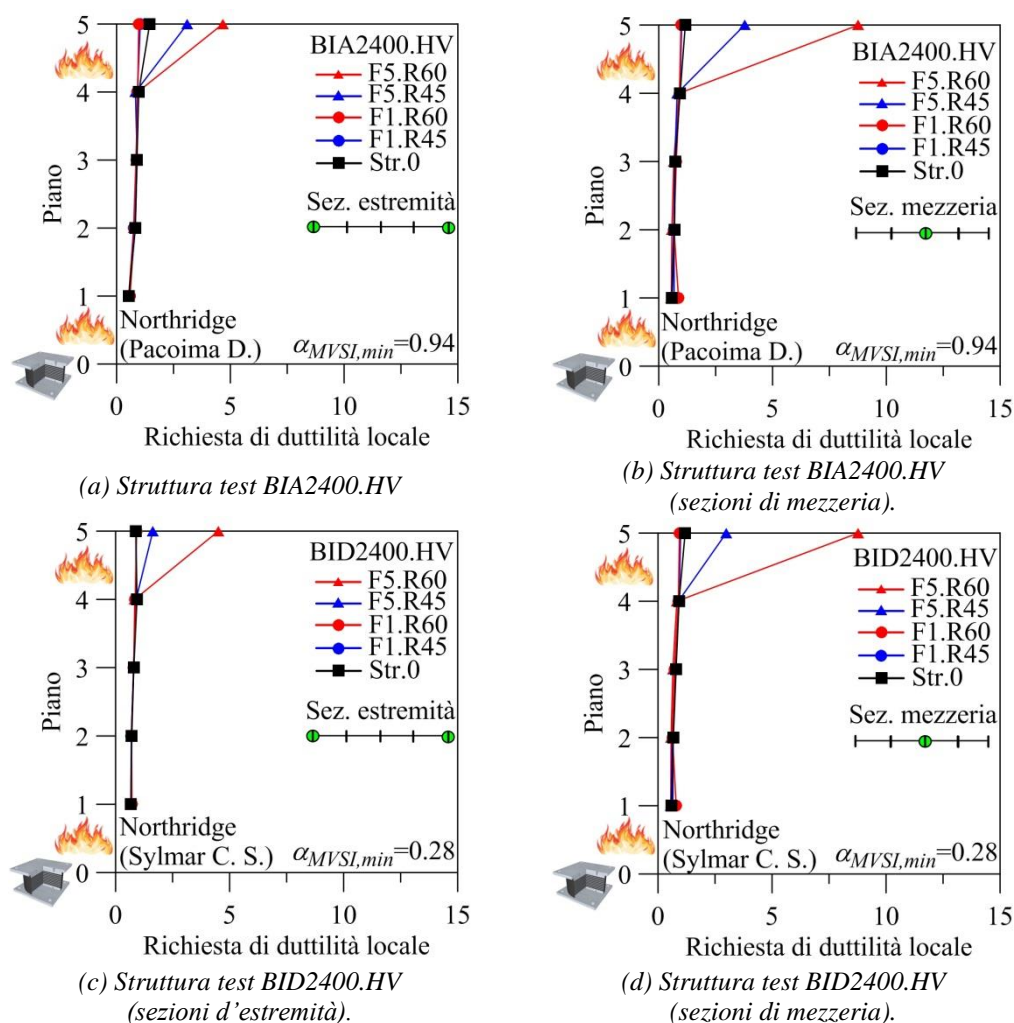


Figura 5.13 – Effetti dello scenario d'incendio e della classe di resistenza al fuoco sulla risposta sismica non lineare locale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test BIA2400 soggette al terremoto di Northridge registrato su differenti classi di sottosuolo.

Nelle figure sopra riportate (Figura 5.12; Figura 5.13) è possibile notare che assumendo dei valori di α_{K0} (400 e 2400) e delle classi di sottosuolo (A e D), tutte le strutture test isolate alla base sono caratterizzate dallo stesso valore di α_{MVSI} (in particolar modo il valore minimo) nel caso in cui differenti scenari d'incendio e classi di resistenza al fuoco vengono confrontati con la condizione pre-incendio (Str.0). Per quanto riguarda questo parametro, può essere osservato che i valori risultanti per la classe di sottosuolo D (0.54 e 0.28 per le stazioni CHY101 e Sylmar Converter Station, rispettivamente) sono molto più bassi in confronto a quelli ottenuti per la classe di sottosuolo A (1.72 e 0.94 per le stazioni TCU102 e Pacoima Dam, rispettivamente). Come può essere notato, la natura del tipo di impulso della componente orizzontale dei terremoti di Chi-Chi può produrre

inaspettate richieste di duttilità specialmente ai piani inferiori (Alavi e Krawinkler, 2001), con un'amplificazione quando il compartimento è localizzato ai suddetti livelli e la classe di resistenza al fuoco coincide con la R60. Inoltre, le sezioni a un quarto della luce della campata (Figura 5.12b,d) subiscono un danno maggiore in confronto alle sezioni d'estremità (Figura 5.12a,c) delle travi delle strutture test BIA- e BID400. D'altra parte, la componente verticale significativa dei terremoti di Northridge può produrre una più marcata amplificazione della risposta strutturale nelle sezioni di mezzeria (Figura 5.13b,d) in confronto a quelle d'estremità (Figura 5.13a,c) delle travi dei piani superiori, soprattutto quando l'incendio si sviluppa ai suddetti livelli (Mazza e Alesina, 2015b).

5.3.2 STRUTTURE ISOLATE SISMICAMENTE IN SOMMITÀ DEI PILASTRI DEL PIANO INTERRATO

In questo paragrafo vengono riportati i dati principali dei terremoti considerati come input sismico e i risultati numerici ottenuti dall'analisi dinamica non lineare condotta per calcolare la risposta sismica delle strutture test isolate in sommità dei pilastri del piano interrato (§ 4.3). In particolare, sono stati investigati gli effetti dell'azione sismica sul sistema d'isolamento e sulla sovrastruttura in c.a. delle strutture test considerate, analizzando i seguenti aspetti: effetti torsionali indotti dal danneggiamento da incendio (Mazza e Alesina, 2016b); effetti della classe di resistenza al fuoco e del grado di ventilazione (Mazza e Alesina, 2017a); studio comparativo tra sistemi costituiti da isolatori elastomerici ad alto smorzamento HDRB e con nucleo di piombo LRB; analisi degli effetti dei terremoti registrati in lontananza (far-fault) ed in prossimità (near-fault) di faglia (Mazza e Alesina, 2017b). Ai fini dell'analisi dinamica non lineare sono stati considerati i seguenti schemi di riferimento: (1) per tener conto del comportamento strutturale spaziale delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7 si è fatto riferimento agli schemi riportati in Figura 4.15a,b (§ 4.3); (2) per tener conto del comportamento strutturale piano delle strutture test SI400, SI800, SI2400, SI.R e SI.LR, si è fatto riferimento ai telai piani orientati lungo la direzione y (Figura 4.15a, § 4.3). Inoltre, per tener conto delle deformazioni plastiche lungo le travi delle strutture test SI400, SI800 e SI2400, ciascuna trave è stata discretizzata in quattro elementi (di uguale lunghezza), considerando delle masse concentrate in corrispondenza delle sezioni: di estremità, a un quarto della luce della campata e di mezzeria (Figura 4.16d, § 4.3). D'altra parte, per le travi delle altre strutture test (SI3, SI5, SI5*, SI7, SI.R e SI.LR) è stato considerato un unico elemento e delle masse concentrate in corrispondenza delle sezioni d'estremità dell'elemento stesso (Figura 4.16a,b,c,e; § 4.3).

5.3.2.1 INPUT SISMICO

La risposta sismica delle strutture test isolate in sommità dei pilastri del piano interrato (§ 4.3), danneggiate dal fuoco, è stata studiata sotto l'effetto di terremoti registrati in prossimità (near-fault) ed in lontananza di faglia (far-fault). Nella selezione dell'input sismico sono state considerate le ipotesi di progetto delle strutture test: (1) classe di sottosuolo C: terreno mediamente denso; (2) regione ad alto rischio sismico.

Per le strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7 (§ 4.3; Mazza e Alesina, 2016b) sono stati considerati sette terremoti near-fault bidirezionali (applicando le due componenti orizzontali), disponibili nel database PEER (2014). I terremoti sono stati normalizzati con riferimento allo spettro delle NTC08 (2008), corrispondente allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), considerando la misura d'intensità sismica $MVSI$ (Modified Velocity Spectrum Intensity, Mollaioli et al., 2013) ed il corrispondente fattore di scala SF_{MVSI} , definiti dalle espressioni (5.3) e (5.4), rispettivamente. I dati principali dei terremoti selezionati, che sono caratterizzati da effetti di tipo fling-step e forward-directivity con forti impulsi di velocità (prevalentemente in direzione orizzontale) di lunga durata (Chioccarelli e Iervolino, 2010), sono mostrati in Tabella 5.7: nazione, terremoto (anno), stazione di registrazione, magnitudo (M_w), minima distanza dalla faglia (Δ), picco di accelerazione al suolo per le due componenti orizzontali (PGA_{H1} e PGA_{H2}), massimo valore del fattore di scala. In Figura 5.14 vengono mostrati gli spettri di risposta elastici in velocità (Seismospect, 2016) dei terremoti selezionati, considerando le due componenti orizzontali (H_1 in Figura 5.14a e H_2 in Figura 5.14b), e delle NTC08 (2008).

Tabella 5.7 – Dati principali dei terremoti near-fault considerati come input sismico nell'analisi dinamica non lineare delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7 (dimensioni in km e g).

Nazione	Terremoto	Stazione	M_w	Δ	PGA_{H1}	PGA_{H2}	SF_{max}
America	Superstition H. (1987)	Parachute	6.5	0.95	0.38	0.43	0.64
Taiwan	Chi-Chi (1999)	TCU065	7.6	0.57	0.58	0.79	0.30
Giappone	Kobe (1995)	Takatori	6.9	1.47	0.62	0.67	0.22
Turchia	Erzincan (1992)	Erzincan	6.7	4.38	0.39	0.50	0.46
America	Parkfield (2004)	Cholame 3W	6.0	3.63	0.33	0.58	1.49
America	North P. S. (1986)	North P.S.	6.1	4.04	0.67	0.69	1.21
Turchia	Duzce (1999)	Bolu	7.1	12.0	0.74	0.81	0.54

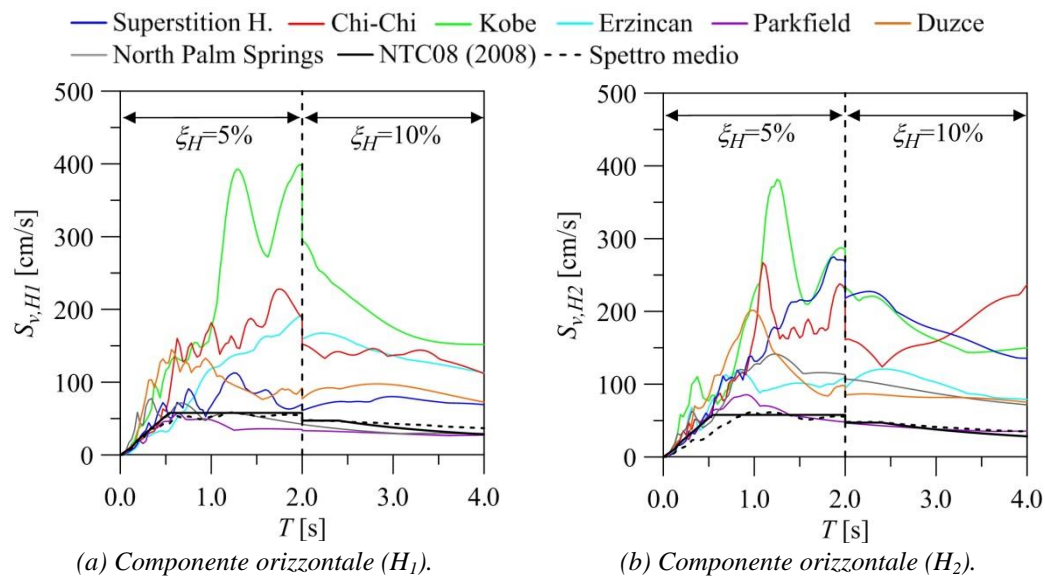


Figura 5.14 – Spettri di risposta elastici in velocità delle componenti orizzontali dei terremoti near-fault selezionati per le strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7.

Per le strutture test SI400, SI800 e SI2400 (§ 4.3; Mazza e Alesina, 2017a) sono stati considerati tre terremoti near-fault, ciascuno dei quali registrato su tre differenti stazioni, disponibili nel database PEER (2014): terremoti di Chi-Chi e di Northridge, caratterizzati da impulsi orizzontali di lunga durata dovuti agli effetti fling-step e forward-directivity (Bray e Rodriguez-Marek, 2004; Bray et al., 2009), rispettivamente, e terremoti di Imperial Valley, caratterizzati da valori piuttosto alti del rapporto di picco d'accelerazione $\alpha_{PGA,max}(=PGA_V/PGA_H)$, definito dal rapporto tra il picco di accelerazione verticale (PGA_V) e il picco di accelerazione orizzontale (PGA_H). Per ciascun terremoto, le storie temporali delle componenti orizzontali di accelerazione sono state proiettate lungo la direzione di massimo impulso, la cui orientazione (ϕ_{max}) è disponibile in PCfNW2 (2012) e l'accelerazione risultante dalla proiezione è calcolata mediante l'equazione (5.2).

I dati principali dei terremoti near-fault, selezionati per le strutture test SI400, SI800 e SI2400, sono riportati in Tabella 5.8: terremoto, nazione, anno, magnitudo (M_w), stazione di registrazione, minima distanza dalla faglia (Δ), picco di accelerazione al suolo della componente orizzontale H_1 (PGA_{H1}), picco di accelerazione al suolo della componente orizzontale H_2 (PGA_{H2}), picco di accelerazione al suolo della componente verticale (PGA_V), rapporto di picco d'accelerazione ($\alpha_{PGA,max}$), orientazione della direzione di massimo impulso delle componenti orizzontali (ϕ_{max}).

Tabella 5.8 – Dati principali dei terremoti near-fault considerati come input sismico nell'analisi dinamica non lineare delle strutture test SI400, SI800 e SI2400 (dimensioni in km, g e °).

Terremoto	Stazione	Δ	PGA_{H1}	PGA_{H2}	PGA_V	$\alpha_{PGA,max}$	ϕ_{max}
Chi-Chi,	TCU051	7.6	0.16	0.24	0.11	0.69	100
Taiwan, 1999	TCU059	17.1	0.16	0.17	0.07	0.44	45
($M_w=7.6$)	TCU065	0.60	0.79	0.58	0.26	0.45	113
Imperial Valley,	El Centro D.A.	5.1	0.35	0.48	0.77	2.20	253
California, 1979	El Centro A. #7	0.6	0.34	0.47	0.58	1.71	56
($M_w=6.5$)	El Centro A. #5	4.0	0.53	0.38	0.59	1.55	228
Northridge,	Rinaldi	6.5	0.87	0.47	0.96	2.04	209
California, 1994	Newhall F.S.	5.9	0.58	0.59	0.55	0.95	21
($M_w=6.7$)	Newhall WPC	5.5	0.42	0.36	0.30	0.83	34

Infine, in Figura 5.15 viene mostrata la sovrapposizione tra gli spettri di risposta elastici in accelerazione (Seismospect, 2016) dei terremoti near-fault selezionati ed i corrispondenti spettri di risposta previsti dalle NTC08 (2008). Nel dettaglio, in Figura 5.15a vengono riportati gli spettri di risposta in accelerazione ottenuti considerando l'accelerazione risultante dalla proiezione delle due componenti orizzontali (H_1 e H_2) dei terremoti di Chi-Chi e di Northridge nella direzione di massimo impulso, considerando un fattore di smorzamento viscoso equivalente (ζ_H) pari al 10%; in Figura 5.15b vengono mostrati gli spettri di risposta relativi alla componente verticale dei terremoti di Imperial Valley e di Northridge, considerando un fattore di smorzamento viscoso equivalente (ζ_V) pari al 5%.

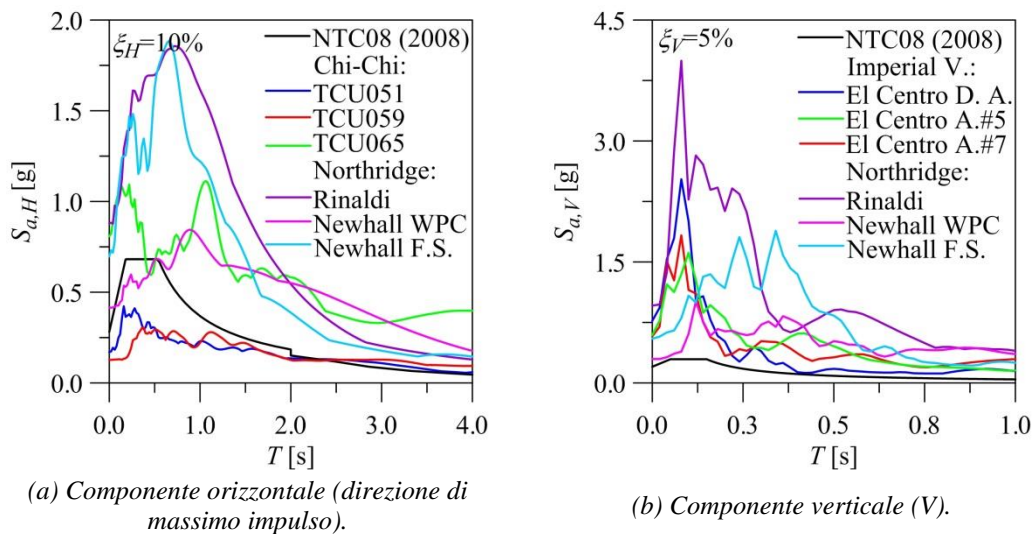


Figura 5.15 – Spettri di risposta elastici in accelerazione dei terremoti near-fault selezionati per le strutture test SI400, SI800 e SI2400.

Per studiare la capacità di carico residua, a seguito di un incendio (Mazza e Alesina, 2017b), delle strutture test S.I.R e S.I.L.R sono state considerate le componenti orizzontali di terremoti reali, registrati in vicinanza (near-fault) ed in lontananza di faglia (far-fault). Nel dettaglio, dal database PEER (2014) sono stati selezionati sette terremoti near-fault, che esibiscono impulsi di velocità di grande ampiezza e lunga durata (Chioccarelli e Iervolino, 2010). Inoltre, dal database ESD (2015) sono stati selezionati sette terremoti far-fault che riflettono le prescrizioni del codice sismico Italiano (NTC08, 2008) per quanto riguarda le coordinate geografiche (latitudine e longitudine) del sito considerato per le strutture test S.I.R e S.I.L.R (Iervolino et al., 2009). In Tabella 5.9 vengono riportati i dati e i parametri significativi dei terremoti near-fault, mentre in Tabella 5.10 vengono riportati quelli relativi ai terremoti far-fault: nazione, terremoto, stazione di registrazione, orientazione della componente orizzontale selezionata, magnitudo (M_w), minima distanza dalla faglia (Δ), picco di accelerazione al suolo della componente orizzontale considerata (PGA_H). I corrispondenti spettri di risposta elastici in velocità ($S_{v,H}$) sono illustrati in Figura 5.16 (Seismospect, 2016), assumendo un fattore di smorzamento viscoso equivalente in direzione orizzontale (ζ_H) pari al 5%. Gli spettri di risposta sono confrontati con i corrispondenti spettri di risposta delle NTC08 (2008), considerando lo stato limite di esercizio di danno (SLD: $PGA_{SLD}=0.108g$), gli stati limite ultimi di salvaguardia della vita (SLV: $PGA_{SLV}=0.283g$) e di prevenzione del collasso (SLC: $PGA_{SLC}=0.345g$). Come può essere osservato, i valori spettrali dei terremoti near-fault (Figura 5.16a) e far-fault (Figura 5.16b) selezionati sono abbastanza differenti da quelli corrispondenti agli spettri delle NTC08 (2008), soprattutto nell'intervallo dei periodi di vibrazione piuttosto lunghi, che è particolarmente significativo per le strutture caratterizzate da isolamento sismico. Per tale motivo, si è deciso di scalare opportunamente i terremoti selezionati facendo riferimento alla misura d'intensità sismica $MVSI$ (espressione (5.3), Mollaioli et al., 2013). Gli accelerogrammi reali selezionati sono normalizzati rispetto a quelli delle NTC08 (2008) scalando i loro valori di picco

d'accelerazione (espressione (5.6)) moltiplicandoli per il fattore di scala (SF), definito dall'espressione (5.7).

$$PGA_{H,s} = PGA_H \cdot SF \quad (5.6)$$

$$SF = MVS_{NTC08} / MVS_{Terremoto} \quad (5.7)$$

Tabella 5.9 – Dati principali dei terremoti near-fault considerati come input sismico nell'analisi dinamica non lineare delle strutture test S.I.R e S.I.L.R (dimensioni in °, km e g).

Nazione	Terremoto	Stazione	Comp.	M_w	Δ	PGA_H
Taiwan	Chi-Chi (1999)	TCU068	EW	7.6	0.30	0.566
America	Northridge (1994)	Rinaldi	228	6.7	6.50	0.837
America	Superstition H. (1987)	Parachute	225	6.5	0.95	0.455
America	Cape M. (1992)	Petrolia	90	7.0	8.20	0.662
Giappone	Kobe (1995)	Takatori	90	6.9	1.47	0.616
Iran	Tabas (1978)	Tabas	TR	7.7	2.00	0.852
Turchia	Erzincan (1992)	Erzincan	NS	6.7	4.38	0.515

Tabella 5.10 – Dati principali dei terremoti far-fault considerati come input sismico nell'analisi dinamica non lineare delle strutture test S.I.R e S.I.L.R (dimensioni in km e g).

