

POLITECNICO DI MILANO

Scuola di Architettura, Urbanistica e Ingegneria delle Costruzioni

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria dei Sistemi Edilizi



PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE FEM DI UNA
CONNESSIONE INNOVATIVA PER EDIFICI IN
LEGNO: IL SISTEMA X-MINI

Relatore: Prof. Ing. ANGELO LUCCHINI

Co-Relatori: Prof. Ing. ENRICO MAZZUCHELLI
Ing. ERNESTO CALLEGARI

Tesi di Laurea di:
ALESSANDRO COMITTI

Matricola n°: 876703

Anno Accademico 2017/2018

RINGRAZIAMENTI

Giunto alla fine del mio percorso di studi, desidero ringraziare diverse persone che hanno contribuito a rendere questi anni indimenticabili. Desidero ringraziare anzitutto il mio relatore Prof. Angelo Lucchini ed i collaboratori Prof. Mazzucchelli ed Ing. Stefanazzi, per avermi dato l'opportunità di sviluppare questa tesi su un argomento da me molto apprezzato. Per la stessa ragione desidero ringraziare la Rotho blaas s.r.l., ed in particolare l'ufficio tecnico, dove ho trovato un ambiente di lavoro positivo che tanto mi ha fatto imparare; in particolare, ringrazio Ernesto per la pazienza nell'ascoltare ogni mio dubbio e domanda durante questi mesi. Un ringraziamento va anche ai miei compagni di università, con i quali ho condiviso tutti i momenti di questo percorso, quelli di studio "matto e disperatissimo" e quelli di svago.

Desidero anche ringraziare la mia famiglia che mi ha sempre supportato e sostenuto da ogni punto di vista, permettendomi di raggiungere questo obiettivo; ringrazio i miei amici, per esserci sempre stati quando ne ho avuto bisogno.

Infine, un ringraziamento speciale va a Giulia, per essere una fonte inesauribile di incoraggiamento ed entusiasmo, e senza la quale non avrei raggiunto questo risultato.

INDICE

INDICE DELLE FIGURE.....	5
INDICE DELLE TABELLE	10
INDICE DEI GRAFICI	11
ABSTRACT	12
ABSTRACT – ENGLISH VERSION.....	13
1. INTRODUZIONE	14
1.1. MOTIVAZIONE ED OBIETTIVO.....	14
1.2. STRUTTURA DELLA TESI	15
2. IL LEGNO; MATERIALE E PRINCIPALI SISTEMI COSTRUTTIVI.....	16
2.1. LEGNO E LEGNO INGEGNERIZZATO	16
2.2. I SISTEMI COSTRUTTIVI: TIMBER FRAME E CLT.....	20
2.2.1 Timber Frame	20
2.2.2 CLT	21
2.2.3 Il comportamento strutturale	23
2.2.4 Prestazioni energetiche e di tenuta	25
2.2.5 Potenzialità di prefabbricazione	26
3. COMPORTAMENTO AL SISMA DEI SISTEMI A PARETE IN CLT	29
3.1. LE CONNESSIONI.....	29
3.2. CARATTERIZZAZIONE DEGLI ELEMENTI SISMO-RESISTENTI	34
3.2.1 Inquadramento generale	34
3.2.2 La questione della rigidità	39
3.2.3 La gerarchia delle resistenze	41
3.2.4 L'interazione di taglio e trazione.....	46
4. SISTEMI DI CONNESSIONE INNOVATIVI.....	49
4.1. L'ESEMPIO DEI SISTEMI A PARETI PREFABBRICATI IN C.A.....	49

4.2. LE CONNESSIONI DISSIPATIVE PER LEGNO.....	54
APPENDICE.....	149
PIASTRA MO_VERSIONE NON DISSIPATIVA	149
Analisi elastica	149
Analisi a controllo di spostamento.....	149
Curva bilatera	150
PIASTRA MO_VERSIONE DISSIPATIVA 1.....	150
Analisi elastica	150
Analisi a controllo di spostamento	151
Curva bilatera	151
PIASTRA MO_VERSIONE DISSIPATIVA 2.....	152
Analisi elastica	152
Analisi a controllo di spostamento	152
Curva bilatera	153
PIASTRA MI_VERSIONE NON DISSIPATIVA.....	153
Analisi di buckling	153
DEFORMATA BUCKLING COMP 1	153
DEFORMATA BUCKLING CMP45TR45	154
DEFORMATA BUCKLING TGL90.....	154
Combinazione di carico TR45TR45	155
Analisi elastica	155
Analisi a controllo di spostamento	155
Curva bilatera	156
Combinazione di carico CMP45TR45	156
Analisi elastica	156
Analisi a controllo di spostamento	157
Curva bilatera.....	157
Combinazione di carico TGL90.....	158
Analisi elastica	158
Analisi a controllo di spostamento	158
Curva bilatera	159
PIASTRA MI_VERSIONE DISSIPATIVA 1	159
Analisi di buckling	159
DEFORMATA BUCKLING COMP 1	159
DEFORMATA BUCKLING CMP45TR45	160
DEFORMATA BUCKLING TGL90.....	160
Combinazione di carico TR45TR45	161
Analisi elastica	161
Analisi a controllo di spostamento	161
Curva bilatera	162

Combinazione di carico CMP45TR45	162
Analisi elastica	162
Analisi a controllo di spostamento	163
Curva bilatera	163
Combinazione di carico TGL90.....	164
Analisi elastica	164
Analisi a controllo di spostamento	164
Curva bilatera	165
Utilizzo sul nodo esterno, caso limite $N=V$	165
Analisi elastica	165
Analisi a controllo di spostamento	166
Curva bilatera	166
PIASTRA MI_VERSIONE DISSIPATIVA 2	167
Analisi di buckling	167
DEFORMATA BUCKLING COMP 1	167
DEFORMATA BUCKLING CMP45TR45.....	167
DEFORMATA BUCKLING TGL90.....	168
Combinazione di carico TR45TR45	168
Analisi elastica	168
Analisi a controllo di spostamento	169
Curva bilatera	169
Combinazione di carico CMP45TR45	170
Analisi elastica	170
Analisi a controllo di spostamento	170
Curva bilatera	171
Combinazione di carico TGL90.....	171
Analisi elastica	171
Analisi a controllo di spostamento	172
Curva bilatera	172
Utilizzo sul nodo esterno, caso limite $N=V$	173
Analisi elastica	173
Analisi a controllo di spostamento	173
Curva bilatera	174
PIASTRA MI_VERSIONE DISSIPATIVA 3	174
Analisi di buckling	174
DEFORMATA BUCKLING COMP 1	174
DEFORMATA BUCKLING CMP45TR45.....	175
DEFORMATA BUCKLING TGL90.....	175
Combinazione di carico TR45TR45	176
Analisi elastica	176
Analisi a controllo di spostamento	176
Curva bilatera	177
Combinazione di carico CMP45TR45	177
Analisi elastica	177

Analisi a controllo di spostamento	178
Curva bilatera	178
Combinazione di carico TGL90	179
Analisi elastica	179
Analisi a controllo di spostamento	179
Curva bilatera	180
Utilizzo sul nodo esterno, caso limite $N=V$	180
Analisi elastica	180
Analisi a controllo di spostamento	181
Curva bilatera	181