Nazione	Terremoto	Stazione	Comp.	M_w	Δ	PGA_H
Grecia	Alkion (1981)	Korinthos-O.	333x	6.6	20	0.230
Turchia	Adana (1998)	Ceyhan-T.	1726y	6.3	30	0.270
Italia	Friuli (1976)	Buia	151x	6.0	11	0.083
Italia	Umbria Marche (1997)	Castelnuovo-A.	600y	6.0	22	0.106
Turchia	Izmit (1999)	Adapazari B.M.	6978y	5.8	25	0.071
Turchia	Ishakli (2002)	Afyon-B.	7104y	5.8	35	0.052
Turchia	Dinar (1995)	Dinar-M.	879y	6.4	8	0.319

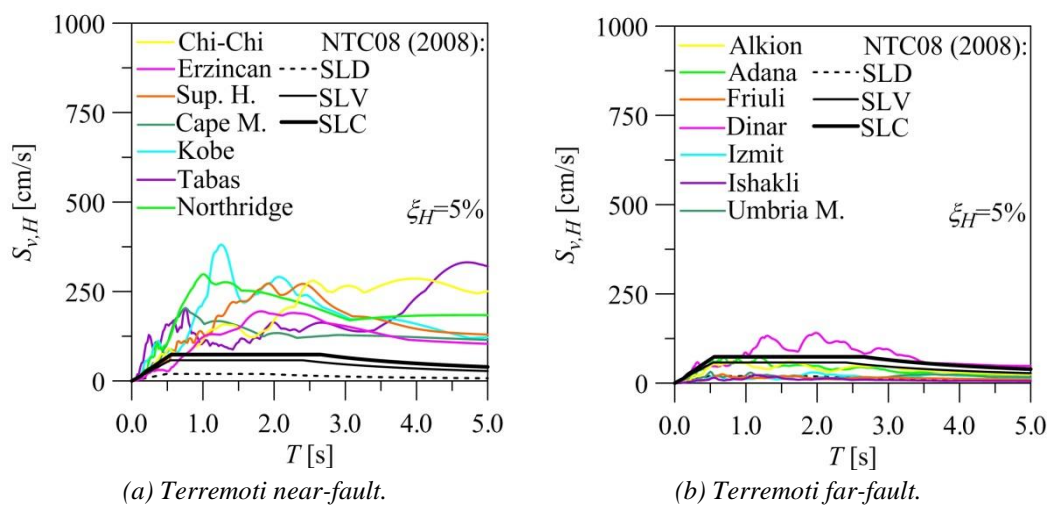


Figura 5.16 – Spettri di risposta elastici in velocità delle componenti orizzontali dei terremoti near- e far-fault selezionati per le strutture test S.I.R e S.I.L.R.

5.3.2.2 EFFETTI DELL'AZIONE SISMICA SUL SISTEMA D'ISOLAMENTO SISMICO

Il comportamento dinamico non lineare dei sistemi d'isolamento delle strutture test isolate in sommità dei pilastri del piano interrato (§ 4.3), danneggiate dall'azione del fuoco, è studiato sotto l'effetto delle componenti orizzontali e, eventualmente, della componente verticale di terremoti registrati in prossimità (near-fault) ed in lontananza (far-fault) di faglia (§ 5.3.2.1). L'analisi dinamica incrementale, condotta attraverso una serie di analisi dinamiche non lineari, consente di osservare l'improvviso ingresso degli isolatori elastomerici, con gomma ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB), in campo plastico (Mazza, 2017; Mazza e Alesina, 2016b; 2017a; 2017b), con una notevole amplificazione della risposta strutturale. L'analisi dinamica incrementale è stata interrotta una volta raggiunto il valore di picco del terremoto oppure una volta raggiunto lo stato limite della struttura isolata sismicamente. Nel dettaglio, il danno locale subito dagli isolatori HDRB e LRB è valutato in termini di: deformazione di taglio totale (γ_{tot}); deformazione di taglio dovuta allo spostamento sismico (γ_s); rapporto tra il massimo carico assiale di compressione ed il carico critico $(P_c/P_{cr})_{max}$; rapporto tra la tensione di trazione agente e la tensione ultima $(\sigma_t/\sigma_{tu})_{max}$.

5.3.2.2.1 EFFETTI TORSIONALI INDOTTI DAL DANNEGGIAMENTO DA INCENDIO

Con lo scopo di studiare la risposta torsionale non lineare dei sistemi d'isolamento (costituiti da dispositivi HDRB) delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7 (§ 4.3), è stata condotta un'indagine numerica (Mazza e Alesina, 2016b) considerando diversi valori del grado d'isolamento ($\alpha_i=5.00$ per la struttura test SI3, $\alpha_i=4.00$ per le strutture test SI5 e SI5* e $\alpha_i=3.00$ per la struttura test SI7) e del rapporto tra le dimensioni in pianta ($\alpha_p=1.80$ e 2.80 , rispettivamente, per le strutture test SI5 e SI5*). A tal fine, sono stati studiati gli effetti di sette terremoti near-fault bidirezionali (Tabella 5.7) sulla risposta delle suddette strutture, esposte all'azione del fuoco sull'intera (scenario F0_S) ovvero su metà superficie (scenario F0_A) del piano interrato, dove gli isolatori, disposti in sommità dei pilastri di tale piano, sono esposti al fuoco sull'intera superficie laterale (§ 4.3.4, Figura 4.18d,e; Figura 4.19a,b). Nel caso d'incendio su metà superficie del piano interrato, solo parte degli HDRB del sistema sono esposti all'azione del fuoco e questo può portare alla nascita di irregolarità in pianta, con variazioni significative nella distribuzione di rigidità, resistenza e massa ed un conseguente aumento della vulnerabilità sismica (Anagnostopoulos et al., 2015). Inoltre, possono insorgere delle amplificazioni torsionali dinamiche dovute ad asimmetrie nella distribuzione della rigidità laterale degli isolatori (Nagarajiah et al., 1993; Tena-Colunga e Escamilla-Cruz, 2007).

In Figura 5.17 viene mostrata la distribuzione in pianta dei parametri P_c/P_{cr} (struttura test SI3, Figura 5.17a) e γ_{tot} (strutture test SI5, SI5* e SI7, Figura 5.17b-d), con riferimento agli scenari d'incendio F0_S (Figura 4.18d, Figura 4.19a) e F0_A (Figura 4.18e, Figura 4.19b). Il confronto tra i parametri di risposta locale esibiti dagli HDRB interni evidenzia valori più alti nel caso di incendio su metà superficie del piano interrato. Inoltre, sistemi asimmetrici con eccentricità del baricentro delle rigidità del sistema

d'isolamento danneggiato dall'azione del fuoco comportano delle significative amplificazioni o deamplificazioni dei parametri di risposta in confronto ai sistemi simmetrici, che aumentano per valori decrescenti (crescenti) del grado d'isolamento α_i (rapporto tra le dimensioni in pianta, α_P).

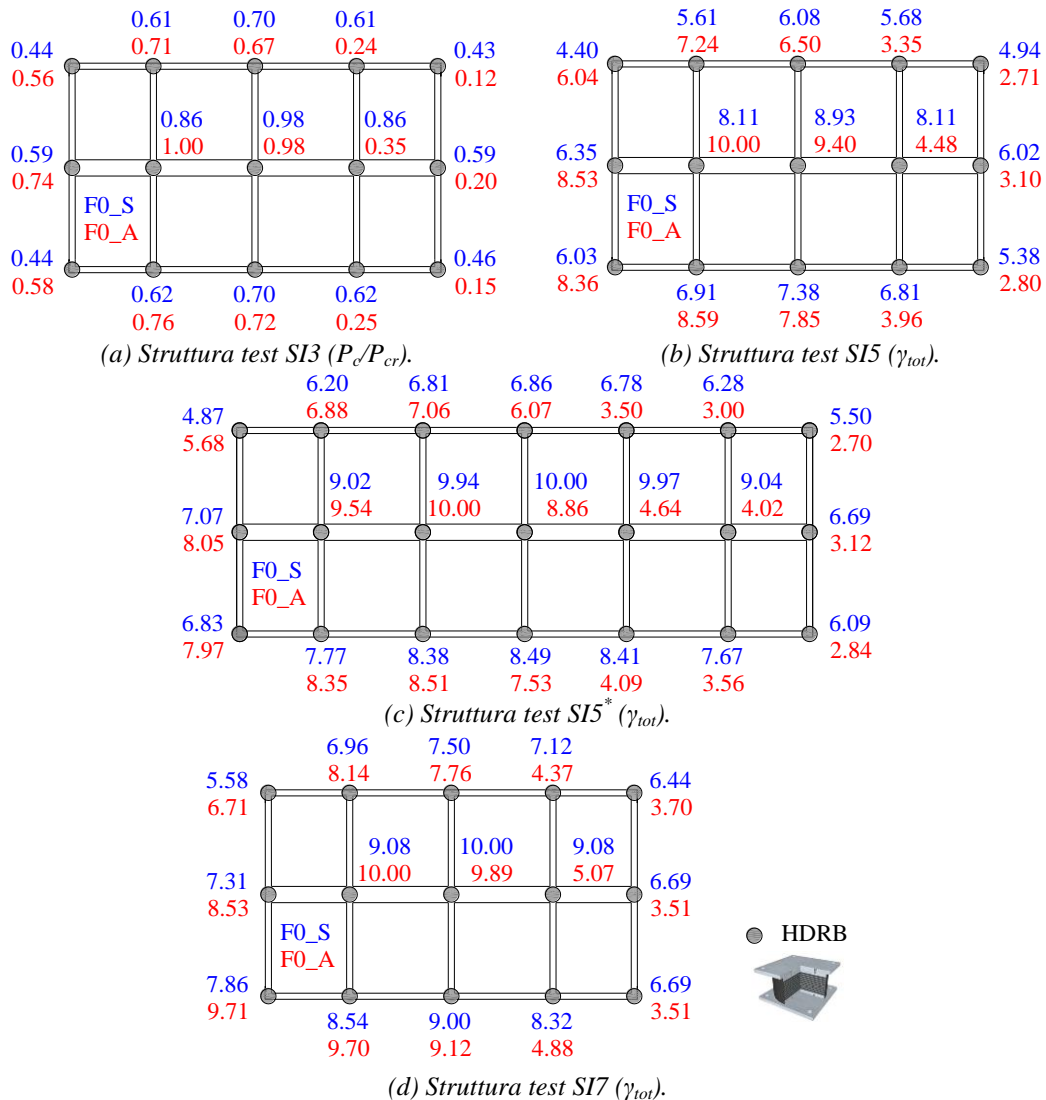


Figura 5.17 – Effetti torsionali indotti dal danneggiamento da incendio sulla risposta sismica non lineare dei sistemi d'isolamento delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7.

5.3.2.2.2 EFFETTI DELLA CLASSE DI RESISTENZA AL FUOCO

Per evidenziare gli effetti della durata dell'esposizione all'azione del fuoco (§ 3.2.1.3) sulla risposta sismica non lineare dei sistemi d'isolamento delle strutture test SI400, SI800 e SI2400 (isolate in sommità dei pilastri del piano interrato, § 4.3), soggette ai terremoti near-fault definiti al § 5.3.2.1, è stata condotta un'indagine numerica considerando due differenti classi di resistenza al fuoco (durata dell'incendio): R15 (15 minuti di esposizione al fuoco) e R30 (30 minuti di esposizione al fuoco). In Figura 5.18

vengono mostrati i risultati dell'analisi dinamica incrementale (Mazza e Alesina, 2015a; 2015b), rappresentati in termini di deformazione di taglio totale (γ_{tot} , Figura 5.18a,c,e) e rapporto tra il carico assiale ed il carico critico (P_c/P_{cr} , Figura 5.18b,d,f) dell'isolatore centrale del sistema, che esibisce i massimi valori dei parametri di risposta (Mazza, 2017).

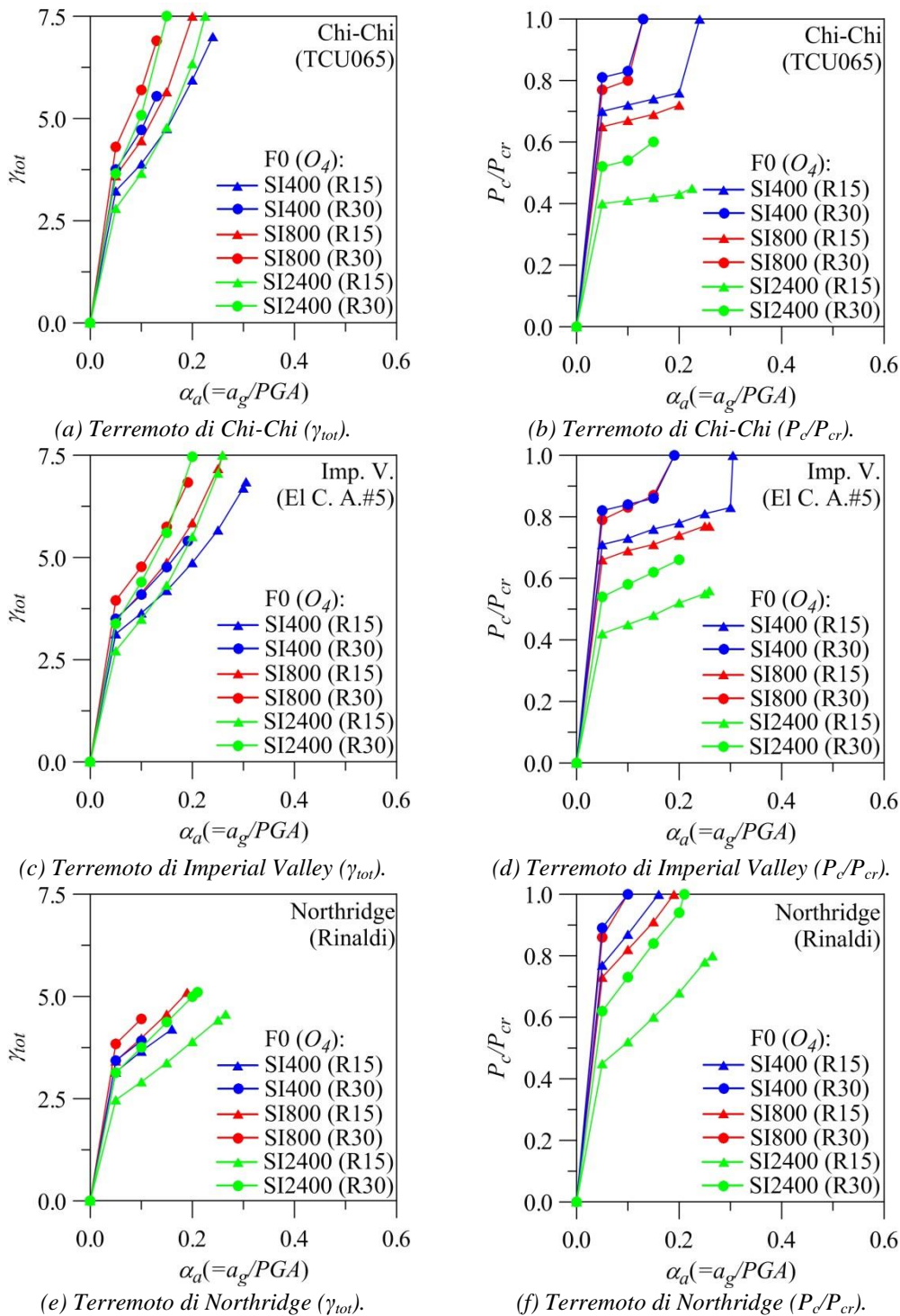


Figura 5.18 – Analisi dinamica incrementale: effetti della classe di resistenza al fuoco sulla risposta sismica non lineare dei sistemi d'isolamento delle strutture test SI400, SI800 e SI2400.

Con l'obiettivo di confrontare direttamente i risultati ottenuti per le due esposizioni al fuoco (R15 e R30: Figura 4.20; Figura 4.22a), è stata considerata la stessa temperatura di esposizione, $T=400^{\circ}\text{C}$, corrispondente al fattore di ventilazione O_4 (Tabella 4.22).

In particolare, il comportamento dinamico post-incendio degli isolatori HDRB è stato studiato sotto l'effetto dei terremoti di Chi-Chi (Figura 5.18a,b), Imperial Valley (Figura 5.18c,d) e Northridge (Figura 5.18e,f), considerando i massimi effetti delle stazioni di registrazione dei terremoti (§ 5.3.2.1, Tabella 5.8): TCU065, El Centro Array#5 e Rinaldi Receiving Station, rispettivamente, per i terremoti di Chi-Chi, Imperial Valley e Northridge. I risultati mostrano come il meccanismo di crisi della struttura isolata dipenda dal valore del rapporto di rigidezza nominale (α_{KO}) del sistema d'isolamento e dalla natura dell'input sismico. Ad esempio, i terremoti di Chi-Chi e Imperial Valley, caratterizzati, rispettivamente, da impulsi orizzontali di lunga durata dovuti all'effetto fling-step (Bray e Rodriguez-Marek, 2004; Bray et al., 2009) e valori piuttosto alti del rapporto di picco d'accelerazione $\alpha_{PGA,max}$ (Mazza e Vulcano, 2004a), producono i seguenti effetti: (1) per valori medio-bassi del rapporto α_{KO} (400 e 800) la crisi delle strutture si verifica per il raggiungimento del valore limite del rapporto P_c/P_{cr} (Figura 5.18b,d); (2) per valori alti del rapporto α_{KO} (2400) la crisi delle strutture si verifica per il raggiungimento del valore limite della deformazione γ_{tot} (Figura 5.18a,c). Il terremoto di Northridge ha prodotto i seguenti effetti: (1) nella maggior parte dei casi la crisi delle strutture test si è verificata per il raggiungimento del valore limite del rapporto P_c/P_{cr} (Figura 5.18f); (2) nel caso isolato della struttura test SI2400, con HDRB esposti al fuoco per 15 minuti (R15), la crisi si è verificata per il raggiungimento della duttilità ultima di una trave della sovrastruttura; (3) la crisi delle strutture test non si è mai verificata per il raggiungimento del valore limite della deformazione γ_{tot} (Figura 5.18e).

È interessante notare che il sistema d'isolamento è molto più sensibile, in confronto agli elementi dei telai in calcestruzzo armato della sovrastruttura (§ 5.3.2.3.2), a differenti tempi di esposizione all'azione del fuoco. Nello specifico, in tutti i casi esaminati, le analisi dinamiche incrementali sono state interrotte molto prima nel caso dei sistemi d'isolamento danneggiati da un'esposizione al fuoco di durata pari a 30 minuti (R30).

5.3.2.2.3 EFFETTI DEL GRADO DI VENTILAZIONE

Lo studio degli effetti del grado di ventilazione (§ 3.2.1.4) sulla risposta sismica non lineare degli isolatori HDRB, posizionati in sommità dei pilastri del piano interrato delle strutture test SI400, SI800 e SI2400 (§ 4.3) è stato condotto per mezzo di un'indagine numerica (Mazza e Alesina, 2017a) basata sulla variabilità dei seguenti parametri: (1) rapporto di rigidezza nominale del sistema d'isolamento (α_{KO}), (2) natura dell'input sismico (§ 5.3.2.1, Tabella 5.8, Figura 5.15); (3) scenario d'incendio (Figura 4.20e-h). Inoltre, con lo scopo di evidenziare i risultati più significativi, si è fatto riferimento ad un'esposizione al fuoco di durata pari a 30 minuti (R30). Risultati simili a quelli mostrati in Figura 5.18 (§ 5.3.2.2.2) sono riportati in Figura 5.19: (1) deformazione di taglio totale (Figura 5.19a,c,e); (2) rapporto tra il carico assiale ed il carico critico (Figura 5.19b,d,f); (3) terremoto di Chi-Chi (Figura 5.19a,b); (4) terremoto di Imperial Valley (Figura 5.19c,d); (5) terremoto di Northridge (Figura 5.19e,f). Nello specifico, per le strutture test SI400, SI800 e SI2400 sono stati considerati i fattori di ventilazione più dannosi: O_3 e O_4

(§ 4.3.4, Tabella 4.22), corrispondenti, rispettivamente, ad una massima temperatura di esposizione pari a $T=300^{\circ}\text{C}$ e 400°C (Figura 4.20).

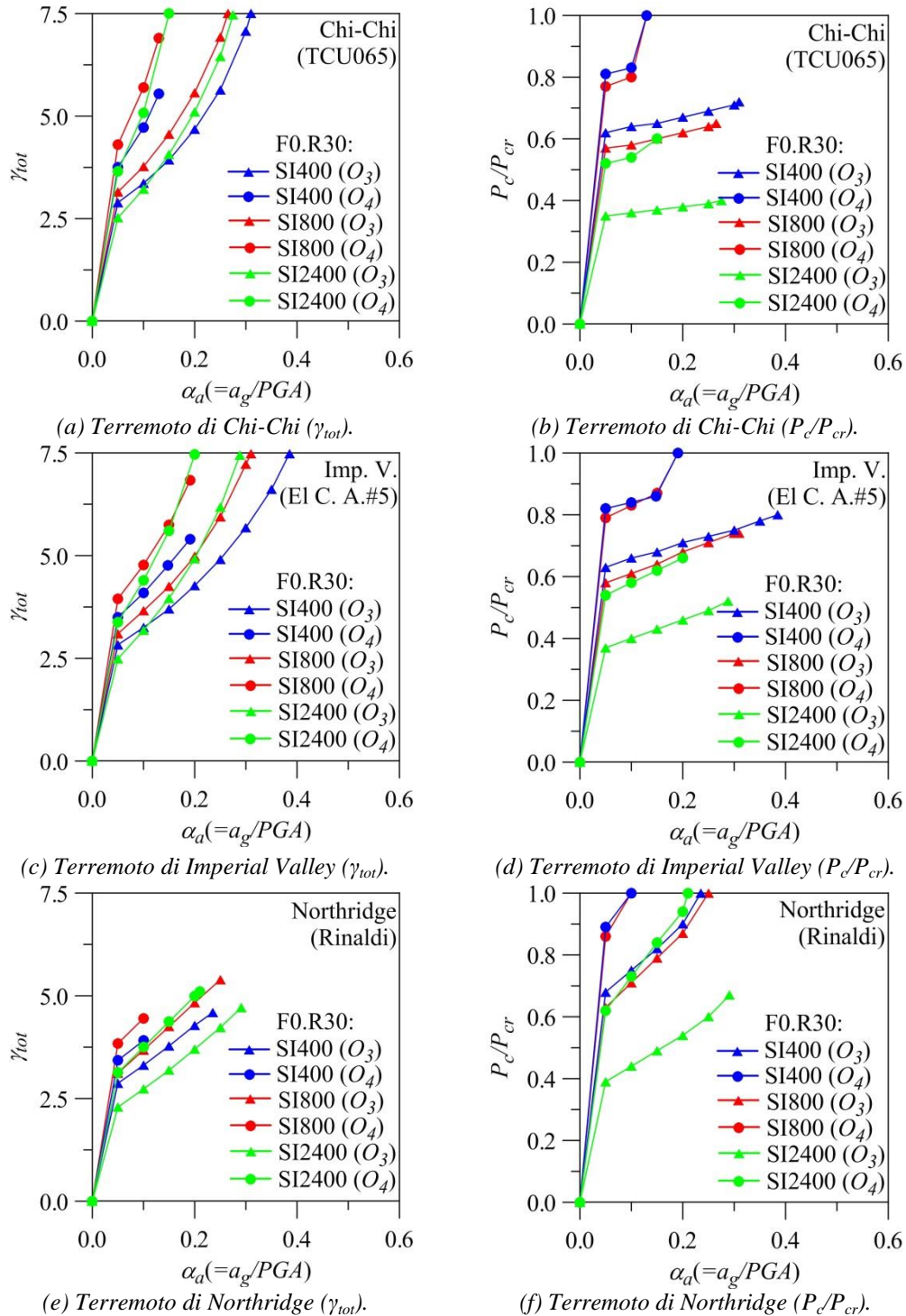


Figura 5.19 – Analisi dinamica incrementale: effetti del grado di ventilazione sulla risposta sismica non lineare dei sistemi d’isolamento delle strutture test SI400, SI800 e SI2400.