BIBLIOGRAFIA	182
---------------------------	------------

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2-1: Valori di deformazione caratteristici del legno per variazione unitaria percentuale di μ . Fonte [3].....	17
Figura 2-2: Giunti a pettine, realizzati di testa tra le lamelle.	18
Figura 2-3: Valori di deformazione caratteristici del legno per variazione unitaria percentuale di μ . Fonte:[4].....	18
Figura 2-4: Sistema Timber frame	20
Figura 2-5: Tavole utilizzate per produrre i pannelli di CLT (a dx)	21
Figura 2-6: Sistema di trasmissione dei carichi per aperture disassate	23
Figura 2-7: Moduli prefabbricati in legno.....	27
Figura 3-1: Fissaggio a terra di parete in CLT su zoccolo di larice (sx) e di calcestruzzo(dx) [15]	30
Figura 3-2: Piastre forate per sforzi di trazione (sx) e taglio(dx). Fonte:[16]	30
Figura 3-3: Hold down tipici. Fonte: [16]	31
Figura 3-4: Angolari tradizionali a taglio. Fonte [16].....	31
Figura 3-5: Angolari a taglio di nuova generazione. Fonte: [16].....	32
Figura 3-6: Giunto con tavola tra pareti. Fonte:[17]	33
Figura 3-7: Giunto a mezzo legno e possibili problematiche. Fonte:[15].....	33
Figura 3-8: Incidenza dei meccanismi di spostamento su una parete in CLT. Fonte:[18]	35
Figura 3-9: Grafico forza -spostamento per una parete in CLT. Fonte:[18]	35
Figura 3-10: Bending nelle piastre metalliche degli HD. Fonte:[21].....	38
Figura 3-11: Periodi propri delle strutture in CLT a 3-5-8 piani. Fonte: [29].....	40
Figura 3-12: Meccanismi di rottura per unioni legno-acciaio. Fonte: [3]	42
Figura 3-13: Diagrammi Forza-spostamento rispettivamente di chiodi, viti autoforanti e bulloni in connessioni legno-legno, testati a taglio. Fonte: [36] [37].....	43
Figura 4-1: Slip-friction connector; principio di funzionamento. Fonte: [49]	50
Figura 4-2: Slip-friction connector. Fonte: [48].....	50
Figura 4-3: dissipatori collegati alla struttura in C.A. post teso. Fonte: [50]	51
Figura 4-4: meccanismi di reazione al carico ciclico. Fonte:[51]	51
Figura 4-5: Connettore con funzionamento ad attrito per accoppiamento a taglio dei pannelli. Fonte: [52].....	52
Figura 4-6: Connettore dissipativo per snervamento, per accoppiamento a taglio dei pannelli. Fonte: [52].....	52
Figura 4-7: Connessioni tra pannelli in C.A. prefabbricati. Fonte: [53]	53
Figura 4-8: Test ciclico di un angolare testato a taglio. Fonte:[21].....	54
Figura 4-9: Piastre (sx), rondelle Belleville (centro) e assemblaggio dello slip friction connector (dx). Fonte:[55]	56
Figura 4-10: Ciclo isteretico schematico dello slip friction connector. Fonte: [55].....	56
Figura 4-11: Utilizzo dello slip friction connector come accoppiamento a taglio (sx) e come HD (dx). Fonte: [55]	56
Figura 4-12: U flexural plate in edificio in CLT. Fonte:[57]	57
Figura 4-13: Piastra piana dissipativa, configurazione deformata. Fonte: [58]	57
Figura 4-14: Hold down di tipo duttile. Fonte:[61].....	59
Figura 4-15: Posizionamento nell'edificio dell' X-bracket. Fonte:[62]	59
Figura 4-16: Ottimizzazione del taglio dell'X-bracket dalla lastra in acciaio. Fonte:[62]	60
Figura 4-17: Connettore X-ONE. Fonte:[63].....	61
Figura 4-18: X-ONE fissato alla carete in CLT. Fonte:[63]	61
Figura 4-19: Dominio sperimentale di X-ONE. Fonte: [2]	62
Figura 4-20: Piastre X-PLATE del sistema XRAD. Fonte:[63].....	63

Figura 4-21: Disposizione dei pannelli nel sistema costruttivo X-RAD. Fonte: [16]	63
Figura 5-1: Parete tipo del sistema TRE3. Fonte: [69].....	66
Figura 5-2: Connettore X-ONE Mini. Fonte:[69]	66
Figura 5-3: Posizione delle piastre MO ed MI	67
Figura 5-4: Dimensioni delle piastre MO (sx) ed MI (dx)	68
Figura 5-5: Nodo esterno realizzato con piastra MO	68
Figura 5-6: Nodo interno realizzato con piastra MI	69
Figura 5-7: Nodo di estremità realizzato anche con piastra MI	69
Figura 5-8: Direzioni di indagine di X-Mini	70
Figura 5-9: Confronto tra dominio caratteristico di X-ONE ed X-ONE Mini	71
Figura 5-10: Dominio caratteristico e di progetto di X-ONE Mini.....	72
Figura 5-11: Schemi considerati per il calcolo del block tearing.	75
Figura 5-12: Mesh tipo attorno ad un foro per bulloni.....	76
Figura 5-13: Schema di carico e vincolo delle piastre.	77
Figura 5-14: Schematizzazione di carico su una parete.	79
Figura 5-15: Meccanismo di reazione al taglio per la piastra MO.	80
Figura 5-16: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO non dissipativa, analisi elastica..	81
Figura 5-17: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO non dissipativa, analisi non lineare.	81
Figura 5-18: Situazione tipica di carico di una parete con X-Mini.	83
Figura 5-19: Carico di compressione e trazione a 45° su piastra MI.	84
Figura 5-20: Schema di funzionamento puntone-tirante della parete.	84
Figura 5-21: Trazione doppia a 45° su piastra MI.....	84
Figura 5-22: Compressione doppia a 45° su piastra MI.....	85
Figura 5.1.3.2-6: Schema di reazione al carico di taglio, piastra MI.	85
Figura 5-24: Risultante degli sforzi di taglio su piastra MI.....	86
Figura 5-25: Deformata al primo modo di instabilità, COMP 1 (sx) e CMPTR45 (dx), piastra MI non dissipativa.....	90
Figura 5-26: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI non dissipativa, analisi non lineare, combinazione TR45TR45.	91
Figura 5-27: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI non dissipativa, analisi non lineare, combinazione CMP45TR45 a sx e TGL90 a dx.	91
Figura 5-28: Dominio di X-ONE Mini e dominio resistente di X-PLATE MI.....	92
Figura 5-29: Dominio di X-ONE Mini con X-PLATE MI connessa a 4 pareti	93
Figura 5-30: Utilizzo della piastra MI nel nodo di estremità.	93
Figura 5-31: Distribuzione ideale dei carichi conseguenti all'utilizzo di MI su un nodo di estremità	94
Figura 5.1.3.2-15: Azioni (arancione) e reazioni (blu) conseguenti all'utilizzo di MI su un nodo di estremità.	94
Figura 5-33:Schema di calcolo della coppia equilibrante	95
Figura 5-34: Caso limite 1 per l'utilizzo all'estremità della piastra MI.	95
Figura 5-35: Caso limite 2 per l'utilizzo all'estremità della piastra MI.	96
Figura 5-36: Caso limite 3 per l'utilizzo all'estremità della piastra MI.	97
Figura 5-37: Fattori di sovreresistenza γ_{Rd} da NTC 2018. Fonte:[25].....	103
Figura 5-38:Valori massimi di q_0 del fattore di comportamento allo SLV da NTC 2018. Fonte:[25].....	103
Figura 5-39: Dominio di X-ONE per progettazione di MI dissipativa	104
Figura 5-40: Configurazione tipo delle pareti con piastra MO dissipativa.	105
Figura 5-41: Esempio di parete realizzata con molti elementi dissipativi MO.	105
Figura 5-42: Situazione di carico assiale elevato sulla parete.	106