Infatti, la risposta sismica del sistema d'isolamento è fortemente affetta dalla disponibilità di ventilazione durante l'incendio: per ciascun valore di α_{KO} , le analisi dinamiche incrementalì sono state interrotte per valori molto diversi del rapporto di accelerazione adimensionalizzata $\alpha_a (= a_g / PGA$, dove a_g rappresenta un sottomultiplo del corrispondente valore di picco PGA di ciascun terremoto), considerando i fattori di apertura O_3 e O_4 . Inoltre, la rottura per buckling si è verificata per valori molto piccoli del rapporto α_a (compresi tra 0.1 e 0.2) quando il rapporto di rigidezza nominale α_{KO} assume valori medio-bassi (400 e 800, rispettivamente, per le strutture test SI400 e SI800) ed il fattore di ventilazione assume valori alti: O_4 (Figura 5.19b,d,f). D'altra parte, le strutture test SI800 e SI2400, generalmente, raggiungono la condizione di collasso prima della struttura test SI400, perché il valore limite imposto per il parametro γ_{tot} viene ecceduto quando il fattore di ventilazione assume valori bassi: O_4 (Figura 5.19a,c). L'unica eccezione è stata registrata nel caso della struttura test SI2400, soggetta al terremoto di Northridge, e fattore di ventilazione pari a O_3 (Figura 5.19e,f), dove la crisi del sistema d'isolamento si è verificata per il raggiungimento della tensione ultima di trazione (σ_t / σ_{tu}).

5.3.2.2.4 STUDIO COMPARATIVO TRA DUE SISTEMI DI ISOLAMENTO SISMICO

Con la finalità di studiare la risposta sismica non lineare di sistemi d'isolamento costituiti da isolatori elastomerici con gomma ad alto smorzamento (HDRB, § 1.4.1.2) e con nucleo di piombo (LRB, § 1.4.1.3), è stato condotto uno studio comparativo tra due strutture isolate in sommità dei pilastri del piano interrato mediante i suddetti dispositivi, esposti all'azione del fuoco sull'intera superficie laterale (Mazza e Alesina, 2017b); nel dettaglio, la descrizione delle caratteristiche delle strutture test SI.R e SI.LR, isolate mediante HDRB e LRB, rispettivamente, è riportata al § 4.3. Per quanto riguarda la modellazione della risposta sotto carichi sismici degli isolatori elastomerici sono state assunte le seguenti ipotesi: (1) per gli isolatori HDRB, nell'ipotesi semplificativa di comportamento visco-elastico lineare (sia in direzione orizzontale che verticale), si è fatto riferimento ai legami forza-spostamento riportati al § 1.4.1.2.2, in Figura 1.17; (2) per il legame forza-spostamento in direzione orizzontale degli isolatori LRB è stata adottata una legge bilineare (Jangid e Kelly, 2001), mentre in direzione verticale è stato considerato, in via semplificata, un comportamento visco-elastico lineare (§ 1.4.1.3.2, Figura 1.19). Infine, nell'analisi dinamica non lineare, condotta per le strutture test SI.R e SI.LR, l'input sismico è rappresentato da terremoti reali near- e far-fault, ossia registrati, rispettivamente, in vicinanza ed in lontananza di faglia (§ 5.3.2.1).

In Figura 5.20 vengono mostrati i risultati dell'analisi dinamica incrementale (Mazza e Alesina, 2015a; 2015b) per l'isolatore centrale del sistema costituito da HDRB (struttura test SI.R, Figura 5.20a,c) e del sistema costituito da LRB (struttura test SI.LR, Figura 5.20b,d), i quali, essendo sollecitati da carichi maggiori in confronto agli altri isolatori, esibiscono i massimi valori dei parametri di risposta sismica: γ_{tot} (Figura 5.20a,b), P_c / P_{cr} (Figura 5.20c,d). In particolare, i risultati mostrati rappresentano la risposta media ottenuta considerando i terremoti near-fault (Tabella 5.9, Figura 5.16a) e far-fault (Tabella 5.10, Figura 5.16b) selezionati (§ 5.3.2.1).

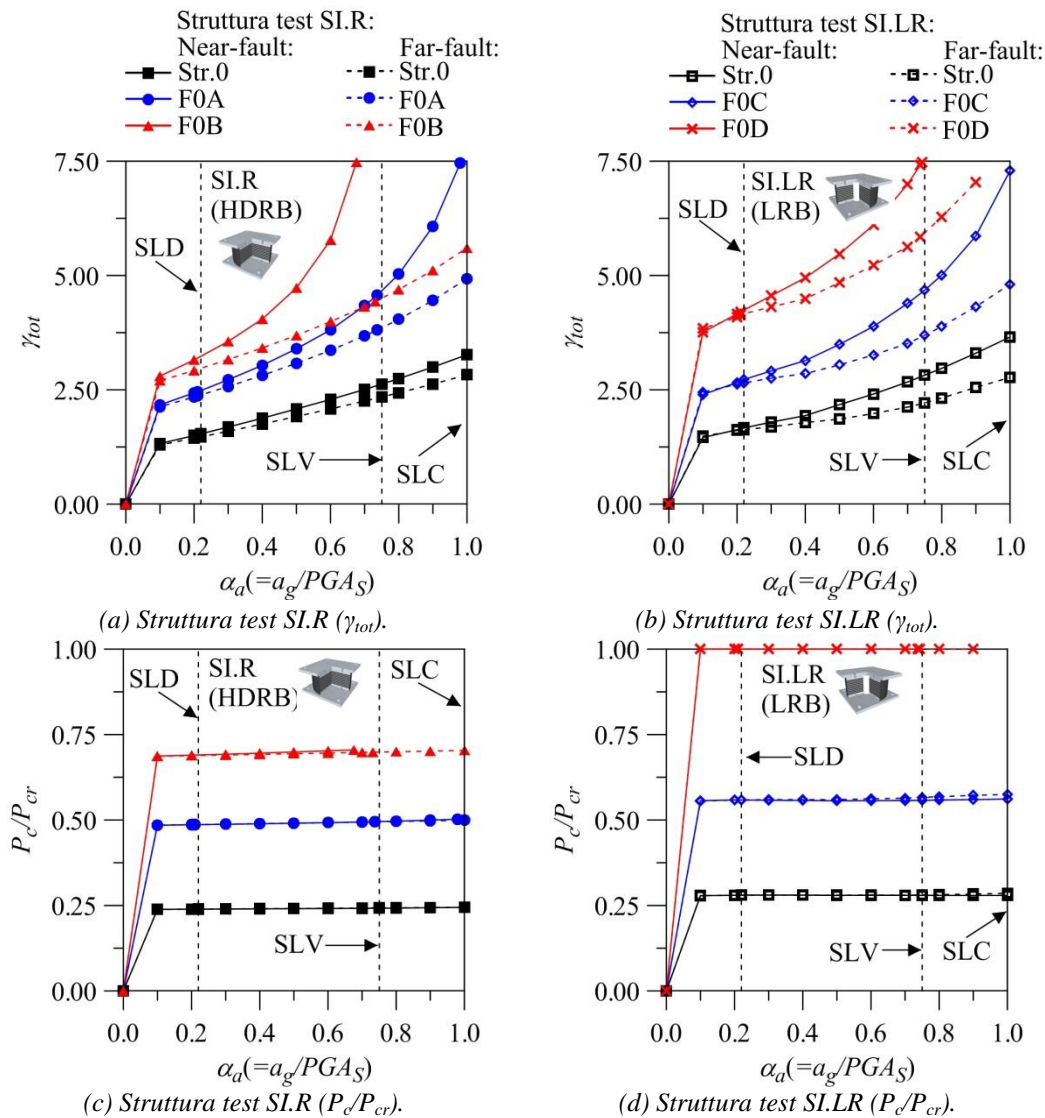


Figura 5.20 – Analisi dinamica incrementale: risposta sismica non lineare globale dei sistemi d’isolamento delle strutture test SI.R (a, c) e SI.LR (b, d).

I risultati di Figura 5.20 mostrano il confronto tra la condizione pre-incendio (Str.0) e gli scenari d’incendio descritti al § 4.3.4, relativi ad un’esposizione al fuoco di durata pari a 30 minuti (R30): F0A ($T=300^{\circ}\text{C}$, Figura 4.23a) e F0B ($T=400^{\circ}\text{C}$, Figura 4.23b), considerati per la struttura test SI.R (HDRB), F0C ($T=250^{\circ}\text{C}$, Figura 4.23c) e F0D ($T=300^{\circ}\text{C}$, Figura 4.23a), considerati per la struttura test SI.LR (LRB). Inoltre, gli stati limite di esercizio di danno (SLD) e ultimi di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso (SLC) sono rappresentati per evidenziare la probabilità di superamento di uno specifico stato limite dato il livello rappresentato dal rapporto a_g/PGA . Come può essere osservato, per valori crescenti della temperatura di esposizione (T) e del rapporto di accelerazione adimensionalizzata $\alpha_a (= a_g / PGA)$ si verifica un’amplificazione della risposta strutturale dei sistemi d’isolamento. Questo risultato è più pronunciato per i terremoti near-fault piuttosto che per i terremoti far-fault, confermando gli effetti dannosi provocati dagli impulsi associati ai terremoti near-fault

sulle strutture caratterizzate da isolamento sismico. Inoltre, nel caso degli scenari F0A e F0C, relativi agli isolatori HDRB (Figura 5.20a,c) e LRB (Figura 5.20b,d), rispettivamente, viene raggiunto lo stato limite di prevenzione del collasso (SLC). Lo scenario F0B (Figura 5.20a,c), sotto l'effetto dei terremoti near-fault, provoca il collasso degli isolatori HDRB prima dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV), mentre lo scenario F0D (Figura 5.20b,d) determina il collasso degli isolatori LRB in corrispondenza dello stato limite SLV. Tuttavia, la capacità di carico residua degli HDRB è maggiore in confronto a quella osservata per gli isolatori LRB, perché gli scenari F0A e F0B corrispondono ad una temperatura più alta in confronto a quella ottenuta per gli scenari d'incendio F0C e F0D. Questo risultato può essere interpretato osservando la Figura 5.21, dove per uno stesso valore di temperatura ($T=300^{\circ}\text{C}$ negli scenari F0A e F0D) la struttura test SI.LR, isolata mediante LRB, raggiunge il collasso, in tutti i casi analizzati, prima della struttura SI.R, isolata mediante HDRB.

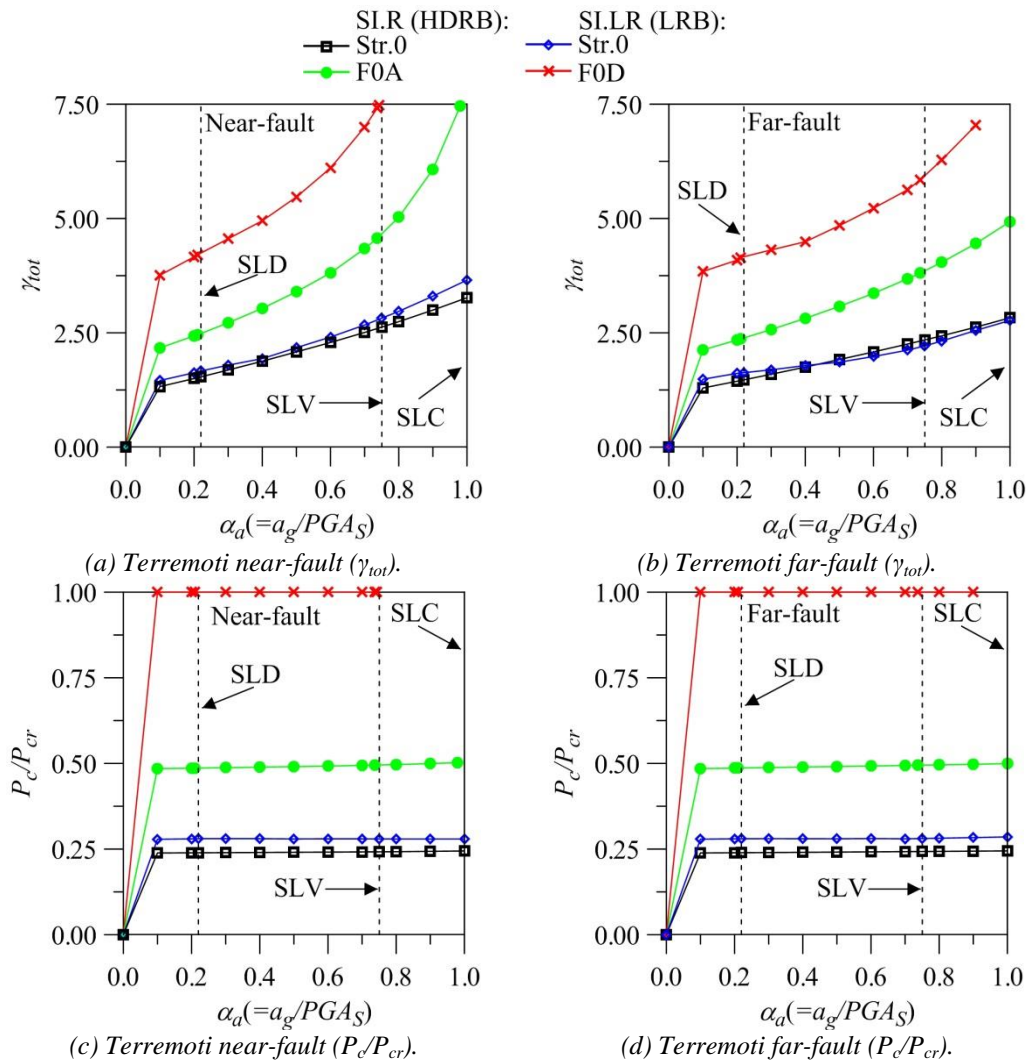
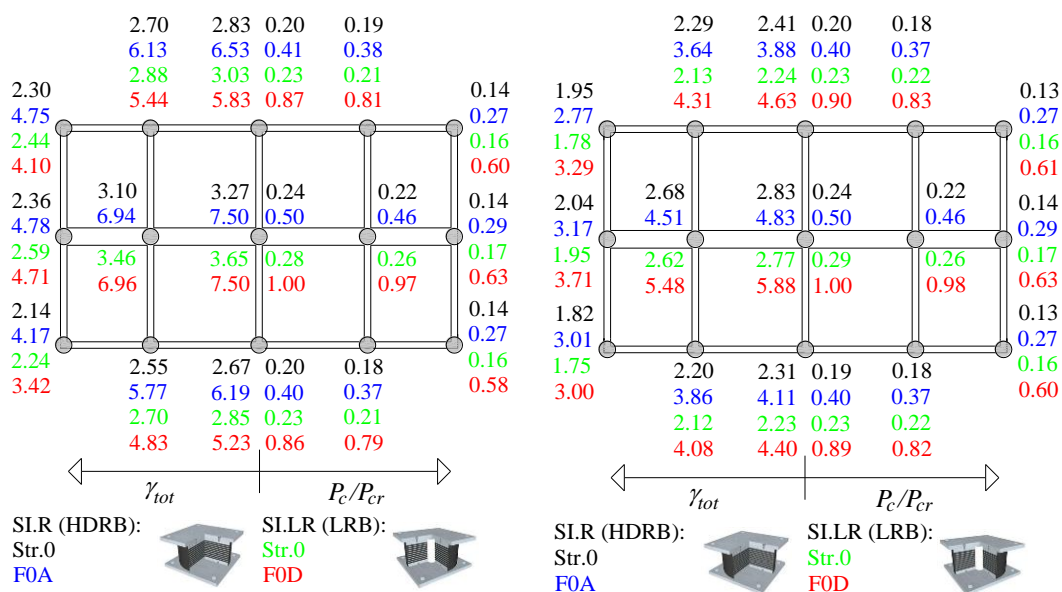


Figura 5.21 – Studio comparativo tra i sistemi d'isolamento delle strutture test SI.R e SI.LR, soggette ai terremoti near- (a, c) e far-fault (b, d): risposta sismica non lineare globale.

Infine, in Figura 5.22 viene mostrata la distribuzione in pianta del danno locale degli isolatori HDRB e LRB, con riferimento alla condizione pre-incendio (Str.0) e agli scenari d'incendio F0A (per il piano interrato della struttura test SI.R) e F0D (per il piano interrato della struttura test SI.LR). Nello specifico, la deformazione di taglio totale (γ_{tot}) ed il rapporto di carico assiale adimensionalizzato (P_c/P_{cr}) sono esaminati contemporaneamente, considerando solo metà della pianta simmetrica delle strutture test. In tutti i casi esaminati, i massimi valori di γ_{tot} e P_c/P_{cr} , sotto l'effetto dei terremoti near-fault, sono ottenuti per l'isolatore centrale, seguito dall'altro isolatore interno. Come atteso, i parametri di risposta locale degli isolatori sotto l'effetto dei terremoti far-fault sono generalmente minori in confronto a quelli ottenuti sotto l'effetto dei terremoti near-fault.



(a) Terremoti near-fault.

(b) Terremoti far-fault.

Figura 5.22 – Studio comparativo tra i sistemi d’isolamento delle strutture test SI.R e SI.LR, soggette ai terremoti near- (a) e far-fault (d): risposta sismica non lineare locale.

5.3.2.3 EFFETTI DELL’AZIONE SISMICA SULLA SOVRASTRUTTURA IN C.A.

Il comportamento sismico non lineare della sovrastruttura in c.a. delle strutture test isolate in sommità dei pilastri del piano interrato (§ 4.3), danneggiate dall’azione del fuoco, è studiato attraverso un’estesa indagine numerica (Mazza, 2017; Mazza e Alesina, 2016b; 2017a; 2017b). L’analisi dinamica incrementale consente di osservare l’improvviso ingresso della sovrastruttura in c.a. in campo plastico, con un’amplificazione rilevante della risposta strutturale. Il danno locale subito dagli elementi dei telai in c.a. è valutato considerando lo spostamento relativo d’interpiano e la richiesta di duttilità ultima calcolata in termini di curvatura (§ 4.2.5). Le condizioni plastiche sono controllate nelle sezioni potenzialmente critiche delle travi (sezioni: d’estremità, a un quarto della luce della campata e di mezzeria) e dei pilastri (sezioni d’estremità).

5.3.2.3.1 EFFETTI TORSIONALI INDOTTI DAL DANNEGGIAMENTO DA INCENDIO

Per evidenziare gli effetti torsionali indotti dal danneggiamento da incendio sulla risposta non lineare della sovrastruttura in c.a. delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7 (§ 4.3), è stata condotta un'indagine numerica (Mazza e Alesina, 2016b) considerando diversi valori del grado d'isolamento ($\alpha_i=5.00$ per la struttura test SI3, $\alpha_i=4.00$ per le strutture test SI5 e SI5* e $\alpha_i=3.00$ per la struttura test SI7) e del rapporto tra le dimensioni in pianta ($\alpha_p=1.80$ e 2.80 , rispettivamente, per le strutture test SI5 e SI5*). A tal fine, è stato studiato il comportamento spaziale delle suddette strutture (Nagarajaiah et al., 1991), esposte all'azione del fuoco sull'intera (scenario F1_S) ovvero su metà superficie (scenario F1_A) del primo livello (§ 4.3.4; Figura 4.18f,g; Figura 4.19c,d), considerando l'azione di sette terremoti near-fault bidirezionali (§ 5.3.2.1, Tabella 5.7).

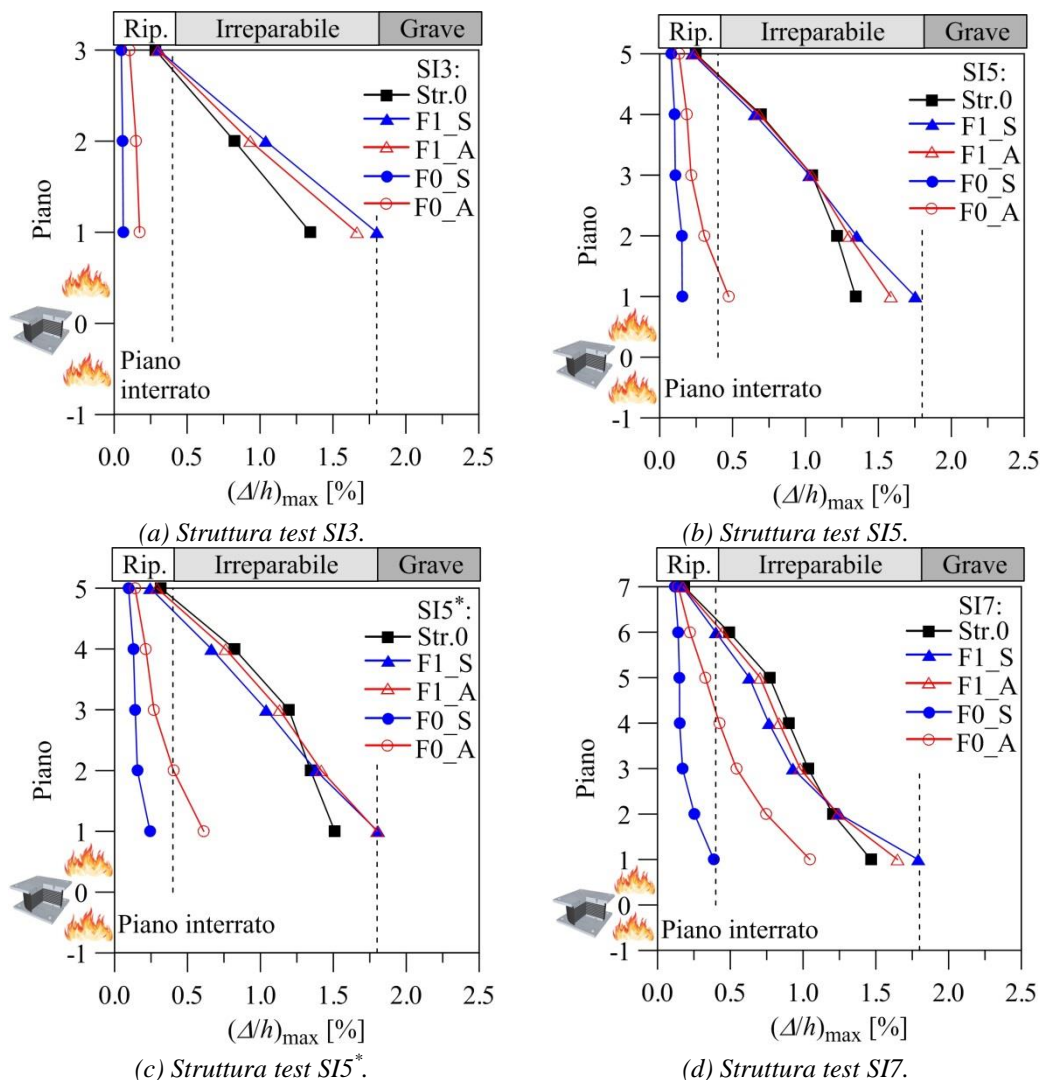


Figura 5.23 – Variazione dello spostamento relativo d'interpiano lungo l'altezza delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7.