Figura 5-43: Nodo tipico di utilizzo della piastra MI, vista prospettica.....	108
Figura 5-44: Schematizzazione, in sezione verticale, del nodo tipico pareti-solaio con MI, nelle posizioni indicate in figura; si evidenzia la posizione delle bullonature.....	109
Figura 5-45: Dado a saldare.....	110
Figura 5-46: Dettaglio in sezione orizzontale di un giunto strutturale su cappotto.....	110
Figura 5-47: Piastra MO dissipativa, quotata in mm.....	112
Figura 5-48: Direzione di maggior rigidità, piastra MO.....	112
Figura 5-49: Dogbone connection. Fonte: [72][73].....	112
Figura 5-50: Spostamenti lungo l'asse x delle due versioni di piastra MO.....	113
Figura 5-51: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO dissipativa v.1, analisi non lineare.....	114
Figura 5-52: Versioni quotate (in mm) della piastra MO dissipativa a confronto.....	115
Figura 5-53: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO dissipativa v.2, analisi non lineare.....	116
Figura 5-54: Meccanismi di trasmissione del carico di compressione (rosso) e trazione (blu) a sx. Distribuzione del carico di compressione a dx.....	117
Figura 5-55: Analogia elettrica delle rigidità a compressione.....	117
Figura 5-56: Dominio ipotizzato per il dimensionamento della piastra.....	118
Figura 5-57: Determinazione degli intagli semicircolari sulla piastra MI, per diminuirne la rigidità.....	119
Figura 5-58: Viti autoformanti (dx) e loro utilizzo (sx).....	120
Figura 5-59: Posizionamento delle viti autoformanti sulla piastra MI dissipativa.....	120
Figura 5-60: Comportamento a compressione immaginato per la piastra MI dissipativa.....	121
Figura 5-61: Comportamento a trazione immaginato per la piastra MI dissipativa.....	121
Figura 5-62: Versione di MI dissipativa iniziale (sx) e definitiva (dx).....	122
Figura 5-63: Confronto tra dominio target e dominio resistente.....	127
Figura 5-64: Dominio di progetto finale per utilizzo a solo taglio o tra 4 pareti della piastra MI dissipativa.....	127
Figura 5-65: Confronto tra il dominio di X-ONE caratteristico e i domini di progetto riferiti alle due versioni di MI.....	128
Figura 5-66: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi non lineare, TR45TR45.....	128
Figura 5-67: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi elastica (sx) e analisi non lineare (dx), CMP45TR45.....	129
Figura 5-68: Mappa delle tensioni MAX (sx) e MIN (dx), piastra MI dissipativa, analisi non lineare, CMP45TR45.....	129
Figura 5-69: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi non lineare, Nodo esterno.....	132
Figura 5-70: Piastra MI dissipativa, versione 2.....	133
Figura 5-71: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa versione 2, analisi di buckling, CMPT45R45.....	134
Figura 5-72: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi non lineare, TGL90.....	135
Figura 5-73: Piastra MI dissipativa, versione 2, materiale snervato a bassi livelli di carico	135
Figura 5-74: Piastra MI dissipativa, versione 3.....	136
Figura 5-75: Deformata al primo modo di instabilità, piastra MI dissipativa v.3, analisi di buckling, CMP45TR45 (sx) e TGL90 (dx).....	138
Figura 5-76: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi non lineare, TGL90.....	138
Figura 6-1: Versioni della piastra MO dissipativa.....	143

Figura 6-2: Grafico di tre test ciclici a trazione del connettore dissipativo X-Bracket. Fonte: [74]	144
Figura 6-3: Piastre MI ed MO ingrandite lungo l'asse longitudinale.	145
Figura 6-4: Piastre MI ed MO ingrandite con tagli simmetrici sulla parete.	145

APPENDICE

Figura A. 1: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO, analisi elastica.	149
Figura A. 2: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI, analisi non lineare.	149
Figura A. 3: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO dissipativa v.1, analisi elastica.	150
Figura A. 4: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO dissipativa v.1, analisi non lineare.	151
Figura A. 5: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO dissipativa v.2, analisi elastica.	152
Figura A. 6: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO dissipativa v.2, analisi non lineare.	152
Figura A. 7: Deformata al primo modo di instabilità, COMP 1.	153
Figura A. 8: Deformata al primo modo di instabilità, CMP45TR45.	154
Figura A. 9: Deformata al primo modo di instabilità, TGL90.	154
Figura A. 10: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI, analisi elastica, combinazione TR45TR45.	155
Figura A. 11: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI, analisi non lineare, combinazione TR45TR45.	155
Figura A. 12: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI, analisi elastica, combinazione CMP45TR45.	156
Figura A. 13: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI, analisi non lineare, combinazione CMP45TR45.	157
Figura A. 14: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI, analisi elastica, combinazione TGL90.	158
Figura A. 15: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI, analisi non lineare, combinazione CMP45TR45.	158
Figura A. 16: Deformata al primo modo di instabilità, COMP 1, piastra MI dissipativa v.1.	159
Figura A. 17: Deformata al primo modo di instabilità, CMP45TR45, piastra MI dissipativa v.1.	160
Figura A. 18: Deformata al primo modo di instabilità, TGL90, piastra MI dissipativa v.1.	160
Figura A. 19: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi elastica, TR45TR45.	161
Figura A. 20: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi non lineare, TR45TR45.	161
Figura A. 21: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi elastica, CMP45TR45.	162
Figura A. 22: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi non lineare, CMP45TR45.	163
Figura A. 23: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi elastica, TGL90.	164
Figura A. 24: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi non lineare, TGL90.	164
Figura A. 25: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi elastica, Nodo esterno.	165