In particolare, nel caso d'incendio su metà superficie del primo livello, solo alcuni elementi in c.a. sono esposti all'azione del fuoco e questo può portare alla nascita di irregolarità in pianta, con rilevanti variazioni in termini di distribuzione di rigidezza, resistenza e massa ed un conseguente aumento della vulnerabilità sismica (Anagnostopoulos et al., 2015). Inoltre, possono insorgere delle amplificazioni torsionali dinamiche, relative alla rigidezza laterale degli elementi in c.a. e/o alla posizione del centro di massa, dovute all'incremento della flessibilità laterale torsionale della sovrastruttura in c.a. (Nagarajaiah et al., 1993; Tena-Colunga e Zambrana-Rojas, 2006).

In Figura 5.23 viene mostrato l'andamento del massimo spostamento relativo d'interpiano lungo l'altezza delle strutture test (SI3, SI5, SI5* e SI7) oggetto dell'indagine numerica, assumendo differenti valori del grado d'isolamento (α_i) e del rapporto tra le dimensioni in pianta (α_p). In particolare, la condizione pre-incendio (Str.0) è confrontata con gli scenari d'incendio F0 e F1, nei casi di incendio sull'intera superficie (F0_S, F1_S) ovvero su metà superficie (F0_A, F1_A) del piano interrato e del primo livello.

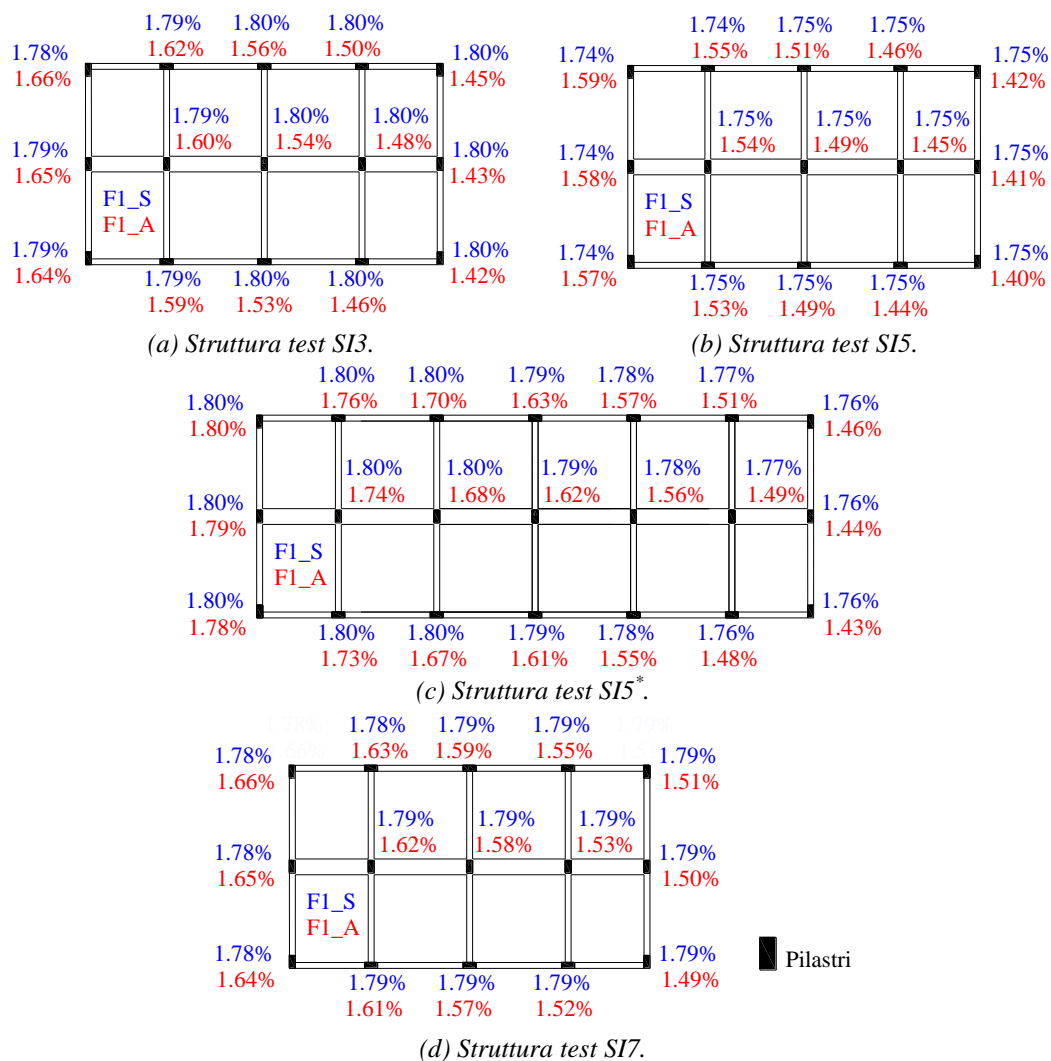


Figura 5.24 – Effetti torsionali indotti dal danneggiamento da incendio sullo spostamento relativo di interpiano al primo livello delle strutture test SI3, SI5, SI5* e SI7.

Inoltre, in Figura 5.23 vengono anche rappresentate le soglie relative a differenti livelli di danno per la sovrastruttura in c.a. (Ghobarah, 2004): (1) $\Delta/h=0-0.4\%$ (danno riparabile), (2) $\Delta/h=0.4-1.8\%$ (danno irreparabile), (3) $\Delta/h>1.8\%$ (danno grave). Come può essere osservato, le strutture isolate presentano una risposta molto simile nella condizione pre-incendio (Str.0) e negli scenari d'incendio F1_S e F1_A, raggiungendo la condizione di danno irreparabile con una distribuzione lungo l'altezza altamente irregolare. D'altra parte, considerando gli scenari d'incendio F0_S e F0_A vengono evidenziate delle differenze significative, soprattutto dovute alla variabilità di α_i e α_p .

Con lo scopo di evidenziare il danno locale della sovrastruttura in c.a., in Figura 5.24 viene riportato lo spostamento relativo d'interpiano dei pilastri del primo livello delle strutture test SI3 (Figura 5.24a), SI5 (Figura 5.24b), SI5* (Figura 5.24c) e SI7 (Figura 5.24d), confrontando gli scenari d'incendio su metà (F1_A) e sull'intera superficie (F1_S) del primo livello. I risultati dimostrano una forte irregolarità in pianta della risposta sismica non lineare soprattutto per valori crescenti (decrescenti) del rapporto tra le dimensioni in pianta α_p (grado d'isolamento α_i).

Infine, dallo studio condotto è stato possibile notare che gli elementi della sovrastruttura in c.a. (sia travi che pilastri) raggiungono dei valori molto alti della richiesta di duttilità (Mazza e Alesina, 2016b), calcolata in termini di curvatura, nel caso specifico d'incendio su metà superficie del piano interrato (F0_A), soprattutto quando il grado d'isolamento α_i assume valori molto bassi (struttura test SI7).

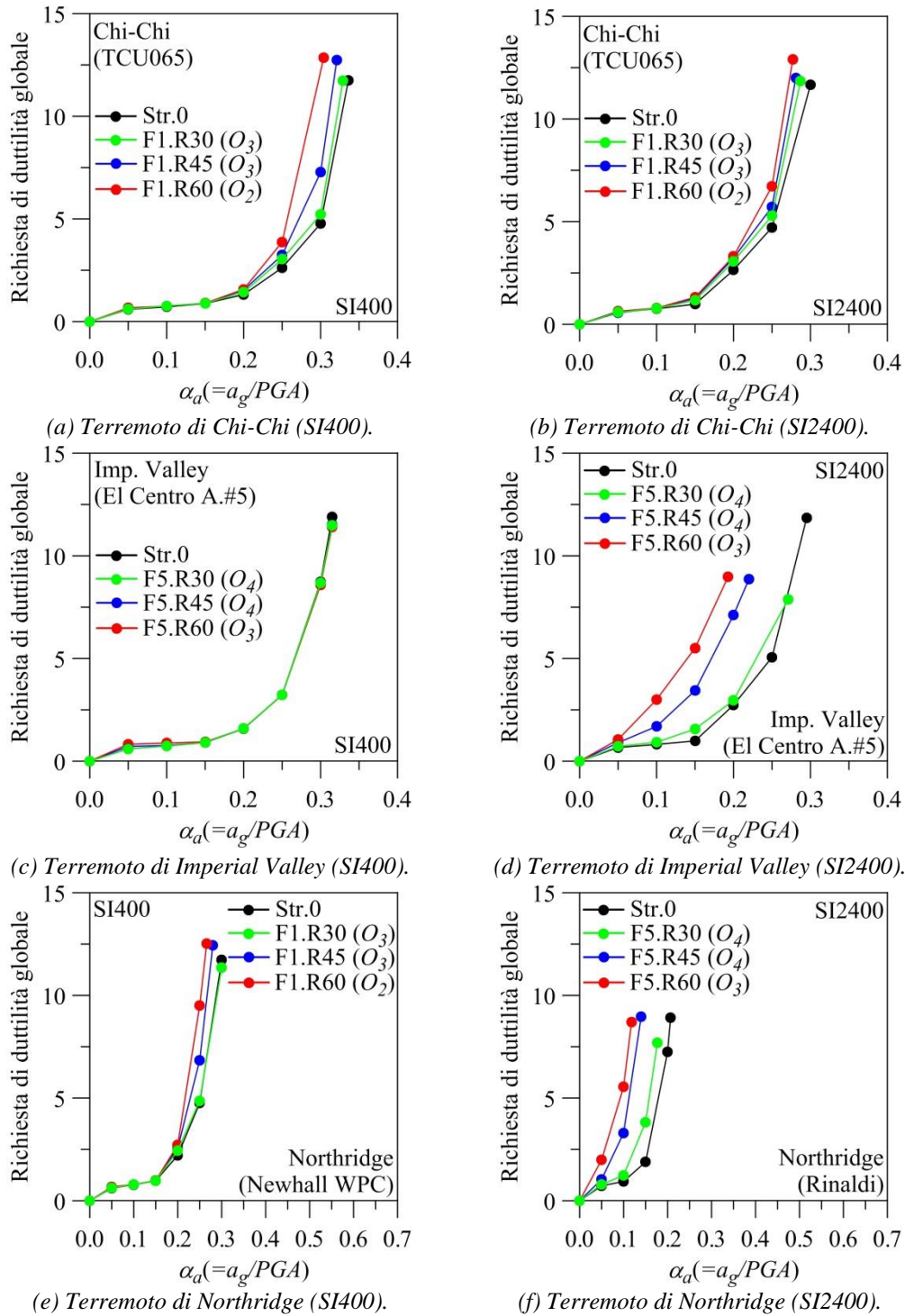
5.3.2.3.2 EFFETTI DELLA CLASSE DI RESISTENZA AL FUOCO

Con lo scopo di investigare gli effetti della classe di resistenza al fuoco sulla risposta sismica non lineare degli elementi della sovrastruttura in c.a. (§ 3.3.1.3) di strutture isolate sismicamente, è stata condotta un'indagine numerica (Mazza, 2017) considerando: (1) strutture test caratterizzate da diversi valori del rapporto di rigidità nominale del sistema d'isolamento α_{KO} (SI400 e SI2400, § 4.3), (2) diversi scenari d'incendio e classi di resistenza al fuoco/durate dell'esposizione all'azione del fuoco (§ 4.3.4).

Le strutture test, esposte al fuoco al primo (F1) ed al quinto livello (F5), sono state studiate sotto l'effetto di diverse durate dell'incendio: R30, R45 e R60 (30, 45 e 60 minuti di esposizione al fuoco). Per le suddette strutture è stata condotta l'analisi dinamica incrementale (Mazza e Alesina, 2015a; 2015b), attraverso una serie di analisi dinamiche non lineari, considerando i massimi effetti dei terremoti near-fault definiti al § 5.3.2.1 (Tabella 5.8, Figura 5.15).

In Figura 5.25 sono riportati gli effetti delle classi di resistenza R30, R45 e R60 sulla risposta sismica non lineare delle strutture test SI400 (Figura 5.25a,c,e) e SI2400 (Figura 5.25b,d,f), considerando gli scenari d'incendio (descritti al § 4.3.4, in Figura 4.21 e in Figura 4.22a) al primo (F1, Figura 5.25a,b,e) ed al quinto (F5, Figura 5.25c,d,f) livello e i terremoti di Chi-Chi (Figura 5.25a,b), Imperial Valley (Figura 5.25c,d) e Northridge (Figura 5.25e,f). Dai risultati mostrati è possibile notare che la richiesta di duttilità cresce molto più rapidamente per la struttura SI400, danneggiata al primo livello (F1) e soggetta al terremoto di Chi-Chi (Figura 5.25a), esposta al fuoco per 60 minuti piuttosto che nel caso in cui è esposta al fuoco per 45 minuti. Una tendenza simile può essere osservata per la struttura SI2400 (confrontando le classi di resistenza R45 e R60), quando l'incendio è

ipotizzato al quinto livello e l'input sismico è rappresentato dai terremoti di Imperial Valley (Figura 5.25d) e Northridge (Figura 5.25f). Questo tipo di comportamento può essere interpretato osservando che gli elementi in c.a. del primo (scenario F1) e del quinto (scenario F5) livello evidenziano un incremento della porzione



(a) Terremoto di Chi-Chi (SI400). (b) Terremoto di Chi-Chi (SI2400). (c) Terremoto di Imperial Valley (SI400). (d) Terremoto di Imperial Valley (SI2400). (e) Terremoto di Northridge (SI400). (f) Terremoto di Northridge (SI2400).
 Figura 5.25 – Analisi dinamica incrementale: effetti della classe di resistenza al fuoco sulla risposta sismica non lineare della sovrastruttura in c.a. delle strutture test SI400 e SI2400.

di sezione in calcestruzzo danneggiata dal calore con l'incremento di tempo da 45 (R45, Figura 4.25e,f) a 60 (R60) minuti sebbene, in conformità con la curva d'incendio definita dall'EC1 (2004), i profili di temperatura evidenziano un decremento durante la fase di raffreddamento (Figura 4.25g,h). Infine, la classe di resistenza al fuoco R30 induce danni significativi, in confronto alla condizione pre-incendio (Str.0), solo quando l'incendio è ipotizzato al quinto livello della struttura test SI2400 (Figura 5.25d,f).

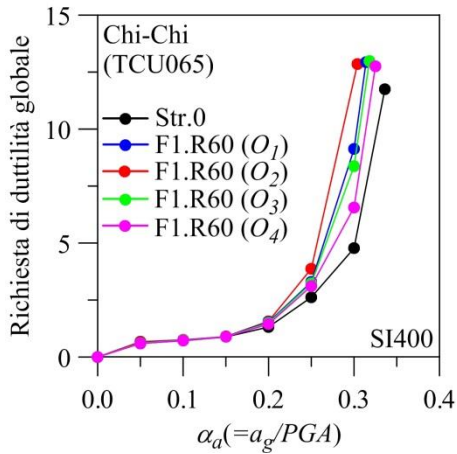
5.3.2.3.3 EFFETTI DEL GRADO DI VENTILAZIONE

Lo studio degli effetti del grado di ventilazione (§ 3.3.1.4) sulla risposta sismica non lineare degli elementi (travi e pilastri) della sovrastruttura in c.a. delle strutture test SI400 e SI2400 (isolate in sommità dei pilastri del piano interrato, § 4.3) è stato condotto per mezzo di un'indagine numerica (Mazza e Alesina, 2017a) basata sulla variabilità dei seguenti parametri: (1) rapporto di rigidità nominale del sistema d'isolamento (α_{KO}), (2) natura dell'input sismico (§ 5.3.2.1, Tabella 5.8, Figura 5.15); (3) scenario d'incendio (Figura 4.21). Inoltre, con lo scopo di evidenziare i risultati più significativi, si è fatto riferimento ad un'esposizione al fuoco di durata pari a 60 minuti (R60).

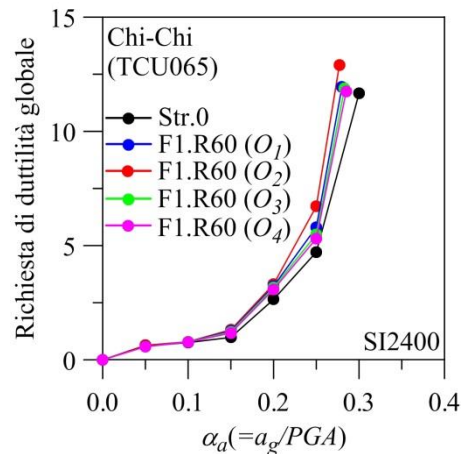
In Figura 5.26 viene mostrata la massima richiesta di duttilità globale degli elementi della sovrastruttura in c.a. delle suddette strutture test, assumendo i seguenti scenari d'incendio e terremoti: (1) scenario F1 e terremoto di Chi-Chi (Figura 5.26a,b); (2) scenario F5 e terremoto di Imperial Valley (Figura 5.26c,d); (3) scenari F1 e F5 e terremoto di Northridge (Figura 5.26e,f). I risultati riportati in Figura 5.26 sono relativi alle stazioni di registrazione che hanno prodotto i massimi effetti: (1) TCU065 per il terremoto di Chi-Chi; (2) El Centro Array#5 per il terremoto di Imperial Valley; (3) Newhall W Pico Canyon e Rinaldi Receiving Station, rispettivamente, per il primo ed il quinto livello delle strutture test e terremoto di Northridge. Nello specifico, le strutture test SI400 (Figura 5.26a,c,e) e SI2400 (Figura 5.26b,d,f) sono esaminate nella condizione pre-incendio (Str.0) e nel caso di incendio con differenti livelli di ventilazione (O_1 , O_2 , O_3 e O_4 , Tabella 4.22).

Per le travi del primo livello dei telai in c.a. interni è ottenuta un'amplificazione della richiesta di duttilità al lato inferiore delle sezioni a un quarto e tre quarti della luce della campata, considerando: (1) terremoto di Chi-Chi (stazione TCU065) per entrambe le strutture test SI400 e SI2400; (2) terremoto di Northridge (stazione Newhall W Pico Canyon) per la struttura test SI400. Inoltre, la richiesta di duttilità nelle sezioni di mezzeria (lato inferiore della sezione) delle travi del quinto livello della struttura test SI2400 subisce una notevole amplificazione sotto l'azione del terremoto di Imperial Valley (stazione El Centro Array#5) e di Northridge (stazione Rinaldi Receiving Station).

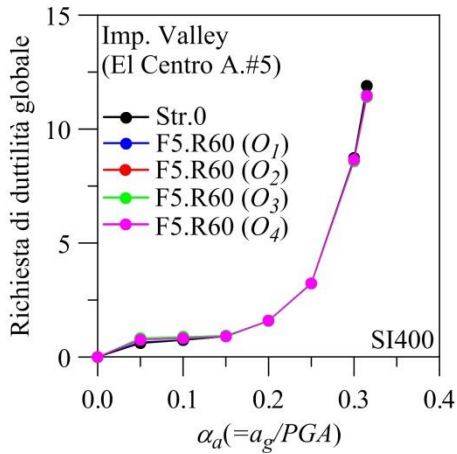
Dallo studio condotto è stato possibile osservare una variazione significativa della richiesta di duttilità con il grado di ventilazione (variazione del fattore di apertura O , § 2.3.3.2), con l'unica eccezione del caso d'incendio al quinto livello della struttura test SI400 soggetta al terremoto di Imperial Valley (Figura 5.26c). Questo accade perché la sovrastruttura può essere considerata isolata in direzione verticale quando $\alpha_{KO} \rightarrow 0$ e quindi il meccanismo di collasso si sviluppa ai piani inferiori, anche se non sono interessati dall'azione del fuoco.



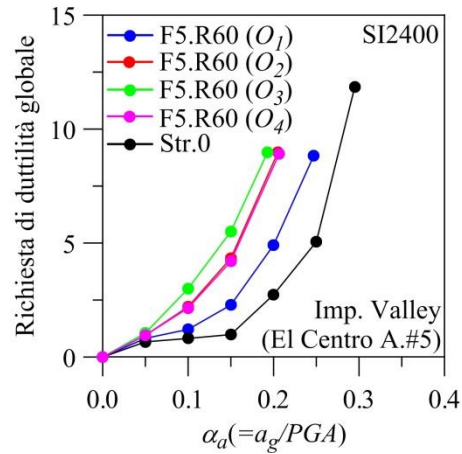
(a) Terremoto di Chi-Chi (SI400).



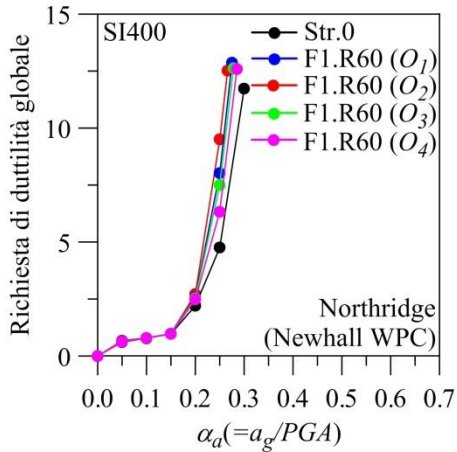
(b) Terremoto di Chi-Chi (SI2400).



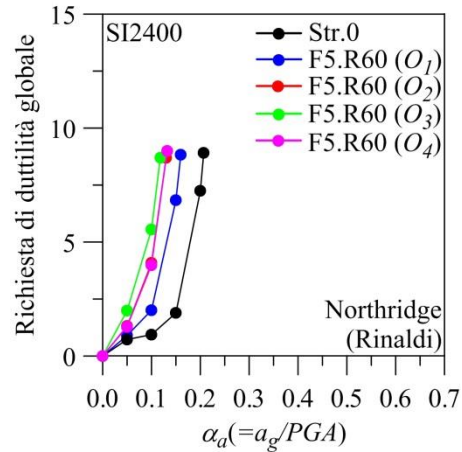
(c) Terremoto di Imperial Valley (SI400).



(d) Terremoto di Imperial Valley (SI2400).



(e) Terremoto di Northridge (SI400).



(f) Terremoto di Northridge (SI2400).

Figura 5.26 – Analisi dinamica incrementale: effetti del grado di ventilazione sulla risposta sismica non lineare della sovrastruttura in c.a. delle strutture test SI400 e SI2400.

5.3.2.3.4 STUDIO COMPARATIVO TRA DUE SISTEMI DI ISOLAMENTO SISMICO

Per studiare la risposta sismica non lineare di strutture protette dal sisma mediante isolatori HDRB (§ 1.4.1.2) e LRB (§ 1.4.1.3), è stato condotto uno studio comparativo tra due strutture, isolate in sommità dei pilastri del piano interrato mediante i suddetti dispositivi (Jangid e Kelly, 2001): S.I.R. e S.I.L.R., isolate mediante HDRB e LRB, rispettivamente (§ 4.3). Nell'analisi dinamica non lineare, condotta per le strutture test S.I.R. e S.I.L.R., l'input sismico è rappresentato da terremoti reali registrati in vicinanza ed in lontananza di faglia (§ 5.3.2.1, Figura 5.16, Tabella 5.9, Tabella 5.10). Le seguenti condizioni sono state considerate nelle analisi (Mazza e Alesina, 2017b): (1) condizione pre-incendio (Str.0), (2) incendio al primo livello (F1); (3) incendio nel piano interrato (F0); (4) incendio simultaneo nel piano interrato e al primo livello (F0/1).

In Figura 5.27 viene mostrata la richiesta di duttilità globale, ottenuta per mezzo di un'analisi dinamica incrementale (Mazza e Alesina, 2015a; 2015b), della sovrastruttura delle strutture test S.I.R. (Figura 5.27a,c) e S.I.L.R. (Figura 5.27b,d). È interessante notare che la richiesta di duttilità relativa alla condizione pre-incendio (Str.0) è maggiore in confronto a quella ottenuta ipotizzando l'incendio nel piano interrato (scenari d'incendio F0A, F0B, F0C e F0D, Figura 5.27a,b) e contemporaneamente al primo livello (scenari F0A/1 e F0C/1, Figura 5.27c,d), sia nel caso dei terremoti near- che far-fault. Questo risultato può essere interpretato osservando che l'elongazione del periodo fondamentale di vibrazione, dovuta al danneggiamento da incendio nei sistemi d'isolamento, impedisce il raggiungimento di valori alti della richiesta di duttilità nella sovrastruttura. Come atteso, il comportamento post-incendio della sovrastruttura in c.a. nel caso di incendio al primo livello (F1) è peggiore in confronto a quello nel caso di condizione pre-incendio (Str.0) e di incendio simultaneo nel piano interrato e al primo livello (F0/1). È interessante notare che la richiesta di duttilità delle strutture isolate con LRB dipende, per terremoti di bassa intensità ($\alpha_a = a_g / PGA < 0.5$), dai terremoti registrati in lontananza di faglia (far-fault), mentre per valori crescenti del rapporto α_a risulta più influenzata dai terremoti near-fault (Figura 5.27b,d). Questo comportamento può essere interpretato osservando che la rigidità laterale dei dispositivi LRB cresce significativamente per deformazioni di piccola ampiezza, riducendo il periodo fondamentale di vibrazione e conseguentemente spostando la risposta verso il campo di risonanza nello spettro di risposta in accelerazione relativo ai terremoti far-fault. Infine, in Figura 5.27e,f viene mostrato il confronto diretto tra le strutture test, sotto l'effetto dei terremoti near- (Figura 5.27e) e far-fault (Figura 5.27f), potendo osservare che le strutture protette con isolatori LRB esibiscono, in tutti i casi analizzati, una richiesta di duttilità maggiore in confronto a quelle isolate con HDRB. Per investigare la distribuzione del danno locale lungo l'altezza delle strutture test, in Figura 5.28 viene mostrata la richiesta di duttilità media nelle sezioni d'estremità (lato superiore della sezione) delle travi dei telai in c.a. interni, considerando le strutture isolate mediante HDRB (Figura 5.28a,c) e LRB (Figura 5.28b,d) soggette ai terremoti near- (Tabella 5.9) e far-fault (Tabella 5.10) selezionati (Figura 5.16). Gli effetti dei terremoti near-fault sulla richiesta di duttilità sono più marcati ai piani inferiori (Alavi e Krawinkler, 2001) quando viene considerato lo scenario

d'incendio F1 (Figura 5.28c,d), mentre la condizione pre-incendio (Str.0) prevale sempre su tutti i casi analizzati (Figura 5.28a-d) quando l'incendio è ipotizzato nel piano interrato (scenario F0) e contemporaneamente al primo livello (scenari F0A/1, F0C/1).

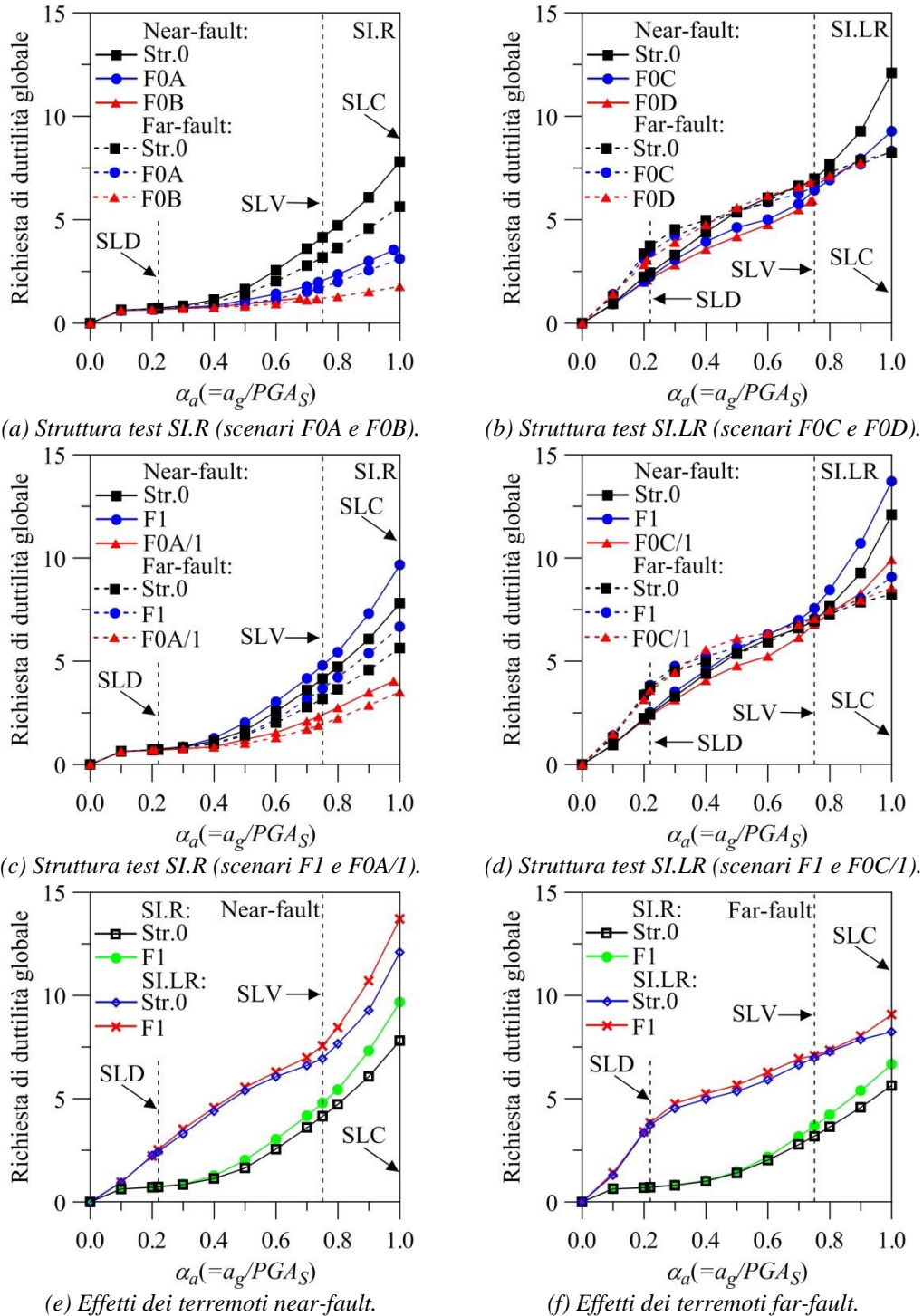


Figura 5.27 – Analisi dinamica incrementale: risposta sismica non lineare globale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test SI.R e SI.LR, soggette ai terremoti near- e far-fault.

Inoltre, gli effetti dei terremoti far-fault sono generalmente più significativi in confronto a quelli dei terremoti near-fault ai piani superiori delle strutture isolate mediante LRB (Figura 5.28b,d). Infine, viene mostrato anche il confronto diretto tra le strutture S.I.R. e S.I.L.R., sotto l'azione dei terremoti near- (Figura 5.28e) e far-fault (Figura 5.28f), dove è possibile notare che le strutture isolate mediante LRB esibiscono, in tutti i casi analizzati,

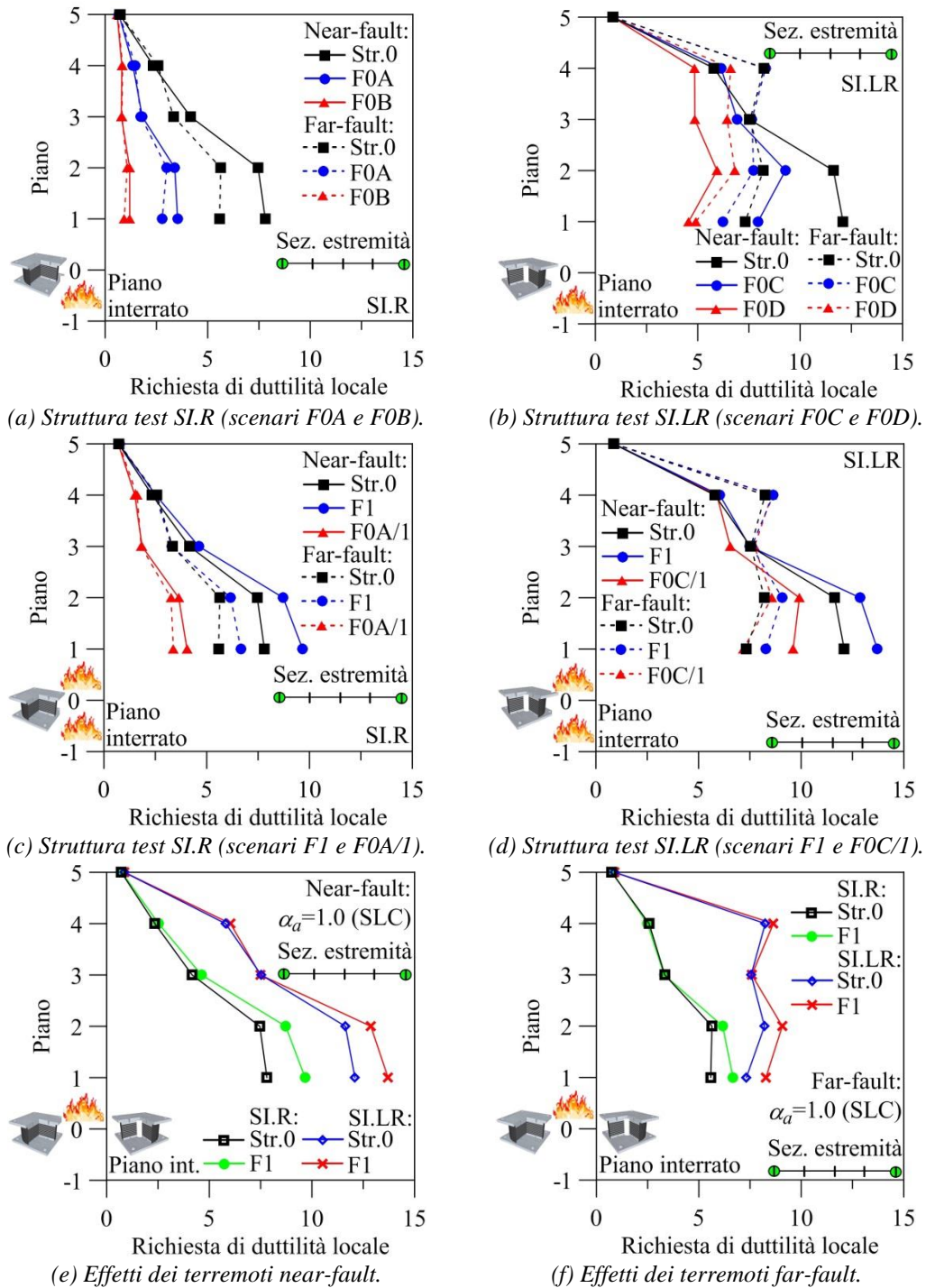


Figura 5.28 – Risposta sismica non lineare locale della sovrastruttura in c.a. delle strutture test S.I.R. e S.I.L.R., soggette ai terremoti near- e far-fault.

una risposta maggiore in confronto a quelle isolate con HDRB. Ulteriori risultati, omessi per ragioni di brevità, confermano risultati simili per le sezioni a quarto della luce della campata delle travi interne, mentre le sezioni di mezzera delle travi e le sezioni d'estremità dei pilastri esibiscono una richiesta di duttilità trascurabile.

5.3.3 STRUTTURE ISOLATE SISMICAMENTE IN SOMMITÀ DEI PILASTRI DEL PRIMO LIVELLO

In questo paragrafo vengono riportati i parametri principali dei terremoti considerati come input sismico e i risultati numerici ottenuti dall'analisi dinamica non lineare effettuata per determinare la risposta sismica non lineare delle strutture test isolate sismicamente in sommità dei pilastri del primo livello (descritte al § 4.4). Nello specifico, sono stati indagati gli effetti dell'azione sismica sul sistema d'isolamento e sulla sovrastruttura in c.a. delle strutture test considerate, analizzando i seguenti aspetti: (1) studio comparativo tra due sistemi d'isolamento sismico (isolatori elastomerici HDRB e LRB), (2) analisi degli effetti dei terremoti registrati in lontananza (terremoti far-fault) ed in prossimità di faglia (terremoti near-fault), (3) analisi della risposta sismica locale dei sistemi d'isolamento, (4) analisi di fragilità basata sulla costruzione delle curve di fragilità strutturali per la sovrastruttura in c.a.. Per semplicità, i telai piani orientati lungo la direzione y sono stati assunti come schema di riferimento nell'analisi (Figura 4.43a, § 4.4). Infine, per le travi delle strutture test considerate nell'indagine numerica condotta (Mazza e Alesina, 2018; 2019) è stato considerato un unico elemento e delle masse concentrate in corrispondenza delle sezioni d'estremità dell'elemento stesso (Figura 4.43b, § 4.4).

5.3.3.1 INPUT SISMICO

Prove analitiche e sul campo evidenziano che i terremoti registrati in prossimità della sorgente possono essere più significativi, in termini di danni strutturali e non strutturali, a differenza di quelli osservati più lontano, mostrando impulsi di velocità caratterizzati da un'ampiezza elevata e da una frequenza relativamente bassa (lunga durata) (Mazza e Alesina, 2016a). L'attenzione sugli effetti dannosi dei terremoti near-fault sta crescendo negli ultimi anni, sollevando preoccupazioni circa la risposta sismica di strutture intelaiate in calcestruzzo armato ed isolate sismicamente, realizzate in siti caratterizzati dalla vicinanza ad una faglia attiva.

A tal fine, è stata condotta un'indagine numerica con lo scopo di valutare la risposta sismica non lineare di due strutture test (le cui caratteristiche sono state descritte al § 4.4), caratterizzate da isolamento sismico in sommità dei pilastri del primo livello. Le strutture sono state analizzate sotto l'azione delle componenti orizzontali di venti terremoti registrati in prossimità di faglia (near-fault) e venti terremoti registrati in lontananza di faglia (far-fault). Nella selezione dell'input sismico sono state considerate le ipotesi adottate nel progetto delle strutture test: (1) classe di sottosuolo C: terreno mediamente denso; (2) regione ad alto rischio sismico. Le storie temporali delle componenti

orizzontali di accelerazione selezionate sono disponibili nei database PEER (2014) e ESD (2015), rispettivamente, per i terremoti near- e far-fault.

I dati principali dei terremoti selezionati sono riportati in Tabella 5.11 e in Tabella 5.12, rispettivamente, per i terremoti registrati in vicinanza e in lontananza di faglia: nazione, terremoto, stazione di registrazione, componente orizzontale considerata, picco di accelerazione al suolo (PGA_H), magnitudo (M_w), minima distanza dalla faglia (Δ).

Inoltre, gli accelerogrammi selezionati sono opportunamente scalati in modo tale che gli spettri medi, ottenuti dalla normalizzazione dei venti terremoti near-fault e dei venti terremoti far-fault, siano in grado di approssimare gli spettri di risposta del codice sismico Italiano (NTC08, 2008), soddisfacendo così il requisito della spettro-compatibilità (Iervolino et al., 2009) nel campo di periodi di interesse per il problema in esame ($0.5 \cdot T \div 1.25 \cdot T$). Nel dettaglio, l'ordinata spettrale media non presenta uno scarto in difetto superiore al 10% ed uno in eccesso superiore al 30% rispetto alla corrispondente ordinata dello spettro elastico, in alcun punto dell'intervallo di periodi considerato.

La normalizzazione/scalatura dei terremoti è stata effettuata per mezzo del software In-Spector (Acunzo et al., 2014), esaminando le condizioni corrispondenti al raggiungimento degli stati limite ultimi di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso (SLC), considerate, rispettivamente, nello studio della risposta sismica non lineare della sovrastruttura in calcestruzzo armato e dei sistemi d'isolamento costituiti dai dispositivi HDRB (struttura test S.I.R) e LRB (struttura test S.I.L.R).

Tabella 5.11 – Dati principali dei terremoti near-fault considerati come input sismico nell'analisi dinamica non lineare delle strutture test (dimensioni in $^\circ$, g e km).

Nazione	Terremoto	Stazione	Comp.	PGA_H	M_w	Δ
America	Cape M. (1992)	Petrolia	90	0.662	7.0	8.20
Taiwan	Chi-Chi (1999)	CHY101	NS	0.398	7.6	9.94
Taiwan	Chi-Chi (1999)	TCU051	NS	0.235	7.6	7.64
Taiwan	Chi-Chi (1999)	TCU065	EW	0.790	7.6	0.57
Taiwan	Chi-Chi (1999)	TCU067	EW	0.499	7.6	0.62
Taiwan	Chi-Chi (1999)	TCU068	EW	0.566	7.6	0.32
Taiwan	Chi-Chi (1999)	TCU101	NS	0.258	7.6	2.11
America	Coalinga (1983)	Coalinga-14th	90	0.677	5.2	10.9
America	Coalinga (1983)	Transmitter H.	360	1.020	5.8	9.51
Turchia	Duzce (1999)	Bolu	90	0.806	7.1	12.04
Turchia	Erzincan (1992)	Erzincan	NS	0.515	6.7	4.38
Giappone	Kobe (1995)	KJMA	0	0.834	6.9	0.96
Giappone	Kobe (1995)	Takarazuka	0	0.697	6.9	0.27
Giappone	Kobe (1995)	Takatori	90	0.616	6.9	1.47
Turchia	Kocaeli (1999)	Yarimca	150	0.322	7.5	4.83
America	Northridge (1994)	Newhall WPC	46	0.419	6.7	5.48
America	Northridge (1994)	Rinaldi	228	0.874	6.7	6.50
America	Northridge (1994)	Sylmar CS	142	0.923	6.7	5.35
America	San Salvador (1986)	Geotech IC	90	0.704	5.8	6.30
America	Superstition H. (1987)	Parachute	225	0.455	6.5	0.95

Tabella 5.12 – Dati principali dei terremoti far-fault considerati come input sismico nell'analisi dinamica non lineare delle strutture test (dimensioni in g e km).

Nazione	Terremoto	Stazione	Comp.	PGA_H	M_w	Δ
Turchia	Adana (1998)	Ceyhan-T.	1726y	0.270	6.3	30
Grecia	Alkion (1981)	Korinthos-O.	333y	0.310	6.6	20
Grecia	Ano Liosia (1999)	Athens-N.	1708y	0.101	6.0	19
Italia	Basso Tirreno (1978)	Patti-C.	170y	0.162	6.0	18
Algeria	Chenoua (1989)	Cherchell	5488x	0.289	5.9	29
Turchia	Duzce 1 (1999)	LDEO S.	6498x	0.254	7.2	28
Grecia	Ionian (1973)	Lefkada_O.	42x	0.525	5.8	15
Turchia	Ishakli (2002)	Afyon-B.	7097x	0.113	6.5	66
Turchia	Izmit (1999)	Istanbul-A.	4337y	0.164	7.6	101
Grecia	Komilion (1994)	Lefkada_O.	581y	0.200	5.4	16
Italia	Lazio Abruzzo (1984)	Cassino S.	378x	0.147	5.9	16
SE Europa	Montenegro (1979)	Veliki K.	1436x	0.267	6.9	144
Grecia	Mouzakaiika (1993)	Lefkada_O.	566y	0.146	5.3	48
Grecia	Near coast of P. (1985)	Lefkada-H.	408x	0.074	5.2	21
Grecia	Preveza (1981)	Lefkada_O.	337y	0.099	5.4	42
Turchia	Pulumur (1992)	Erzincan-E.	1415x	0.115	5.2	26
Italia	Sicilia-Orientale (1990)	Catania-P.	948x	0.253	5.6	24
Armenia	Spitak (1988)	Gukasian	439y	0.183	6.7	36
Italia	Umbria Marche (1997)	Castelnuovo-A.	600x	0.172	6.0	22
Grecia	Volvi (1978)	Thessaloniki	175y	0.146	6.2	29

Un giudizio quantitativo sulla similitudine tra la forma spettrale di un segnale (terremoti selezionati) e quella di riferimento (terremoto di progetto definito dalle NTC08, 2008) è ottenibile mediante il parametro D_{rms} , definito come la media degli scarti quadratici medi tra le corrispondenti accelerazioni spettrali normalizzate (Bommer e Acevedo, 2004). Il parametro D_{rms} quantifica lo scostamento tra le forme spettrali e non la differenza in ampiezza. Il parametro viene calcolato nell'intervallo di periodi di interesse, ossia nell'intervallo di periodi nel quale si intende raggiungere la condizione di spettro-compatibilità. Bassi valori del parametro D_{rms} indicano un buon accordo tra le forme spettrali selezionabili e quella obiettivo (Acunzo et al., 2015). Inoltre, Bommer e Acevedo (2004) suggeriscono valori massimi dell'ordine 0.10-0.20 per il parametro D_{rms} .