Figura A. 26: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi non lineare, Nodo esterno.	166
Figura A. 27: Deformata al primo modo di instabilità, COMP 1, piastra MI dissipativa v.2. ..	167
Figura A. 28: Deformata al primo modo di instabilità, CMP45TR45, piastra MI dissipativa v.2.	167
Figura A. 29: Deformata al primo modo di instabilità, TGL90, piastra MI dissipativa v.2.....	168
Figura A. 30: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi elastica, TR45TR45.....	168
Figura A. 31: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi non lineare, TR45TR45.....	169
Figura A. 32: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi elastica, CMP45TR45.	170
Figura A. 33: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi non lineare, CMP45TR45.	170
Figura A. 34: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi elastica, TGL90.	171
Figura A. 35: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi non lineare, TGL90.	172
Figura A. 36: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi elastica, nodo esterno.	173
Figura A. 37: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi elastica, nodo esterno.	173
Figura A. 38: Deformata al primo modo di instabilità, COMP 1, piastra MI dissipativa v.3. ..	174
Figura A. 39: Deformata al primo modo di instabilità, CMP45TR45, piastra MI dissipativa v.3.	175
Figura A. 40: Deformata al primo modo di instabilità, TGL90, piastra MI dissipativa v.3.....	175
Figura A. 41: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi elastica, TR45TR45.....	176
Figura A. 42: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi non lineare, TR45TR45.....	176
Figura A. 43: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi elastica, CMP45TR45.	177
Figura A. 44: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi non lineare, CMP45TR45.	178
Figura A. 45: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi elastica, TGL90.	179
Figura A. 46: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi non lineare, TGL90.	179
Figura A. 47: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi elastica, nodo esterno.	180
Figura A. 48: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi non lineare, nodo esterno.	181

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 5-1: Valori del dominio di X-ONE Mini: in grigio le rotture lato acciaio, in giallo lato legno.....	71
Tabella 5-2: Parametri meccanici dell'acciaio S235.....	72
Tabella 5-3: Parametri meccanici dell'acciaio S355.....	73
Tabella 5-4: Bulloni utilizzati nella connessione	73
Tabella 5-5: Verifiche complessive sulla piastra MO.....	79
Tabella 5-6: Riepilogo delle azioni e verifiche locali sulla piastra MI.....	82
Tabella 5-7: Verifica a taglio del bullone, piastra MI.....	82
Tabella 5-8: Verifica a rifollamento della piastra MI.....	83
Tabella 5-9: Verifica di block tearing, piastra MI.....	83
Tabella 5-10: Instabilità della piastra secondo NTC 2018.....	87
Tabella 5-11: Verifiche complessive della piastra MI	88
Tabella 5-12: Confronto valori di carico di punta, piastra MI.....	89
Tabella 5-13: Rigidezza per ogni direzione di carico per piastra MI.....	89
Tabella 5-14: Azioni d'esempio sulla piastra MI utilizzata su nodo esterno.....	98
Tabella 5-15: Verifica ipotetica sul connettore idealmente più sfavorito.....	98
Tabella 5-16: Confronto tra situazione ideale e reale, configurazione nodo esterno.....	99
Tabella 5-17: Verifiche di riepilogo sulla piastra MO dissipativa, versione 1.....	113
Tabella 5-18: Riepilogo delle azioni e verifiche locali sulla piastra MI dissipativa.....	123
Tabella 5-19: Verifica a taglio del bullone, piastra MI dissipativa.....	123
Tabella 5-20: Verifica a rifollamento della piastra MI dissipativa.....	123
Tabella 5-21: Verifica di block tearing, piastra MI dissipativa.....	124
Tabella 5-22: Instabilità della piastra dissipativa secondo NTC 2018.....	125
Tabella 5-23: Verifiche complessive della piastra MI dissipativa.....	126
Tabella 5-24: Rigidezza per ogni direzione di carico per piastra MI dissipativa.....	126
Tabella 5-25: Valore resistente caratteristico e di progetto per la piastra MI dissipativa v.1, utilizzata su nodo esterno.....	132
Tabella 5-26: Riepilogo delle verifiche sulla piastra MI dissipativa, versione 2.....	134
Tabella 5-27: Valori di K elastica di MI dissipativa, versione 2.....	136
Tabella 5-28: Riepilogo delle verifiche sulla piastra MI dissipativa, versione 3.....	137
Tabella 5-29: Valori di K elastica di MI dissipativa, versione 3.....	137
Tabella 6-1: Parametri per il calcolo dell'azione sismica SLV.....	140
Tabella 6-2: Parametri descrittivi dell'edificio.....	141
Tabella 6-3: Calcolo dell'azione sismica sulla piastra MO.....	141
Tabella 6-4: Confronto tra azione agente e resistente nel caso di progettazione dissipativa e non.....	141
Tabella 6-5: Allungamento a rottura delle piastre dissipative MO.....	143

INDICE DEI GRAFICI

Grafico 5-1: Confronto tra le verifiche ideali e reali sul connettore più sollecitato. Configurazione della piastra MI sul nodo esterno.	100
Grafico 5-2: Dominio appositamente modificato per la configurazione della piastra MI sul nodo esterno.	101
Grafico 5-3: Dominio di riferimento per l'utilizzo di MI nel nodo d'angolo.	131

APPENDICE

Grafico A. 1: Bilatera approssimante piastra MO non dissipativa.	150
Grafico A. 2: Bilatera approssimante, piastra MO dissipativa v.1.	151
Grafico A. 3: Bilatera approssimante, piastra MO dissipativa v.2.	153
Grafico A. 4: Bilatera approssimante, TR45TR45, piastra MI non dissipativa.	156
Grafico A. 5: Bilatera approssimante, CMP45TR45, piastra MI non dissipativa.	157
Grafico A. 6: Bilatera approssimante, CMP45TR45, piastra MI non dissipativa.	159
Grafico A. 7: Bilatera approssimante, TR45TR45, piastra MI dissipativa v.1.	162
Grafico A. 8: Bilatera approssimante, CMP45TR45, piastra MI dissipativa v.1.	163
Grafico A. 9: Bilatera approssimante, TGL90, piastra MI dissipativa v.1.	165
Grafico A. 10: Bilatera approssimante, nodo esterno, piastra MI dissipativa v.1.	166
Grafico A. 11: Bilatera approssimante, TR45TR45, piastra MI dissipativa v.2.	169
Grafico A. 12: Bilatera approssimante, CMP45TR45, piastra MI dissipativa v.2.	171
Grafico A. 13: Bilatera approssimante, TGL90, piastra MI dissipativa v.2.	172
Grafico A. 14: Bilatera approssimante, nodo esterno, piastra MI dissipativa v.2.	174
Grafico A. 15: Bilatera approssimante, TR45TR45, piastra MI dissipativa v.3.	177
Grafico A. 16: Bilatera approssimante, CMP45TR45, piastra MI dissipativa v.3.	178
Grafico A. 17: Bilatera approssimante, TGL90, piastra MI dissipativa v.3.	180
Grafico A. 18: Bilatera approssimante, nodo esterno, piastra MI dissipativa v.3.	181

ABSTRACT

Il mondo delle costruzioni a pannelli di legno ingegnerizzato sta conoscendo un'importante espansione in forza dei diversi vantaggi posseduti, quali, ad esempio, la leggerezza in rapporto alla resistenza meccanica, la velocità di posa, la conducibilità termica contenuta rispetto ai sistemi di uso tradizionale. Il lavoro di tesi si pone l'obiettivo di sfruttare queste peculiarità attraverso l'utilizzo di un nuovo sistema di connessione ingegnerizzato, denominato X-Mini, analizzando il comportamento di alcune delle sue piastre mediante un software commerciale ad elementi finiti. Il sistema è stato sviluppato ampliando a sistemi Timber frame misti una precedente innovazione nel campo delle costruzioni a pareti in Cross Laminated Timber (CLT). Data la grande semplicità di assemblaggio della tecnologia e la leggerezza che contraddistingue il sistema costruttivo, è stata vagliata anche la possibilità di realizzare delle piastre di tipo fusibile nei confronti degli eventi tellurici, sfruttando le proprietà duttili del materiale acciaio e mirando ad una progettazione dissipativa ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. La tecnologia si presta infatti ad una possibile sostituzione degli elementi danneggiati data la facilità di intervento.