In Tabella 5.13 vengono riportati i valori del parametro sopra menzionato sia per i terremoti near-fault che per i terremoti far-fault selezionati per l'analisi dinamica non lineare delle strutture test isolate sismicamente in sommità dei pilastri del primo livello. In particolare, il parametro è stato valutato sia per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) sia per lo stato limite ultimo di prevenzione del collasso (SLC). È interessante notare che i valori del parametro D_{rms} sono risultati sempre inferiori in confronto ai valori massimi suggeriti da Bommer e Acevedo (2004), pertanto, le forme spettrali associate agli accelerogrammi naturali selezionati sono caratterizzate da uno scostamento molto piccolo rispetto alla forma spettrale definita dalle NTC08 (2008).

Tabella 5.13 – Valori del parametro D_{rms} per i terremoti near- e far-fault selezionati.

Terremoti near-fault	D_{rms_SLV}	D_{rms_SLC}	Terremoti far-fault	D_{rms_SLV}	D_{rms_SLC}
Cape M.	0.0069	0.0094	Adana	0.0127	0.0152
Chi-Chi (CHY101)	0.0320	0.0292	Alkion	0.0197	0.0225
Chi-Chi (TCU051)	0.0188	0.0174	Ano Liosia	0.0202	0.0233
Chi-Chi (TCU065)	0.0097	0.0081	Basso Tirreno	0.0242	0.0272
Chi-Chi (TCU067)	0.0228	0.0206	Chenoua	0.0395	0.0423
Chi-Chi (TCU068)	0.0416	0.0384	Duzce 1	0.0249	0.0279
Chi-Chi (TCU101)	0.0131	0.0120	Ionian	0.0233	0.0263
Coalinga (Coalinga-14th)	0.0405	0.0434	Ishakli	0.0180	0.0200
Coalinga (Transmitter H.)	0.0419	0.0448	Izmit	0.0252	0.0282
Duzce	0.0246	0.0276	Komilion	0.0382	0.0412
Erzincan	0.0319	0.0291	Lazio Abruzzo	0.0289	0.0319
Kobe (KJMA)	0.0128	0.0152	Montenegro	0.0404	0.0434
Kobe (Takarazuka)	0.0095	0.0108	Mouzakaiika	0.0439	0.0468
Kobe (Takatori)	0.0566	0.0541	Near coast of P.	0.0444	0.0474
Kocaeli	0.0334	0.0308	Preveza	0.0380	0.0409
Northridge (N. WPC)	0.0568	0.0537	Pulumur	0.0334	0.0364
Northridge (Rinaldi)	0.0143	0.0146	Sicilia-Orientale	0.0411	0.0441
Northridge (Sylmar CS)	0.0203	0.0201	Spitak	0.0179	0.0206
San Salvador	0.0190	0.0221	Umbria Marche	0.0160	0.0185
Superstition H.	0.0719	0.0692	Volvi	0.0263	0.0293

5.3.3.2 ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE DEI SISTEMI D'ISOLAMENTO SISMICO

La risposta non lineare dei sistemi d'isolamento delle strutture test isolate in sommità dei pilastri del primo livello (Mazza e Alesina, 2018; 2019, § 4.4), danneggiate dall'azione del fuoco al medesimo livello (scenario d'incendio F0, § 4.4.4), è studiata sotto l'azione delle componenti orizzontali di terremoti registrati in prossimità (near-fault) ed in lontananza (far-fault) di faglia (§ 5.3.3.1). L'analisi dinamica non lineare, condotta nelle condizioni pre-incendio e post-incendio, è stata interrotta una volta raggiunto il valore di picco del terremoto normalizzato (PGA_S) oppure una volta raggiunto lo stato limite della struttura isolata sismicamente. Infine, il danno locale subito dagli isolatori HDRB (struttura test SI.R) e LRB (struttura test SI.LR) è valutato in termini di: deformazione di taglio totale (γ_{tot}) e deformazione dovuta allo spostamento sismico (γ_s); rapporto tra il massimo carico assiale di compressione ed il carico critico $(P_c/P_{cr})_{max}$; rapporto tra la tensione di trazione agente e la tensione ultima $(\sigma_t/\sigma_{tu})_{max}$. La distribuzione locale del danno in pianta degli isolatori è mostrata in Figura 5.29 e in Figura 5.30, con riferimento alla condizione pre-incendio (Str.0) ed agli scenari d'incendio F0.R45 (durante l'incendio, considerando l'istante di tempo corrispondente alla classe di resistenza al fuoco R45) e F0.R_f (alla fine della fase di raffreddamento dell'incendio). Nel dettaglio, l'analisi dinamica non lineare delle strutture test SI.R

(Figura 5.29) e S.I.L.R (Figura 5.30), soggette agli accelerogrammi dei terremoti near-fault e far-fault scalati considerando lo stato limite ultimo di prevenzione del collasso (SLC), è stata interrotta una volta raggiunto lo stato ultimo del sistema d'isolamento e/o della sovrastruttura.

I valori ultimi della deformazione di taglio totale ($\gamma_{tot,u}$) e della corrispondente deformazione di taglio dovuta allo spostamento sismico ($\gamma_{s,u}$) degli isolatori HDRB e LRB sono stati assunti pari a 1.5 volte i corrispondenti valori di progetto (NTC08, 2008). Inoltre, i carichi assiali di compressione e di trazione degli isolatori HDRB e LRB sono limitati al carico critico e al carico ultimo di trazione, rispettivamente. In particolare, i valori medi della deformazione di taglio dovuta allo spostamento sismico (γ_s) e della deformazione di taglio totale (γ_{tot}) sono esaminati contemporaneamente per gli isolatori HDRB (Figura 5.29a,c) e LRB (Figura 5.30a,c), considerando solo metà della pianta simmetrica della struttura. Allo stesso modo, i carichi assiali adimensionalizzati di trazione (P_t/P_{tu} , dove P_{tu} è il carico assiale corrispondente alla tensione ultima di trazione σ_{tu} definita dalle NTC08) e di compressione (P_c/P_{cr} , dove P_{cr} è il carico critico) sono mostrati in Figura 5.29b,d (isolatori HDRB) e in Figura 5.30b,d (isolatori LRB).

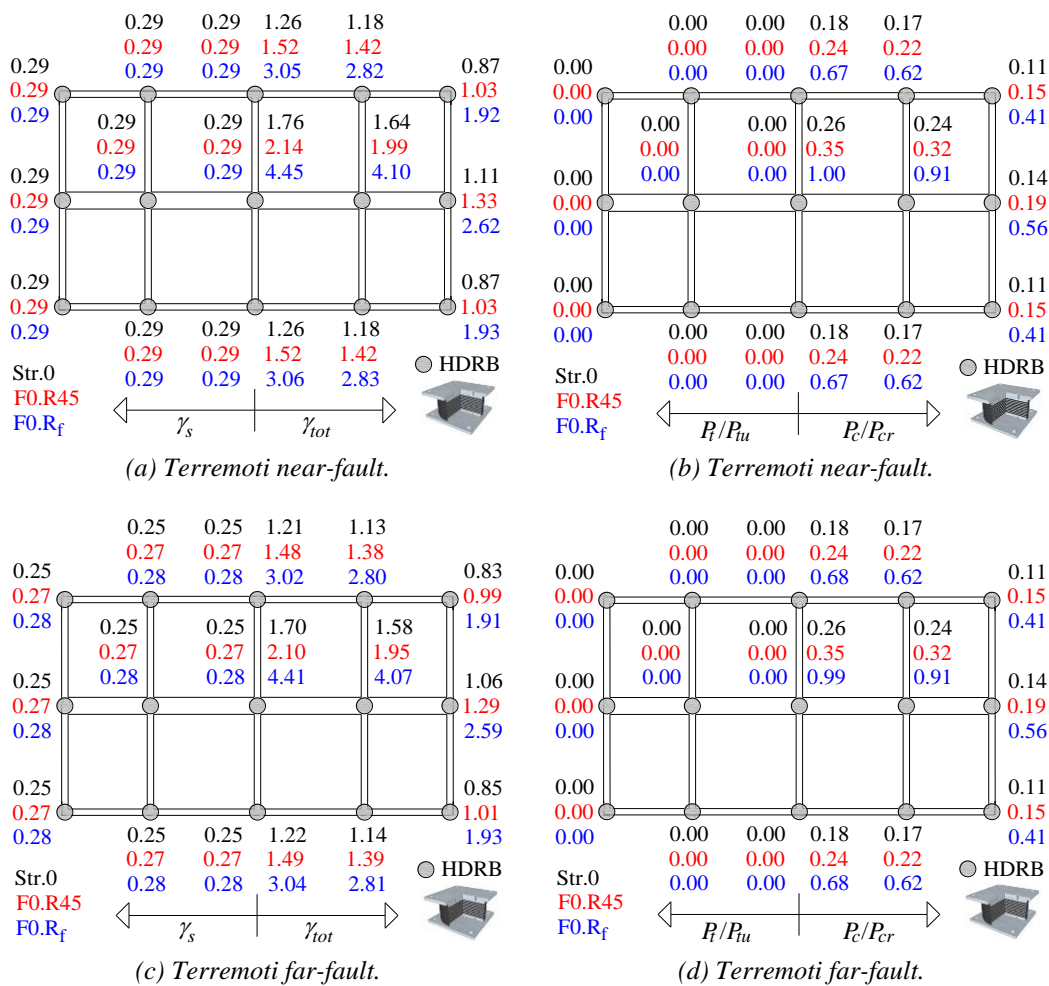


Figura 5.29 – Risposta sismica non lineare locale allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC) degli isolatori HDRB (struttura test S.I.R).

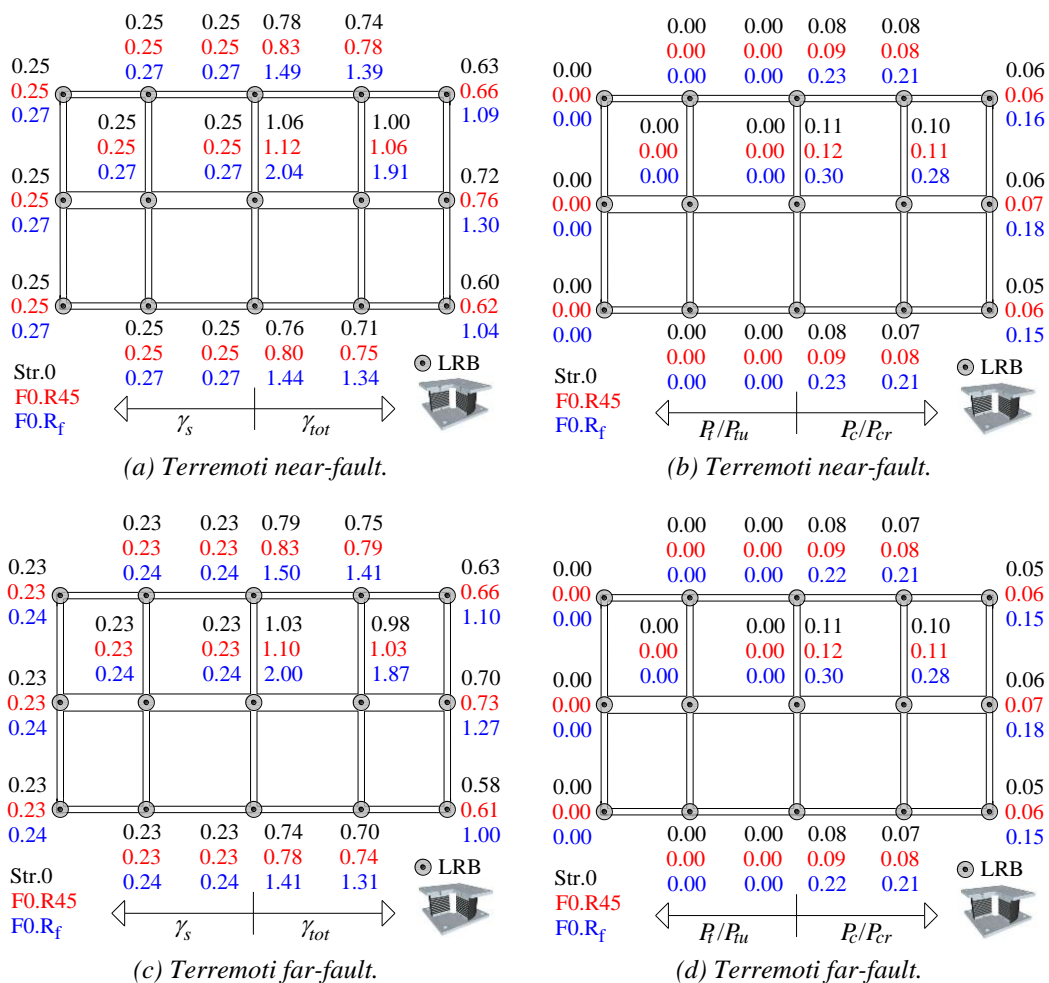


Figura 5.30 – Risposta sismica non lineare locale allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC) degli isolatori LRB (struttura test SI.LR)..

In tutti i casi esaminati, i massimi valori dei parametri γ_{tot} e P_c/P_{cr} , sotto l'azione dei terremoti near-fault (Figura 5.29a,b; Figura 5.30a,b) e far-fault (Figura 5.29c,d; Figura 5.30c,d), sono ottenuti per l'isolatore centrale. Come può essere osservato, i parametri di risposta degli isolatori HDRB e LRB presentano un incremento significativo nello scenario d'incendio F0.R_f (a raffreddamento avvenuto) in confronto allo scenario F0.R45 (durante l'incendio), specialmente con riferimento alla deformazione di taglio totale ed al carico critico adimensionalizzato degli isolatori HDRB. Nel dettaglio, i valori di γ_{tot} (Figura 5.29a) e P_c/P_{cr} , (Figura 5.30b) degli isolatori HDRB nello scenario F0.R_f sono circa due o tre volte quelli ottenuti per lo scenario F0.R45. D'altra parte, i parametri di risposta degli isolatori LRB presentano dei valori significativamente più bassi in confronto ai corrispondenti valori limite poiché le analisi non lineari sono terminate a causa del raggiungimento della richiesta di duttilità ultima negli elementi della sovrastruttura in c.a..

5.3.3.3 ANALISI DI FRAGILITÀ DEGLI ELEMENTI DELLA SOVRASTRUTTURA IN C.A.

La risposta dinamica non lineare degli elementi della sovrastruttura in c.a. delle strutture test isolate in sommità dei pilastri del primo livello (Mazza e Alesina, 2018; 2019; § 4.4), danneggiate dall'azione del fuoco al secondo livello (scenario d'incendio F1, § 4.4.4), è studiata sotto l'azione delle componenti orizzontali di terremoti registrati in prossimità (near-fault) ed in lontananza (far-fault) di faglia (§ 5.3.3.1). L'analisi dinamica non lineare, condotta nelle condizioni pre-incendio e post-incendio, è stata interrotta una volta raggiunto il valore di picco del terremoto normalizzato (PGA_s) oppure una volta raggiunto lo stato limite della struttura isolata sismicamente. Il danno locale subito dagli elementi dei telai in c.a. è valutato considerando la richiesta di duttilità ultima calcolata in termini di curvatura (§ 4.2.5). Le condizioni plastiche sono controllate nelle sezioni potenzialmente critiche delle travi e dei pilastri (sezioni d'estremità). La condizione pre-incendio (Str.0) è confrontata direttamente con il caso di incendio localizzato al secondo livello (scenario F1, Figura 4.44c) delle strutture test SI.R e SI.LR, considerando due istanti differenti dell'incendio: (1) alla fine di un'esposizione di durata pari a 60 minuti (R_{60} : classe di resistenza al fuoco del compartimento), (2) alla fine della fase di raffreddamento dell'incendio (R_f). Per ogni terremoto, l'istante finale della simulazione è assunto come quello corrispondente al raggiungimento di una condizione ultima degli elementi della sovrastruttura in c.a.. Inoltre, con lo scopo di ottenere dei risultati comparabili, le analisi relative a ciascun terremoto sono state ripetute assumendo l'istante finale minimo della simulazione come istante finale delle simulazioni.

Per l'analisi di fragilità è stato adottato il metodo cloud (Jalayer et al., 2013a; 2013b; 2015), basato sull'interpolazione di un modello di regressione lineare in scala logaritmica, considerando delle coppie di valori corrispondenti ad un parametro di interesse ingegneristico (EDP), rappresentativo della risposta strutturale, e ad una misura d'intensità sismica (IM), facendo riferimento a venti terremoti normalizzati in modo tale da garantire la compatibilità con la forma spettrale definita dalle NTC08 (2008) (Miano et al., 2018). In Figura 5.31 e in Figura 5.32 sono riportati i dati della nuvola di punti delle strutture test SI.R e SI.LR, rispettivamente; i dati sono stati ottenuti combinando il rapporto tra domanda e la capacità del parametro di interesse ingegneristico, il quale risulta essere pari all'unità nel caso di raggiungimento dello stato limite ultimo, con una misura d'intensità sismica (Jalayer et al., 2017).

In particolare, i massimi valori della richiesta di duttilità nelle sezioni di estremità delle travi dei telai in c.a. esterni (Figura 5.31a,c; Figura 5.32a,c) ed interni (Figura 5.31b,d; Figura 5.32b,d) vengono riportati in funzione dei valori assunti dalla misura d'intensità adottata ($MASI$: Modified Acceleration Spectrum Intensity) con riferimento agli spettri di risposta elastici in accelerazione dei terremoti near-fault (Figura 5.31a,b; Figura 5.32a,b) e far-fault (Figura 5.31c,d; Figura 5.32c,d). La suddetta misura d'intensità è valutata integrando i valori spettrali di accelerazione in un intervallo di periodi di vibrazione (espressione (5.8)) compreso tra un limite inferiore ($0.5 \cdot T_{IH}$), tenendo conto del contributo dei modi di vibrare superiori alla risposta strutturale, ed uno superiore

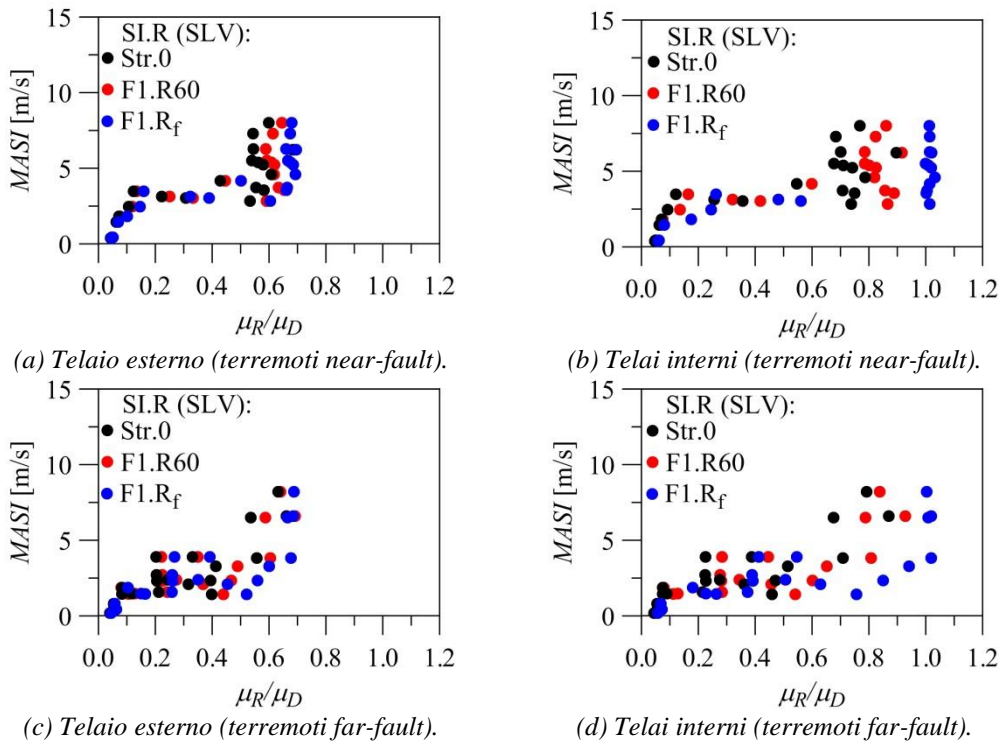


Figura 5.31 – Dati del metodo cloud per la sovrastruttura in c.a. della struttura test SI.R isolata mediante HDRB: richiesta di duttilità delle travi.

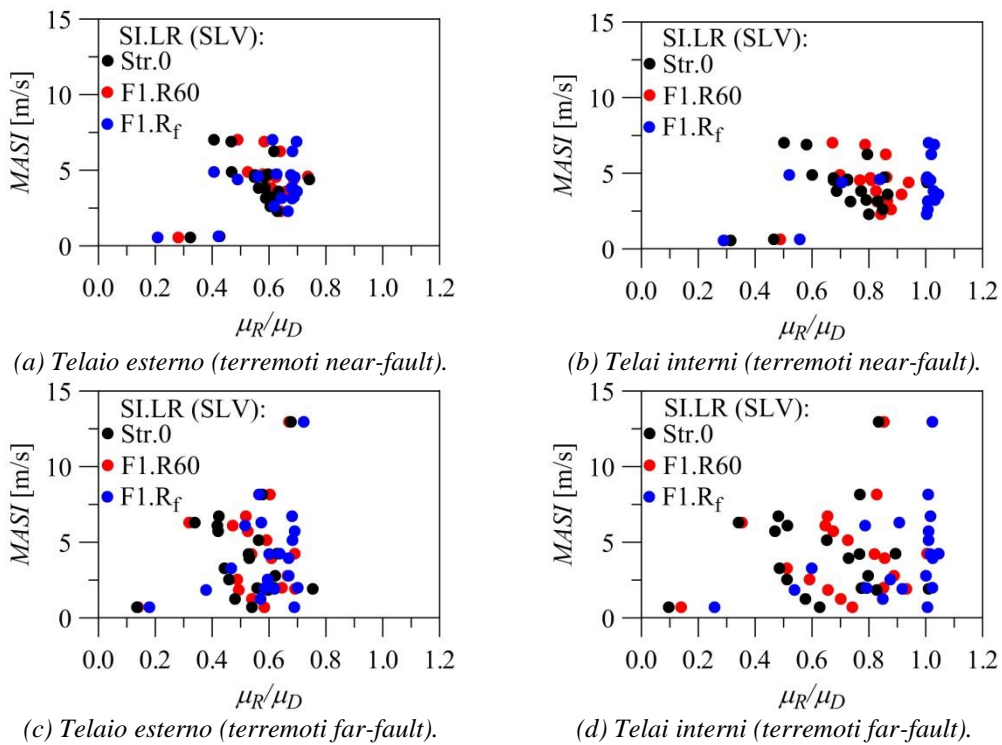


Figura 5.32 – Dati del metodo cloud per la sovrastruttura in c.a. della struttura test SI.LR isolata mediante LRB: richiesta di duttilità delle travi.

($1.25 \cdot T_{IH}$), includendo l'elongazione del periodo di vibrazione dovuta al comportamento strutturale non lineare (Mollaioli et al., 2013; Mazza e Labernarda, 2017).

$$MASI = \int_{0.5T}^{1.25T} S_a(T, \xi) \cdot dT \quad (5.8)$$

Innanzitutto, è utile ricordare che la dispersione significativa nei valori della misura adottata per i terremoti selezionati ed il superamento del valore unitario per i rapporti tra domanda e capacità del parametro di interesse ingegneristico porta a stime ragionevoli per quanto riguarda la fragilità (Jalayer et al., 2017). Come può essere osservato, la massima richiesta di duttilità delle travi dei telai interni è sempre responsabile della rottura strutturale convenzionale allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV (Figura 5.31b,d; Figura 5.32b,d). Lo scenario F1.R_f porta ad un incremento della richiesta di duttilità (punti di colore blu) in confronto allo scenario F1.R60 (punti di colore rosso) ed alla condizione pre-incendio (punti di colore nero). Inoltre, la richiesta di duttilità della struttura test isolata mediante dispositivi LRB e soggetta ai terremoti far-fault (Figura 5.32c,d) è generalmente più grande in confronto a quella ottenuta per la struttura isolata mediante i dispositivi HDRB (Figura 5.31c,d). Questo è dovuto al fatto che la rigidità orizzontale degli isolatori con nucleo di piombo (LRB) cresce significativamente per deformazioni di piccola ampiezza, portando ad una riduzione del periodo fondamentale di vibrazione e conseguentemente allo spostamento della risposta verso la regione di risonanza nello spettro di risposta in accelerazione dei terremoti far-fault. D'altra parte, livelli simili del massimo danno strutturale sono evidenziati quando le strutture test SI.R (Figura 5.31a,b) e SI.LR (Figura 5.32a,b) sono soggette ai terremoti near-fault. Ulteriori risultati, omessi per ragioni di brevità, dimostrano che lo scenario d'incendio F1.R_f può comportare un incremento della richiesta di duttilità per le travi del livello interessato dall'incendio (secondo livello) oppure per le travi del livello superiore a quello interessato dall'incendio (terzo livello).

La valutazione della probabilità che un dato livello di danno avverrà nella sovrastruttura di strutture sismicamente isolate, subendo un ciclo di riscaldamento-raffreddamento parziale (R60) o totale (R_f), richiede un'analisi di fragilità. A tal fine, è stato utilizzato il software Robust Fragility (2016), basato sull'analisi di dati per la costruzione di nuvole di punti (Jalayer et al., 2017). Le curve di fragilità delle strutture test SI.R e SI.LR sono riportate in Figura 5.33 e in Figura 5.34, rispettivamente, con riferimento ai terremoti near-fault (Figura 5.33a,b; Figura 5.34a,b) e far-fault (Figura 5.33c,d; Figura 5.34c,d). Infine, le curve di fragilità riportate forniscono informazioni sulla probabilità di superamento dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV), rappresentando il livello di danno della sovrastruttura in termini di richiesta di duttilità delle travi.

Come dimostrato, le strutture test SI.R e SI.LR sono significativamente vulnerabili al danno della sovrastruttura quando sono soggette allo scenario d'incendio F1.R_f piuttosto che allo scenario F1.R60; questo comportamento è evidente per entrambi i telai esaminati: esterni (Figura 5.33a,c; Figura 5.34a,c) ed interni (Figura 5.33b,d; Figura 5.34b,d). Inoltre, lo scenario d'incendio F1.R60 produce solo un limitato incremento della

fragilità in confronto alla condizione pre-incendio quando viene considerata la struttura test SI.LR (Figura 5.34c,d).

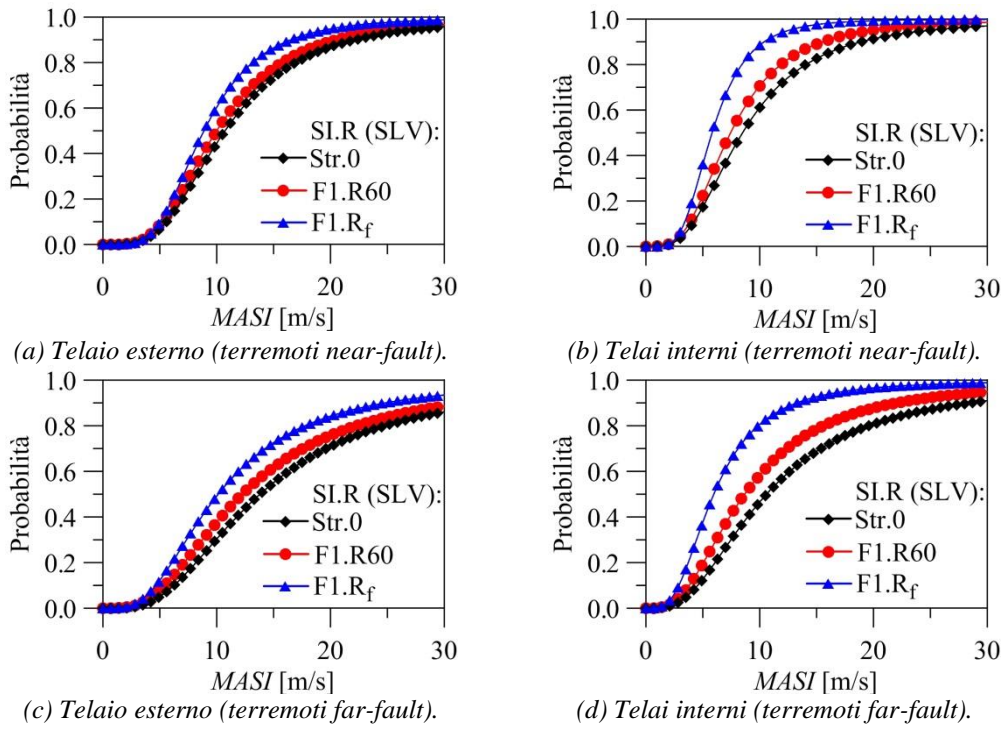


Figura 5.33 – Curve di fragilità per la sovrastruttura in c.a. della struttura test SI.R isolata mediante HDRB: richiesta di duttilità delle travi.

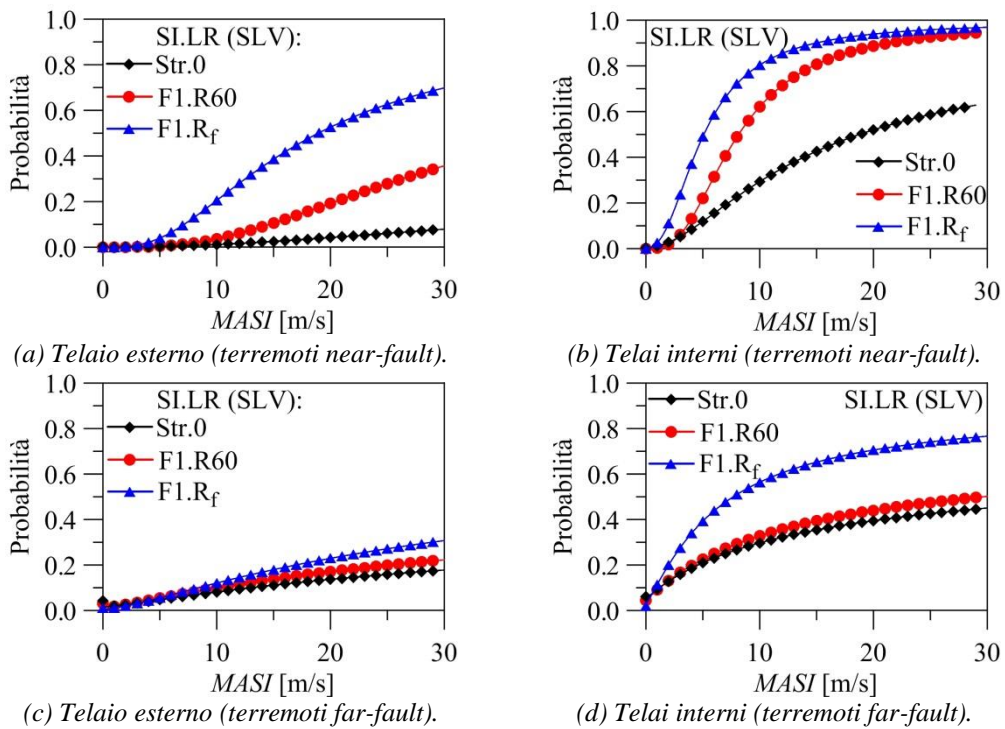


Figura 5.34 – Curve di fragilità per la sovrastruttura in c.a. della struttura test SI.LR isolata mediante LRB: richiesta di duttilità delle travi.

È interessante notare che le curve di fragilità relative ai terremoti near-fault (Figura 5.33a,b; Figura 5.34a,b) sono caratterizzate da una maggiore probabilità di superamento dello stato limite in confronto a quelle relative ai terremoti far-fault (Figura 5.33c,d; Figura 5.34c,d), sia per la condizione pre-incendio (Str.0) che per gli scenari d'incendio F1.R60 e F1.Rf, confermando che i terremoti near-fault, caratterizzati da impulsi di lunga durata in direzione orizzontale, possono causare deformazioni inelastiche inaspettate nelle strutture sismicamente isolate.

CONCLUSIONI

L'obiettivo principale alla base dell'attività di ricerca svolta consiste nell'analisi degli effetti dei terremoti registrati in prossimità di faglia (near-fault) sulla risposta sismica non lineare di strutture in calcestruzzo armato, caratterizzate da isolamento sismico e danneggiamento indotto dall'esposizione all'azione del fuoco. In particolare, il danneggiamento da incendio sugli elementi in calcestruzzo armato è stato stimato attraverso la valutazione della degradazione di rigidità, resistenza e duttilità disponibile, applicando metodi semplificati e/o avanzati. D'altra parte, il danneggiamento del sistema d'isolamento sismico è stato valutato sulla base del degrado delle proprietà meccaniche e geometriche, applicando degli approcci semplici in grado di consentire la valutazione della sezione residua durante e/o alla fine dell'incendio, tenendo conto, in questo modo, dell'effetto della fase di riscaldamento e della fase di raffreddamento, rispettivamente. Inoltre, uno degli obiettivi è stato quello di proporre delle metodologie semplificate e/o avanzate, ma sufficientemente affidabili, mediante l'uso delle quali poter valutare le caratteristiche meccaniche residue (durante l'incendio e/o alla fine dell'incendio) degli elementi strutturali. Sulla base di tutto ciò, è stato possibile valutare l'incidenza del danneggiamento da incendio sulle prestazioni in campo sismico di strutture in calcestruzzo armato isolate dal sisma e danneggiate dall'azione del fuoco, potendo così fornire una stima della capacità di carico residua delle suddette strutture.

La presente tesi è stata strutturata in cinque capitoli. Nella prima parte è stato riportato lo stato dell'arte relativamente ai principi di isolamento sismico (Capitolo 1) e di modellazione dell'azione del fuoco (Capitolo 2) per gli edifici in calcestruzzo armato, esponendo gli elementi più rilevanti ai fini dello studio condotto nell'attività di ricerca svolta. Il Capitolo 3 è stato incentrato sugli aspetti di modellazione non lineare della risposta strutturale all'azione del fuoco per gli elementi della sovrastruttura in calcestruzzo armato (travi e pilastri) e per i dispositivi dei sistemi d'isolamento sismico (isolatori elastomerici con gomma ad alto smorzamento, HDRB, e con nucleo di piombo, LRB). Nel Capitolo 4 sono stati riportati i criteri e i risultati delle fasi di progettazione (in fase pre-incendio) e di verifica (in fase post-incendio) per gli edifici considerati come strutture test negli studi condotti nell'attività di ricerca svolta. Infine, nel Capitolo 5 sono stati riportati i risultati numerici ottenuti dall'applicazione dei principi teorici dell'isolamento sismico e della modellazione dell'azione del fuoco per le strutture test considerate negli studi condotti. In particolare, l'ultimo capitolo è stato strutturato in due sezioni, dove viene riportato: 1) lo studio numerico condotto sulla base di risultati sperimentali, disponibili in letteratura, relativi allo studio della resistenza al fuoco degli isolatori elastomerici; 2) la risposta sismica non lineare degli elementi della sovrastruttura in c.a. e dei dispositivi d'isolamento sismico delle strutture test, progettate in accordo con le norme vigenti.

Con il presente lavoro di tesi, che riassume lo studio e i risultati dell'attività di ricerca svolta, si è cercato di evidenziare l'importanza della considerazione degli effetti dell'azione del fuoco e dell'applicazione di un'opportuna tecnica d'intervento per il

ripristino del livello di rigidità e resistenza della fase pre-incendio, evitando così conseguenze catastrofiche per effetto di eventi sismici di forte intensità in fase post-incendio. L'attività di ricerca svolta integra la letteratura già esistente, molto limitata, riguardante lo studio della risposta sismica non lineare di edifici in calcestruzzo armato isolati sismicamente e precedentemente danneggiati per effetto di un incendio. Nello specifico, gli studi condotti hanno mirato ad arricchire la conoscenza circa la capacità di carico residua di dispositivi d'isolamento di tipo elastomerico precedentemente danneggiati dall'azione del fuoco.

Con lo scopo di investigare in modo esaustivo i temi dell'isolamento sismico e della modellazione dell'azione del fuoco sono state progettate diverse strutture test in calcestruzzo armato protette dall'azione sismica, scelte in modo da rappresentare un'ampia gamma di tipologie di edifici isolati dal sisma e con sovrastruttura intelaiata in calcestruzzo armato. Per quanto riguarda la tecnica di protezione dall'azione sismica, sono state considerate due tipologie di dispositivi d'isolamento sismico: isolatori elastomerici con gomma ad alto smorzamento (High-Damping-Rubber-Bearing, HDRB) ed isolatori elastomerici con nucleo di piombo (Lead-Rubber-Bearing, LRB). Per quanto riguarda la modellazione dell'azione del fuoco, sono stati simulati incendi su uno o più piani delle strutture test considerate; è stato analizzato anche il caso di incendio limitato ad una parte della struttura considerata, supponendo cioè un compartimento di dimensioni inferiori a quelle dell'intero piano, al fine di evidenziare eventuali effetti torsionali inattesi. Inoltre, sono stati simulati incendi considerando differenti classi di resistenza al fuoco e differenti valori del grado di ventilazione, tenendo conto della sola fase di riscaldamento oppure dell'intero incendio (considerando anche la fase di raffreddamento).

Per quanto riguarda l'input sismico, sono stati considerati diversi terremoti near-fault registrati (naturali), disponibili in database, distinti in base al tipo di componente dominante (orizzontale e/o verticale) ed in base alla natura dell'impulso (per esempio, fling-step e forward-directivity). Inoltre, si è posta l'attenzione sulle principali differenze tra gli effetti provocati dai terremoti registrati in prossimità (near-fault) e dai terremoti registrati in lontananza di faglia (far-fault), considerando così l'incidenza della minima distanza dalla faglia. Infine, sono stati considerati terremoti caratterizzati da differenti valori della magnitudo, investigando l'effetto dell'intensità del terremoto, e della velocità delle onde di taglio, investigando l'effetto della classe di sottosuolo.

Tuttavia, è importante tenere presente che l'attività di ricerca svolta è stata concentrata esclusivamente sullo studio numerico dei fattori che influiscono sul comportamento sismico in fase post-incendio di costruzioni in calcestruzzo armato caratterizzate da isolamento nei confronti dell'azione sismica.

Dallo studio condotto è stato possibile osservare che un considerevole incremento della deformabilità di una struttura isolata sismicamente e precedentemente danneggiata dal fuoco può provocare un'ulteriore amplificazione della risposta strutturale per effetto degli impulsi di lunga durata dei terremoti in prossimità di faglia. Inoltre, gli elevati valori del picco di accelerazione al suolo in direzione verticale diventano critici una volta che si riduce il livello di resistenza della parte di sovrastruttura indebolita dal fuoco, provocando un più rapido incremento della sua richiesta di duttilità. Infine, le proprietà

meccaniche degli isolatori elastomerici, molto spesso privi di un'adeguata protezione antincendio, risentono fortemente degli incrementi di temperatura che ne condizionano la risposta sismica, provocando un'elongazione del periodo fondamentale di vibrazione dovuta al danneggiamento da incendio nei sistemi d'isolamento sismico.

Dagli studi numerici condotti è stato possibile osservare che la risposta strutturale all'azione del fuoco degli isolatori elastomerici è fortemente condizionata dalla scarsa stabilità termica dei materiali in gomma naturale vulcanizzata e dall'elevata conduttività termica dell'acciaio e del piombo. La bassa diffusività termica esibita dalla gomma fa sì che gli isolatori elastomerici, anche se non protetti, siano caratterizzati da una certa resistenza al fuoco, che risulta comunque limitata in quanto i materiali in gomma naturale vulcanizzata sono soggetti a un degrado meccanico accelerato, se esposti ad alte temperature. Inoltre, lo strato superficiale di gomma, che garantisce la protezione dei lamierini dalla corrosione, impedisce che la parte più interna degli isolatori si surriscaldi rapidamente durante un incendio.

Con la finalità di simulare la reale risposta termica in regime transitorio è stato implementato un modello numerico agli elementi finiti di isolatore elastomerico (sia ad alto smorzamento, HDRB, che con nucleo di piombo, LRB), testato facendo riferimento a dei risultati sperimentali disponibili in letteratura, sulla base dei quali è stato anche possibile verificare l'affidabilità del metodo proposto per l'analisi della sezione degli isolatori elastomerici danneggiati dal fuoco, ottenendo una differenza esigua tra la risposta sperimentale e quella numerica. In particolare, il programma sperimentale assunto come riferimento ha avuto come obiettivo lo studio della resistenza al fuoco degli isolatori elastomerici, osservando l'effetto della durata dell'esposizione all'azione del fuoco sulle proprietà meccaniche residue dei dispositivi ad alto smorzamento (HDRB) e con nucleo di piombo (LRB).

Dall'analisi delle soluzioni costruttive, in relazione alla posizione degli isolatori lungo l'altezza della struttura, è stato possibile osservare che l'azione del fuoco non può investire il sistema d'isolamento delle strutture caratterizzate da isolamento alla base, in cui gli isolatori elastomerici vengono interposti tra le travi di fondazione (grigliato di travi inferiore) e le travi a livello del solaio di base (grigliato di travi superiore). Pertanto, gli isolatori elastomerici, nel caso di incendio, risultano completamente protetti dall'azione del fuoco; la protezione dal fuoco, praticamente, è garantita dal raddoppio della fondazione che impedisce il passaggio delle fiamme dal primo livello al sistema d'isolamento alla base. D'altra parte, se la soluzione costruttiva adottata corrisponde all'isolamento in sommità dei pilastri del piano interrato oppure in testa ai pilastri del primo livello, gli isolatori elastomerici, nel caso di incendio localizzato, rispettivamente, al piano interrato oppure al primo livello, sono esposti direttamente all'azione del fuoco sull'intera superficie laterale, la quale deve risultare libera di deformarsi lateralmente in modo che sia esplicita la funzione di isolare la sovrastruttura dal movimento orizzontale prodotto da un terremoto. Nel caso specifico di incendio localizzato al piano interrato, è stata osservata una scarsa disponibilità di ventilazione dovuta alla ridotta superficie delle aperture perimetrali, che ha comportato un incremento della durata dell'incendio, soprattutto per quanto riguarda la fase di estinzione (fase di raffreddamento) dello stesso, con conseguente aumento del danneggiamento del sistema d'isolamento sismico.

Gli impulsi orizzontali di lunga durata dovuti agli effetti fling-step (impulsi unilaterali di velocità nella direzione parallela di scorrimento) e forward-directivity (impulsi bilaterali di velocità nella direzione orizzontale normale alla faglia) caratterizzano i terremoti registrati in vicinanza di faglia (near-fault). Inoltre, in base alla direzione della componente dominante è stato possibile osservare effetti differenti. In particolare, i terremoti caratterizzati da componenti orizzontali dominanti su quella verticale hanno prodotto un danno locale con valori più marcati ai piani inferiori delle strutture test, con elevate richieste di duttilità nelle sezioni d'estremità e ad un quarto della luce della campata delle travi. D'altra parte, i terremoti caratterizzati da una componente verticale significativa hanno prodotto un danno locale concentrato ai piani superiori delle strutture test, in particolar modo nelle sezioni di mezzera delle travi. In aggiunta, la simulazione dell'incendio ai suddetti piani ha consentito di osservare una considerevole amplificazione della risposta strutturale degli elementi in calcestruzzo armato. Ulteriormente, è stato possibile osservare l'effetto della minima distanza dalla faglia per i terremoti, studiando la risposta delle strutture test considerate sotto l'azione dei terremoti registrati in vicinanza di faglia (near-fault) e dei terremoti registrati in lontananza di faglia (far-fault). In particolare, è stato possibile osservare che i terremoti near-fault sono sempre più dannosi in confronto ai terremoti far-fault. Inoltre, i terremoti far-fault producono un maggior danno locale concentrato ai piani superiori degli edifici analizzati.