PAROLE CHIAVE: sistemi costruttivi in legno, CLT, connessioni innovative, progettazione dissipativa, analisi numerica, elementi finiti.

ABSTRACT – English Version

The Timber panel construction is increasingly growing these days, thanks to his advantages, such as its lightness with regards to its strength, the fast assembly and the low thermal conductivity with regards to the traditional building technologies.

This thesis work aims to take advantages of these qualities using an innovative connection system, named X-Mini, studying the behaviour of some of its plates with a commercial finite element software. The connection system came from a previous innovation in the Cross Laminated Timber (CLT) world, whereas the actual version has been developed for a Hybrid Timber Frame wall type. Furthermore, given the simple assembly of the elements and the lightness of the walls, the possibility to develop a fuse-type plate exploiting the ductility of the steel is investigated. This has been done in order to satisfy the criteria of the Italian Building Code 2018 for the seismic design, with a dissipative approach. In fact, this technology is suitable for the substitution of the damaged elements, due to the simple way to repair the building.

KEY WORDS: Timber structures, CLT, innovative connection, seismic design, numerical analysis, finite element method.

1. INTRODUZIONE

1.1. MOTIVAZIONE ED OBIETTIVO

Fin dai tempi più antichi, l'uomo ha costruito le sue dimore per ripararsi dall'ambiente esterno, ricercando in queste la propria sicurezza. Oggi come allora, il valore della sicurezza nelle costruzioni risulta essere un'esigenza fondamentale per garantire la tranquillità ed il comfort di coloro che usufruiscono degli edifici. Gli avvenimenti di cronaca, più o meno recenti, quali crolli infrastrutturali ed eventi sismici, hanno scosso profondamente l'immaginario collettivo, mettendo in discussione la sicurezza ed incolumità di ognuno. Compito della tecnica odierna è quindi rispondere a questo, cercando di ovviare le criticità e le incertezze nell'affrontare un così annoso problema, al fine di governarne le variabili. Diverse sono le vie da perseguire, delle quali la più immediata consiste nell'operare un recupero efficace, per quanto possibile, sul patrimonio edilizio esistente; questo argomento necessita di grande competenza e la complessità e la vastità del settore impegna ed impegnerà moltissime risorse dei professionisti del nostro Paese. Non è tuttavia possibile limitarsi al solo recupero; nuove tecniche e materiali si affacciano al mondo delle costruzioni ed è un'opportunità importante quella di coglierne i possibili vantaggi, nell'ottica dell'analisi fin qui esposta. Il presente lavoro di tesi, in particolare, si pone l'obiettivo di indagare la possibilità di costruire un edificio, con tutte le prestazioni insite nella sua definizione, resiliente al sisma, nell'ambito delle costruzioni a pareti di legno ingegnerizzato. Il materiale a cui ci si riferisce è particolarmente adatto a queste considerazioni, dati gli innegabili vantaggi che presenta: uno su tutti, la leggerezza rispetto alla resistenza meccanica, che classifica il legno tra i materiali con un'efficienza strutturale molto elevata, al contrario dei sistemi di uso tradizionale. I sistemi costruttivi in legno si sono inoltre dimostrati sicuri [1], difatti le cause comuni di malfunzionamento sono imputabili per la maggior parte ad errori di progettazione od esecuzione: sebbene infatti il legno sia il materiale da costruzione di utilizzo più longevo, paradossalmente esso risulta il meno approfondito dalla tecnica e tecnologia delle costruzioni. Alla luce delle esigenze attuali e delle ingegnerizzazioni incontrate da questo materiale, si pongono le basi per una riscoperta del legno, che deve dunque studiato adeguatamente nelle sue applicazioni al fine di coglierne i pregi ed al contempo di semplificarne e renderne facilmente fruibile l'utilizzo.

Dal punto di vista operativo, questa tesi è stata svolta valutando la fattibilità della progettazione dissipativa, ed eventuale sostituzione, di un sistema di connessione per strutture a pareti in Cross Laminated Timber (CLT) dopo un evento sismico; in particolare, l'analisi si è concentrata su di una nuova gamma di un sistema esistente, ovvero il sistema X-RAD, prodotto dall'azienda Rothoblaas S.r.l [2]. Il sistema prescelto si presta a queste considerazioni data la sua facilità di

montaggio, la sua localizzazione puntuale e concentrata, la maggior facilità di determinare con certezza il modo di rottura. Attraverso delle valutazioni sul funzionamento delle dette connessioni, si presenteranno diverse ipotesi di forma di esse volte a giungere all'obiettivo prefissato; con l'ausilio di un software di calcolo agli elementi finiti si cercherà inoltre di validare le ipotesi iniziali.

1.2. STRUTTURA DELLA TESI

Di seguito una panoramica degli argomenti trattati nel susseguirsi dei capitoli.

Capitolo 2: Breve caratterizzazione del materiale legno, volta a evidenziarne le peculiarità; presentazione dei più comuni sistemi costruttivi, ovvero il sistema a pareti in CLT ed il Timber frame.

Capitolo 3: Presentazione dei principali sistemi di connessione e loro caratterizzazione agli effetti del sisma, dato il ruolo primario che esse rivestono nel comportamento globale degli edifici; descrizione delle problematiche e delle incertezze legate al comportamento dinamico delle strutture in legno, particolarmente in CLT. Questa avviene sia dal punto di vista della rigidità, quindi impedendo una corretta determinazione dell'azione sismica, sia della resistenza, impedendo una sicura gerarchia delle resistenze all'interno delle connessioni, evidenziando le ragioni dello sviluppo del presente elaborato.

Capitolo 4: Descrizione delle connessioni di nuova concezione per sistemi a pannelli in legno, a partire dal mondo delle costruzioni a pareti prefabbricate in calcestruzzo, da cui tanti spunti provengono in termini di filosofia progettuale e componenti stesse; rassegna dell'attuale ricerca sul legno, i vantaggi conseguiti e gli sviluppi futuri; in quest'ambito, descrizione del sistema X-RAD, la sua filosofia di progettazione e la caratterizzazione meccanica, con particolare attenzione ai vantaggi che offre in termini progettuali e di cantiere.