Lo studio comparativo tra i sistemi d'isolamento costituiti da isolatori elastomerici con gomma ad alto smorzamento (High-Damping-Rubber-Bearing, HDRB) ed isolatori elastomerici con nucleo di piombo (Lead-Rubber-Bearing, LRB) ha consentito di individuare le principali caratteristiche della risposta strutturale all'azione del fuoco dei suddetti dispositivi. In particolare, è stato possibile osservare che gli isolatori HDRB sono molto più sensibili all'azione del fuoco in confronto agli isolatori LRB, mostrando un maggior degrado delle caratteristiche meccaniche e geometriche. Tuttavia, la quasi totalità della rigidità in direzione orizzontale dei dispositivi LRB è offerta dal nucleo di piombo, il quale, generalmente, non risulta investito dall'azione del fuoco, soprattutto per incendi di piccola-media durata. D'altra parte, la scarsa deformabilità in direzione orizzontale degli isolatori con nucleo di piombo, caratterizzati da una rigidità iniziale molto elevata e da un periodo fondamentale di vibrazione piuttosto basso in confronto ai valori usuali adottati nella tecnica dell'isolamento sismico, porta la sovrastruttura in calcestruzzo armato nel campo delle maggiori accelerazioni spettrali. Sebbene la struttura sia isolata si comporta come una struttura a base fissa, caratterizzata da elevate richieste di duttilità nelle sezioni delle travi e dei pilastri.

Infine, i risultati di un'analisi di fragilità, rappresentati dalle curve di fragilità strutturali, hanno confermato gli effetti dannosi dei terremoti near-fault e una maggiore probabilità di eccedenza dello stato limite di interesse nelle condizioni di danneggiamento dovuto all'esposizione all'azione del fuoco.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

AASHTO (2010). American Association of State Highways and Transportation Officials: Guide specifications for seismic isolation design, AASHTO. Washington, DC.

ABAQUS (2014). Computer software, Dassault Systems, version 6.14. Users and Theory Manual Version 6.14. Hibbitt, Karlsson e Sorensen.

Abrams MS (1971). Compressive strength of concrete at temperatures to 1600 F. American Concrete Institute (ACI) SP25, Detroit, Michigan.

Acunzo G, Pagliaroli A, Scasserra G (2014). In-Spector: un software di supporto alla selezione di accelerogrammi naturali spetrocompatibili per analisi geotecniche e strutturali. *Atti 33° Convegno Nazionale GNGTS*, Bologna, 25-27 Novembre; 2: 107-114.

Acunzo G, Pagliaroli A, Scasserra G (2015). Selezione di accelerogrammi naturali mediante il software In-Spector. *5° Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici (IAGIG)*, Roma, Novembre.

Alavi B, Krawinkler H (2001). Effects of near-fault ground motions on frame structures, Report n. 138, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University.

Aldea CM, Franssen JM, Dotreppe JC (1997). Fire test on normal and high-strength reinforced concrete columns. *Proceedings of the International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete*, National Institute of Standards and Technology (NIST), Gaithersburg, Stati Uniti d'America, 13-14 Febbraio; paper n. 919.

Alpert RL (1975). Turbulent ceiling-jet induced by large scale fires. *Combustion Science Technology*; 11(5-6): 197-213.

Amerongen GJ (1955). Oxidative and non-oxidative thermal degradation of rubber. *Industrial & Engineering Chemistry*; 47(12): 2565-2574.

Anagnostopoulos SA, Kyrkos MT, Stathopoulos KG (2015). Earthquake induced torsion in buildings: critical review and state of the art. *Earthquake and Structures*; 8(2): 305-377.

ASSISi (2011). Anti-Seismic Systems International Society. 12th World Conference, Sochi, Russia, Settembre 2011.

Babrauskas V (1980). Estimating room flashover potential. *Fire Technology*; 16(2): 94-103.

Barnett CR (2002). BFD curve: a new empirical model for fire compartment temperatures. *Fire Safety Journal*; 37: 437-463.

- Benmarce A, Guenfoud M (2005). Experimental behaviour of high-strength concrete columns in fire. *Magazine of Concrete Research*; 57(5): 283-287.
- Bhowmick AK, Mukhopadhyay R, De SK (1979). High temperature vulcanization of elastomers. *Rubber Chemistry and Technology*; 52(4): 725-734.
- Bommer JJ, Acevedo AB (2004). The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*; 8(4): 1-50.
- Bray JD, Rodriguez-Marek A (2004). Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*; 24: 815-828.
- Bray JD, Rodriguez-Marek A, Gillie JL (2009). Design ground motions near-active faults. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*; 42(1): 1-8.
- Burtscher SL, Dorfmann A (2004). Compression and shear tests of anisotropic high damping rubber bearings. *Engineering Structures*; 26(13): 1979-1991.
- Cardone D, Gesualdi G, Nigro D (2011). Effects of air temperature on the cyclic behavior of elastomeric seismic isolators. *Bulletin of Earthquake Engineering*; 9(4): 1227-1255.
- Carslaw HS, Jaeger JC (1959). Conduction of heat in solids. Oxford University Press (Gran Bretagna), seconda edizione.
- Circolare n. 91 (1961). Circolare 14-09-1961, n. 91: Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati a struttura in acciaio destinati ad uso civile. Ministero dell'Interno – Direzione Generale dei servizi Antincendi.
- Circolare n. 617 (2009). Circolare 02-02-2009, n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14-01-2008. Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti.
- Chioccarelli E, Iervolino I (2010). Near-source seismic demand and pulse-like records: a discussion for L'Aquila earthquake. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 39: 1039-1062.
- CurveExpert Professional (2016). A cross-platform solution for curve fitting and data analysis. Versione 2.4.0. Hyams Development. <https://www.curveexpert.net>.
- Dashora P (1994). A study of variation of thermal conductivity of elastomers with temperature. *Physica Scripta*; 49: 611-614.
- Diederichs U, Jumppanen UM, Schneider U (1995). High temperature properties and spalling behaviour of HSC. *Proceedings of 4th Weimar Workshop on HPC, HAB, Weimar, Germania*, pp. 219-235.

- D.M. 09-01-1996 (1996). Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche. Ministero dei Lavori pubblici.
- D.M. 16-02-2007 (2007). Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione. Ministero dell'Interno.
- D.M. 09-03-2007 (2007). Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco. Ministero dell'Interno.
- EC1 (2004). Eurocode 1. Actions on structures - Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire. C.E.N., European Committee for Standardization.
- EC2 (2004). Eurocode 2. Design of concrete structures - Part 1-2: General rules – Structural fire design. C.E.N., European Committee for Standardization.
- EC3 (2005). Eurocode 3. Design of steel structures - Part 1-2: General rules – Structural fire design. C.E.N., European Committee for Standardization.
- EC8 (2004). Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. C.E.N., European Committee for Standardization.
- Elgamal A, He L (2004). Vertical earthquake ground motion records: an overview. *Journal of Earthquake Engineering*; 8(5): 663-697.
- ESD (2015). European Strong Motion database. <<http://www.isesd.hi.is/>>.
- Foti D (2014). Response of frames seismically protected with passive systems in near-field areas. *International Journal of Structural Engineering*; 5(4): 326-345.
- Fuller KNG, Gough J, Pond TJ, Ahmadi HR (1997). High damping natural rubber seismic isolators. *Journal of Structural Control*; 4(2): 19-40.
- Ghobarah A (2004). On drift limits associated with different damage levels. *Proceedings of the International Workshop Performance-Based Seismic Design: Concepts and Implementation*, 28 Giugno-1 Luglio, Bled, Slovenia.
- Hasemi Y, Tokunaga T (1984). Some experimental aspects of turbulent diffusion flames and buoyant plumes from fire sources against a wall and in a corner of walls. *Combustion Science and Technology*; 40: 333-349.
- Hauksson E, Jones LM, Hutton K (1995). The 1994 Northridge earthquake sequence in California: seismological and tectonic aspects. *Journal of Geophysical Research*; 100(B7): 12335-12355.
- Hertz KD (2003). Limits of spalling of fire-exposed concrete. *Fire Safety Journal*; 38(2): 103-116.

- Heskestad G (1972). Similarity relations for the initial convective flow generated by fire. American Society of Mechanical Engineers (ASME), New York, NY, paper n. 72-WA/HT-17.
- Iervolino I, Galasso C, Cosenza E (2009). REXEL v. 3.5: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*; 8: 339-362.
- Ishiyama Y (1982). Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 10(5): 635-650.
- ISO 834 (1999). International Standard, Fire resistance tests, ISO 834-1 Test conditions. Provided by IHS under license with ISO, Ginevra, Svizzera.
- Jalayer F, Elefante L, De Risi R, Manfredi G (2013a). Cloud analysis revisited: efficient fragility calculation and uncertainty propagation using simple linear regression. *10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, 21-25 Luglio, Anchorage, Alaska.
- Jalayer F, Elefante L, De Risi R, Manfredi G (2013b). Robust fragility assessment using Bayesian parameter estimation. *VEESD 2013, Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28-30 Agosto, Vienna, Austria.
- Jalayer F, De Risi R, Manfredi G (2015). Bayesian cloud analysis: efficient structural fragility assessment using linear regression. *Bulletin of Earthquake Engineering*; 13: 1183-1203.
- Jalayer F, Ebrahimian H, Miano A, Manfredi G, Sezen H (2017). Analytical fragility assessment using unscaled ground motion records. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 46(15): 2639-2663.
- Jangid RS, Kelly JM (2001). Base isolation for near-fault motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 30: 691-707.
- Kalkan E, Kunnath SK (2008). Relevance of absolute and relative energy content in seismic evaluation of structures. *Advances in Structural Engineering*; 11(1): 17-34.
- Kalkan E, Chopra AK (2010). Practical guidelines to select and scale earthquake records for nonlinear response history analysis of structures. U.S. Geological Survey Open-File Report.
- Kalpakidis IV, Constantinou MC (2009a). Effects of heating on the behavior of lead-rubber bearings. I: Theory. *Journal of Structural Engineering*; 135(12): 1440-1449.
- Kalpakidis IV, Constantinou MC (2009b). Effects of heating on the behavior of lead-rubber bearings. II: Verification of theory. *Journal of Structural Engineering*; 135(12): 1450-1461.

Karlsson B, Quintiere JG (1999). Enclosure fire dynamics. New York, Stati Uniti d'America, CRC Press.

Kawagoe K (1958). Fire behavior in rooms. Report 27, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Giappone.

Kelly JM (1986). Aseismic base isolation: review and bibliography. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*; 5(3): 202-216.

Kelly JM (2003). Tension buckling in multilayer elastomeric bearings. *Journal of Engineering Mechanics*; 129(12): 1363-1368.

Kelly JM, Marsico MR (2013). Tension buckling in rubber bearings affected by cavitation. *Engineering Structures*; 56: 656-663.

Kodur VKR, Sultan MA (1998). Structural behaviour of high strength concrete columns exposed to fire. *Proceedings of the International Symposium on High Performance and Reactive Powder Concrete*, Sherbrooke, Quebec; 4: 217-232.

Kodur VKR (2000). Spalling in HSC exposed to fire: concerns, causes, critical parameters and cures. *Proceedings, ASCE Structures Congress*, Philadelphia, Stati Uniti d'America.

Kodur VKR (2005). Guidelines for fire resistance design of high-strength concrete columns. *Journal of Fire Protection Engineering*; 15: 93-106.

Kodur VKR, Dwaikat M (2008). A numerical model for predicting the fire resistance of reinforced concrete beams. *Cement & Concrete Composites*; 30: 431-443.

Magnusson SE, Thelandersson S (1970). Temperature-time curves of complete process of fire development. Bulletin 16, Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Lund Institute of Technology, pp. 181.

Makris N, Chang SP (2000). Effect of viscous, viscoplastic and friction damping on the response of seismic isolated structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 29: 85-107.

Maurer (2003). Maurer: Seismic isolation systems with lead-rubber bearings (LRB), Product and technical information. Maurer Söhne, Innovations in steel.

Mazza F (2017). Behaviour during seismic aftershocks of r.c. base-isolated framed structure with fire-induced damage. *Engineering structures*; 140: 458-472.

Mazza F, Alesina F (2015a). Incremental dynamic analysis of fire-exposed base-isolated r.c. framed buildings subjected to near-fault ground motions. *COMPADYN 2015, 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Creta, Grecia, 25-27 Maggio; paper n. 492: 4011-4024.

- Mazza F, Alesina F (2015b). Effects of near-fault earthquakes on the nonlinear response of fire-damaged r.c. base-isolated structures. *ANIDIS 2015, XVI Convegno L'Ingegneria Sismica in Italia*, L'Aquila, Italia, 13-17 Settembre; paper n. 2341.
- Mazza F, Alesina F (2016a). Effects of site condition in near-fault area on the nonlinear response of fire-damaged base-isolated structures. *Engineering Structures*; 111: 297-311.
- Mazza F, Alesina F (2016b). Torsional effects induced by fire-damage in the nonlinear seismic analysis of r.c. base-isolated structures. *AICAP 2016, Italian Concrete Days, Giornate AICAP 2016-Congresso CTE, Evoluzione e sostenibilità delle strutture in calcestruzzo*, Roma, Italia, 27-28 Ottobre; paper n. 25.
- Mazza F, Alesina F (2017a). Effects of fire-damage on the nonlinear response of r.c. base-isolated buildings under near-fault earthquakes. *16th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 09-13 Gennaio; paper n. 422.
- Mazza F, Alesina F (2017b). Residual load capacity of fire-damaged rubber bearings for r.c. base-isolated buildings subjected to near-fault earthquakes. *COMPADYN 2017, Proceedings of the 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rodi, Grecia, 15-17 Giugno; paper n. 17323: 4342-4357.
- Mazza F, Alesina F (2018). Nonlinear seismic response of r.c. seismically-isolated structures with reduced mechanical properties after fire exposure. *16ECEE 2018, 16th European Conference on Earthquake Engineering*, Salonicco, Grecia, 18-21 Giugno; paper n. 10902.
- Mazza F, Alesina F (2019). Fragility analysis of r.c. seismically-isolated structures with residual mechanical properties after fire exposure (Sottoposto per la pubblicazione).
- Mazza F, Labernarda R (2017). Structural and non-structural intensity measures for the assessment of base-isolated structures subjected to pulse-like near-fault earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*; 96: 115-127.
- Mazza F, Vulcano A (2004a). Effects of the vertical acceleration on the response of base-isolated structures subjected to near-fault ground motions. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, 1-6 Agosto; paper n. 2934.
- Mazza F, Vulcano A (2004b). Base-isolation techniques for the seismic protection of r.c. framed structures subjected to near-fault ground motions. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, 1-6 Agosto; paper n. 2935.
- Mazza F, Vulcano A (2006). Nonlinear response of base-isolated buildings under near-fault ground motions. *Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Ginevra, Svizzera, 3-8 Settembre; paper n. 481.

- Mazza F, Vulcano A (2012). Effects of the near-fault ground motions on the nonlinear dynamic response of base-isolated r.c. framed buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 41(2): 211-232.
- Mezzina M, Raffaele D, Uva G, Marano GC (2011). Progettazione sismo-resistente di edifici in cemento armato. Novara, Italia, De Agostini Scuola SpA.
- Miano A, Jalayer F, Ebrahimi H, Prota A (2018). Cloud to IDA: Efficient fragility assessment with limited scaling. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 47(5): 1124-1147.
- Mollaioli F, Lucchini A, Cheng Y, Monti G (2013). Intensity measures for the seismic response prediction of base-isolated buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*; 11: 1841-1866.
- Naeim F, Kelly JM (1999). Design of seismic isolated structures: from theory to practice. Stati Uniti d'America, John Wiley & Sons.
- Nagarajaiah S, Reinhorn AM, Constantinou MC (1991). Nonlinear dynamic analysis of 3-D base-isolated structures. *Journal of Structural Engineering*; 117: 2035-2054; paper n. 25982.
- Nagarajaiah S, Reinhorn AM, Constantinou MC (1993). Torsion in base-isolated structures with elastomeric isolation systems. *Journal of Structural Engineering*; 119: 2932-2951.
- Nassif AY, Rigden S, Burley E (1999). The effects of rapid cooling by water quenching on the stiffness properties of fire-damaged concrete. *Magazine of Concrete Research*; 51(4): 255-261.
- NTC05 (2005). Norme tecniche per le costruzioni, D.M. 14-09-2005. Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti.
- NTC08 (2008). Norme tecniche per le costruzioni, D.M. 14-01-2008. Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti.
- O.P.C.M. n. 3274 (2003). Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20-03-2003: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- Papazoglou AJ, Elnashai AS (1996). Analytical and field evidence of the damaging effect of vertical earthquake ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 25: 1109-1137.
- PEER (2014). Pacific Earthquake Engineering Research Center database. <<http://ngawest2.berkeley.edu>>.

- Priestley MJN, Calvi GM, Kowalsky MJ (2007). Displacement based seismic design of structures. Pavia, Italia, Iuss Press.
- Pettersson O, Magnusson SE, Thor J (1976). Fire engineering design of structures. Bulletin 52, Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Lund Institute of Technology, Publication n. 50.
- Phan LT (1996). Fire performance of high-strength concrete: A report of the state of the art. National Institute of Standards and Technology (NIST), Gaithersburg, Stati Uniti d'America, Report NISTIR 5934, pp. 105.
- Ponticelli L, Caciolai M (2013). Resistenza al fuoco delle costruzioni. Torino, Italia, UTET Scienze Tecniche.
- PRO_VLIM (2013). Analytical verification of the fire resistance of any shape reinforced and prestressed concrete sections. Ferrara, Italia. <<http://www.2si.it>>.
- PCfNW2 (2012). Pulse classifications from NGA West2 database. <http://web.stanford.edu/~bakerjw/pulse_classification_v2/Pulse-like-records.html>.
- Robinson WH (1982). Lead-rubber hysteretic bearings suitable for protecting structures during earthquakes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 10(4): 593-604.
- Robust Fragility (2016). Robust Fragility Tool, ver. 1.0. ReLUIS 2014-2018, Progetto Speciale RS11 "Trattamento delle incertezze nella valutazione degli edifici esistenti" UR: UNINA. Graphical User Interface Manual. Napoli, Italia. Jalayer F. e De Risi R.. <<http://www.reluis.it/>>.
- Ruiz-García J, Miranda E (2003). Inelastic displacement ratios for evaluating of existing structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 32: 1237-1258.
- Ryan KL, Kelly JM, Chopra AK (2004). Experimental observation of axial load effects in isolation bearings. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, 1-6 Agosto; paper n. 1707.
- Ryan KL, Kelly JM, Chopra AK (2005). Nonlinear model for lead-rubber bearings including axial-load effects. *Journal of Engineering Mechanics*; 131(12): 1270-1278.
- Ryan KL, Chopra AK (2006). Estimating seismic demands for isolation bearings with building overturning effects. *Journal of Structural Engineering*; 132(7): 1118-1128.
- Seismospect (2016). Computer software for earthquake spectra, ver. 2.1.0. SEISMOSOFT Earthquake Engineering Software Solutions. <<http://www.seismosoft.com/>>.
- Shen ZK, Ge BX, Jackson DD, Potter D, Cline M, Sung L (1996). Northridge earthquake rupture models based on the global positioning system measurements. *Bulletin of the Seismological Society of America*; 86(1B): S37-S48.

Sismicad (2012). Software di calcolo strutturale agli elementi finiti. Manuale d'uso. Concrete Structural Engineering Software. <<https://www.concrete.it>>.

Slowański L, Grabowski J, Kosiorek M (1971). The influence of temperature on mechanical properties of reinforcing steel 34GS. *Inżynieria i Budownictwo*; 4: 157-161.

Smolka A, Rauch E (1996). The earthquakes of Northridge 1994 and Kobe 1995 – lessons for risk assessment and loss prevention with special reference to earthquake insurance. *11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, Messico, 23-28 Giugno; paper n. 1847.

Tena-Colunga A, Zambrana-Rojas C (2006). Dynamic torsional amplifications of base-isolated structures with an eccentric isolation system. *Engineering Structures*; 28: 72-83.

Tena-Colunga A, Escamilla-Cruz JL (2007). Torsional amplifications in asymmetric base-isolated structures. *Engineering Structures*; 29: 237-247.

Thomas PH, Bullen ML, Quintiere JG, McCaffrey BJ (1980). Flashover and instabilities in fire behavior. *Combustion and flame*; 38: 159-171.

Thomas PH (1981). Fire modeling and fire behavior in rooms. *18th Symposium (International) on Combustion*, 17-22 Agosto, Waterloo, Canada; 18(1): 503-518.

Thompson ACT, Whittaker AS, Fenves GL, Mahin SA (2000). Property modification factors for elastomeric seismic isolation bearings. *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Nuova Zelanda, 30 Gennaio-4 Febbraio.

UNI 11076 (2003). Modalità di prova per la valutazione del comportamento di protettivi applicati a soffitti di opere sotterranee, in condizioni di incendio.

UNI EN-ISO 10456 (2008). Materiali e prodotti per l'edilizia. Proprietà igrometriche. Valori tabulati di progetto e procedure per determinare valori termici dichiarati e di progetto.

UNI EN-ISO 1716 (2010). Prove di reazione al fuoco dei prodotti – Determinazione del potere calorifico superiore.

UNI EN 13501-2 (2016). Classificazione al fuoco dei prodotti e degli elementi da costruzione – Parte 2: Classificazione in base ai risultati delle prove di resistenza al fuoco, esclusi i sistemi di ventilazione.

VCASLU (2011). Verifica Cemento Armato Stato Limite Ultimo. Brescia, Italia. <<http://gelfi.unibs.it/software/>>.

Weisman J, Warn G (2012). Stability of elastomeric and lead-rubber seismic isolation bearings. *Journal of Structural Engineering*; 138(2): 215-223.

Wickström U (1981-1982). Temperature calculation of insulated steel columns exposed to natural fire. *Fire Safety Journal*; 4: 219-225.

Wu B, Han L, Zhou F, Shen C, Tan P (2011). Experimental study on fire resistance of building seismic rubber bearings. *Journal of Structural Engineering*; 137(12): 1593-1602.