Capitolo 5: presentazione della nuova gamma di X-RAD, X-Mini, oggetto di studio su sistemi costruttivi volti ad affrontare la fase post-emergenza di eventi catastrofici, ed anche di questa tesi; spiegazione dell'obiettivo della tesi, ovvero sviluppo di ipotesi di piastre di connessione di tipo dissipativo, con analisi di una possibile sostituzione dell'elemento post sisma; modellazione agli elementi finiti delle piastre di connessione, sia per la versione standard delle piastre, che per quella "dissipativa", con alcune ipotesi presentate a riguardo; descrizione del metodo, dei materiali e dei vincoli posti; presentazione dei risultati e discussione dei limiti di quanto ottenuto.

Capitolo 6: Conclusione, in cui si riepiloga quanto ottenuto dalle modellazioni e si indicano gli sviluppi futuri del sistema X-Mini, evidenziando i temi irrisolti nel lavoro di tesi.

Appendice: Raccolta di tutte le analisi svolte e relativi risultati.

2. IL LEGNO; MATERIALE E PRINCIPALI SISTEMI COSTRUTTIVI

2.1. LEGNO E LEGNO INGEGNERIZZATO

Il materiale legno è uno dei primi materiali utilizzati dall'uomo per costruire delle abitazioni, grazie alla sua fruibilità in natura ed alla sua forma, che ne ha consentito un utilizzo versatile. Non è interesse di questa tesi trattare in dettaglio la struttura del materiale, ma si forniranno alcuni cenni che serviranno a comprendere le caratteristiche di ciascun sistema costruttivo, i suoi pregi ed i suoi difetti; per i dettagli, è possibile consultare il testo di Piazza et al. [3]. Dal punto di vista della struttura microscopica, il legno è un materiale composto da microfibre di cellulosa in incrostazioni di lignina sotto forma di fasci di tubi, orientati in direzione assiale alla pianta: questa forma rende il materiale molto resistente a compressione, ovvero il carico che in natura è necessario che un albero riesca a portare, ma anche a flessione, sopportando vento e neve sui rami. La presenza di questa direzione preferenziale delle fibre, che segue la direzione di maggiore accrescimento della pianta, fornisce anche un'importante informazione, ovvero che il materiale si comporta diversamente lungo le diverse direzioni di sollecitazione; tradizionalmente, se ne definiscono le proprietà longitudinali (l), trasversali (t) e radiali (r). Dunque, come intuibile dalla struttura interna, il legno è un materiale fortemente ortotropo: questa caratteristica risulta essere rilevante in tutte le tipologie di strutture in legno, in particolare nei sistemi di tipo Blockbau e in quelli a pareti in CLT, poiché alcuni elementi costruttivi si trovano a dover sopportare carichi in tali direzioni.

Proseguendo nella caratterizzazione del materiale, risulta importante evidenziare un'altra peculiarità, ovvero la deformazione conseguente al variare dell'umidità. Infatti, soprattutto in direzione trasversale alle fibre, il materiale subisce importanti variazioni dimensionali, che vanno necessariamente tenute in conto nell'utilizzo del legno ed all'ambiente in cui è posto. Di seguito i riportano i valori di riferimento per ritiro/rigonfiamento del legno:

	ϵ_T	ϵ_R	ϵ_L
Conifere	0,24	0,12	0,01
Latifoglie	0,40	0,20	0,01

Figura 2-1: Valori di deformazione caratteristici del legno per variazione unitaria percentuale di μ^1 . Fonte [3]

A causa di questa caratteristica, risulta importante considerare l'ambiente di lavoro degli elementi in legno al fine di prevederne le variazioni dimensionali che dovranno sostenere. Alcune specie arboree si prestano meno di altre a lavorare in condizioni più severe, per esempio subendo cicli di bagnatura ed asciugatura del materiale come il caso di elementi posti in esterno. A questo proposito, per le diverse specie legnose, esistono delle classi di durabilità e delle classi di esposizione agli agenti atmosferici, volte a facilitare un uso ottimale della materia prima. Si fa notare inoltre che il legno è un materiale che teme l'umidità, non solo per le sue conseguenze in termini di deformazione, non sempre causa di problematiche, ma soprattutto poiché spesso questa si accompagna a fenomeni di danneggiamento di grande entità causati da attacchi biotici e non, qualora le condizioni di bagnatura permangano sul materiale. A questo proposito, è consigliato l'utilizzo del materiale ad un'umidità μ inferiore al 18-20%, misurata come² $\mu = \frac{m - m_0}{m_0} \%$, al fine di scongiurare tali eventi, responsabili di rotture fragili e spesso molto insidiose poiché nascoste alla vista.

Le peculiarità nel comportamento igrometrico, quando anche venissero attentamente considerate, spesso causano alcuni effetti fisiologici come le crepe, dovute a cicli di asciutto bagnato; queste possono avvenire anche durante il processo di essiccazione del legname. Le caratteristiche meccaniche del legno massiccio risentono dunque di questi difetti, che rendono molto variabile l'effettiva capacità portante; concorrono a questa problematica anche alcuni difetti locali, come ad esempio le tasche di resina oppure i nodi di innesto dei rami. Dunque, al fine di ovviare a quanto detto e sfruttare adeguatamente le caratteristiche del legno, sono stati ideati dei metodi di lavorazione che hanno permesso il superamento di limiti naturalmente esistenti: si parla di legno ingegnerizzato, e, in particolare di legno lamellare. L'idea fondante della tecnologia è quella di suddividere in tavole il tronco e successivamente di ricomporlo, distribuendo i difetti del materiale in maniera diffusa. L'assemblaggio delle tavole viene fatto con colle, di diverso tipo, mentre di testa viene creato un giunto a *pettine*, che riesce a garantire la monoliticità del materiale.

¹ μ è il contenuto d'acqua in peso, confrontato con il peso m_0 , ottenuto con essiccazione in stufa a 103° fino a peso costante



Figura 2-2: Giunti a pettine, realizzati di testa tra le lamelle.

Altra importante questione è l'assemblaggio simmetrico delle tavole, formato disponendo la faccia di ogni lamella più vicina al cuore della pianta alternativamente verso l'alto ed il basso, in modo da permettere una maggiore stabilità dimensionale alle variazioni di umidità, compensandone i ritiri differenti dipendenti dalla diversa lunghezza delle fibre, non subendo quindi "imbarcamento". Tuttavia, il materiale conserva la sua peculiarità nella deformazione igrometrica, come mostrato nella figura sottostante.

	Coefficienti di ritiro e rigonfiamento in direzione:		
	longitudinale	radiale	tangenziale
Conifere, quercia rovere, castagno, pioppo	0.0001	0.0012	0.0024
Quercia cerro	0.0001	0.0020	0.0040
Legno lamellare incollato	0.0001	0.0025	

Figura 2-3: Valori di deformazione caratteristici del legno per variazione unitaria percentuale di μ . Fonte:[4]

Dunque, i limiti esistenti dal punto di vista applicativo del legno, in termini di valori resistenti, ma anche di lunghezza e dimensione, sono stati brillantemente oltrepassati grazie a questa novità nel sistema di lavorazione. Conseguenza di ciò, oltre alla nascita del mercato del legno lamellare, è anche la genesi di altri e diversi prodotti complementari all'utilizzo della materia prima, che hanno dato vita ad una vera e propria "industria del legno" capace di sfruttare ogni parte della pianta. Si citano ad esempio, oltre alle travi lamellari, i pannelli di tipo CLT, gli isolanti termici, prodotti sfibrando gli scarti di lavorazione per i prodotti strutturali, i pannelli di tipo truciolare, come l'OSB (Oriented Strand Board), che possiedono buone caratteristiche strutturali, ed infine i più recenti prodotti LVL (Laminated Veneer Lumber). La filiera, da questo punto di vista, appare sostenibile da un punto di vista ambientale poiché cerca di limitare gli sfridi della materia prima.

Si riporta una breve riflessione su uno dei pregi dell'utilizzo di questo materiale e dei suoi derivati. Comparando inoltre, nel settore dell'edilizia, l'utilizzo di prodotti in legno rispetto ad altri materiali da costruzione, ovvero differenti sistemi costruttivi, si riscontra anche una minor quantità di emissioni prodotte; si vedano ad esempio [5], [6]. Sebbene queste valutazioni,

incoraggino l'uso di questo materiale, una particolare attenzione va posta nei riguardi delle condizioni al contorno di utilizzo, contestualizzando i vantaggi ottenuti in ragione di quelli ottenibili. Ad esempio, a volte in queste analisi sono trascurati i trasporti necessari per allocare i materiali al cantiere, fattore non del tutto irrilevante [7], oppure i casi studio presi a riferimento per le analisi sono allocati in zone parecchio vicine a contesti di produzione; va tenuto in considerazione invece che, dal punto di vista della sostenibilità ambientale, potrebbe essere più adeguato l'utilizzo di altri materiali disponibili in loco. Spesso infatti le considerazioni derivanti da questi studi, ovvero la tendenza di questo materiale ad essere maggiormente eco-sostenibile, vengono interpretate e spesso pubblicizzate anche come rinnovabilità della risorsa intera, fatto per niente scontato: il legno non è per definizione il materiale perfetto. A scopo conoscitivo, si citano altre tematiche di rilievo in quest'ambito, quali la provenienza delle piante agli stabilimenti produttivi e la gestione del ricambio dei boschi in rapporto alla richiesta del mercato futuro. Tutto questo concorre alla definizione del reale impatto ambientale, ed è bene che venga sottolineato. Infatti, queste considerazioni non hanno il fine di screditare il settore e la filiera, poiché le potenzialità ed i vantaggi, come anche si potrà evincere dal presente lavoro di tesi, non mancano assolutamente. Tuttavia, in un periodo di forte espansione delle strutture in legno, come è possibile osservare nel recente rapporto Federlegnoarredo [8], si rende necessario anche analizzare il rapporto costi-benefici tra quanto viene sostenuto nell'analisi di ambito del presente elaborato, che mira ad espandere ed a diffondere il legno sul territorio in virtù dei benefici in materia di sicurezza nei confronti di azioni eccezionali, ed il controllo dell'impatto ambientale degli interventi.

2.2. I SISTEMI COSTRUTTIVI: TIMBER FRAME E CLT

Nei paragrafi a seguire verranno presentati i sistemi costruttivi a pareti in legno ingegnerizzato di più largo utilizzo, quali CLT e Timber frame. Sebbene questi siano diversi per categorizzazione, poiché il primo si compone di elementi lignei massivi mentre il secondo è concepito come un telaio leggero, essi sono simili per concezione, possibilità ed utilizzo. Oltre ad essere i sistemi più moderni ed utilizzati, essi sono accumulati dalla possibilità di essere impiegati con il sistema di connessione innovativo oggetto di questo elaborato, seppur con qualche modifica per il Timber frame: la loro descrizione è dunque necessaria per fornire un inquadramento della realtà costruttiva in cui ci si inserisce.

2.2.1 Timber Frame

Il sistema costruttivo Timber Frame fa parte della famiglia dei sistemi leggeri ed è quello tradizionalmente più diffuso in America del Nord e nei Paesi del Nord Europa. Il sistema è sostanzialmente un telaio, composto da elementi montanti e trasversi di sezione ridotta posti ad un interasse tra i 40 ed i 70 cm [4], su cui viene fissato un tamponamento in pannelli, in OSB o a base gesso, tramite chiodi, graffe o piccole viti.

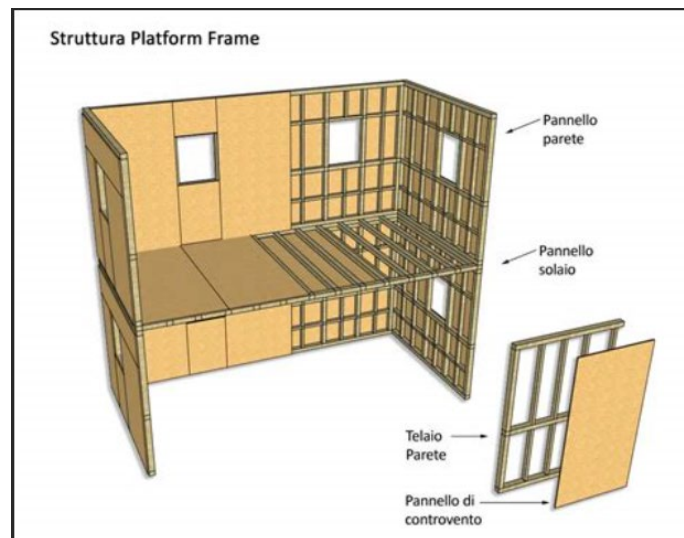


Figura 2-4: Sistema Timber frame

Il sistema Timber Frame è conosciuto anche come Platform Frame e Balloon frame, nelle sue varianti, di seguito spiegate. Il Balloon Frame è il tipico sistema costruttivo del Nord America, composto da montanti posti a 45cm di distanza, di due piani di altezza, in cui il solaio, sempre realizzato nella medesima modalità della parete, si innesta su spezzoni di trave interposti tra i montanti.

Il Platform frame è una variante del sistema costruttivo, di utilizzo prevalentemente Europeo, e si

compone di pareti di un solo piano di altezza. In questa tecnica costruttiva, i solai sono elementi prodotti in modo simile alle pareti, e vengono direttamente appoggiati ed avvitati sulla “scatola” formata dalle pareti. L’utilizzo di elementi mono piano permette che il sistema venga realizzato in stabilimento, garantendo una maggior velocità di produzione e costruzione. Le misure e gli interassi tra gli elementi montanti possono essere adattati ai diversi progetti, ma la tendenza è quella di utilizzare misure che limitino lo sfrido di materiale. Ad esempio, in Schickhofer et al. [9], viene sottolineata la tendenza a fissare l’interasse dei montanti a 62,5cm al fine di limitare gli sfridi dei pannelli di tamponamento, che vengono prodotti in moduli da 125cm.

2.2.2 CLT

Il CLT, acronimo di Cross Laminated Timber, è un materiale che ha avuto origine circa 25 anni fa nell’Europa centrale, in particolare in Austria ed in Germania [10]. L’idea che diede la genesi a questo materiale fu quella di utilizzare le tavole più esterne del tronco, scartate dalle segherie poiché ad esempio non adatte ad essere utilizzate per produrre elementi in legno lamellare, e di unirle a formare un pannello piano, con gli strati di lamelle incrociati a 90° (vedi Figura 2-5).



Figura 2-5: Tavole utilizzate per produrre i pannelli di CLT (a dx)

Nonostante l’opinione che queste non fossero adatte ad un utilizzo strutturale a causa della loro non stabilità dimensionale, dovuta alle variazioni di umidità, l’effetto di quest’unione incrociata produce una mutua compensazione tra le deformazioni delle diverse tavole, che rende quindi il prodotto dimensionalmente stabile. La sostenibilità del settore legno, rimarcata al punto 2.1, si esprime quindi anche attraverso lo scheletro portante di questo materiale, che utilizza materia di scarto, o poco pregiata, per dare luce ad un prodotto composito con prestazioni notevoli. Il legno utilizzato per creare pannelli di CLT è prevalentemente quello di abete rosso, tuttavia esistono altre possibilità: come esempio, si cita l’utilizzo di legno di betulla, larice, douglasia e pino cembro. Attualmente, un settore della ricerca accademica sulle costruzioni in legno si occupa di compiere indagini finalizzate alla caratterizzazione dei pannelli in compensato di tavole,

realizzati in legname facilmente reperibile e di qualità accettabile agli scopi strutturali quali ad esempio pioppo o frassino.

In questo paragrafo si vuole caratterizzare questa tecnologia poiché molto più recente del sistema a telaio leggero, ma non solo: molti sono gli aspetti vantaggiosi del sistema, che hanno originato diverse campagne sperimentali volte allo sfruttamento delle caratteristiche, non ultimo il sistema in analisi in questa tesi e l'ambito in cui si inserisce.

La produzione del CLT è molto simile a quella del legno lamellare: in una prima fase, dopo il taglio dei tronchi, le lamelle vengono fatte essiccare, fino al raggiungimento del 12% di umidità, (vedi paragrafo 2.1). Le dimensioni delle tavole tagliate sono comprese tra i 12 e i 45 mm per quanto concerne lo spessore, mentre il range della larghezza è abbastanza vario, a condizione che quest'ultima non sia inferiore a 4 volte lo spessore, al fine di non portare il materiale a rottura per gli effetti dello scorrimento tra le lamelle stesse durante l'applicazione di un carico.

Successivamente a questo processo, le tavole vengono giuntate di testa a formare elementi di grande lunghezza utilizzando la tecnologia del giunto a pettine, realizzabile in orizzontale, come per il legno lamellare, od in verticale, garantendo una migliore estetica ed una maggior tenuta all'aria [10]. A seguire avvengono l'accostamento delle tavole a formare una superficie planare, la deposizione della colla e l'incollaggio delle tavole superiori, in direzione perpendicolare, ed infine, avviene la pressatura, di tipo meccanico oppure mediante la creazione di vuoto. Si evidenzia anche che alcuni produttori utilizzano dei giunti incollati anche sul giunto trasversale delle lamelle; in questo caso la produzione richiede un passaggio ulteriore rispetto al caso standard, necessario all'asciugatura del singolo pannello monostrato. Per ciò che riguarda le colle utilizzate in produzione, se ne riconoscono principalmente di due tipi: meramina-urea-formaldeide (MUF) oppure adesivo poliuretano monocomponente (1K-PUR). Sebbene la colla MUF abbia prestazioni migliori ad alte temperature e riesca a riempire tutti i vuoti tra le lamelle in corrispondenza dei giunti, essa ha dei tempi di reazione ed indurimento maggiori rispetto alla 1K-PUR, ed inoltre rilascia formaldeide in ambiente, una molecola cancerogena. La poliuretano, d'altro canto, si adatta molto meglio ai tempi ed alle diverse richieste di produzione, ed è più flessibile a livello deformativo, ma tuttavia la tolleranza degli elementi da collegare va ridotta a causa della possibile formazione di sacche di gas.

Le possibilità di produzione del CLT, in quanto a numero e orientamento degli strati di tavole, sono diverse. Per quanto riguarda il numero di strati, questi possono variare da 3 a 9, mentre gli spessori della parete completa variano da 60mm a 300mm. Non è raro però trovare a catalogo dei produttori delle pareti aventi i due strati più esterni orientati nella stessa direzione, utilizzati soprattutto per solai. Questa tipologia di assemblaggio segue il filone del Glue-Lam di tipo

composito, che sfrutta l'adozione di tavole di materiale più performante sulle fibre esterne della trave, al fine di rendere performante il materiale più sollecitato a flessione. Si rivela utile inoltre nell'ottenimento delle prestazioni strutturali soddisfacenti anche in caso di incendio, quando le tavole esterne perdono parte della sezione carbonizzandosi.

2.2.3 Il comportamento strutturale

Per ciò che riguarda il sistema Timber frame, da un punto di vista meramente statico, esso si serve dei montanti puntuali inseriti nelle pareti per trasmettere i carichi in fondazione, mentre gli elementi di traverso consentono la distribuzione omogenea delle sollecitazioni. Questo schema presenta però dei limiti quando si vogliono effettuare aperture non in asse tra loro, su edifici a più livelli. Infatti, in tal caso, si deve procedere deviando il percorso dei carichi tramite gli elementi posti in orizzontale, spesso da raddoppiare per l'aumento di sforzo conseguente, ed inoltre infittendo il passo dei montanti stessi; si riporta un'immagine esplicativa.

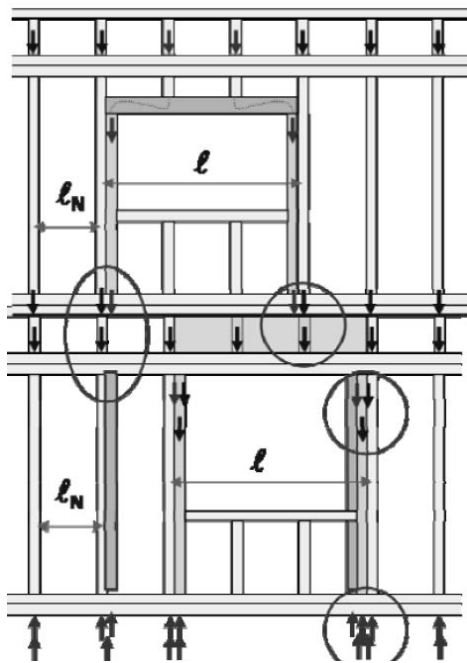


Figura 2-6: Sistema di trasmissione dei carichi per aperture disassate

L'estrema leggerezza del legno, se comparato ad altri materiali in rapporto alla sua resistenza, permette solitamente l'utilizzo di elementi esili nel telaio, che riescono adeguatamente a sostenere i carichi. Ciò nonostante risulta chiaro che, salendo con i piani ed aumentando i carichi applicati, si raggiunga facilmente il limite di resistenza sia dei montanti, sia del traverso di base, sollecitato ortogonalmente alla fibratura principale. Dunque, qualora vi fosse la necessità di resistere a carichi elevati, per di più sottoposti a deviazione dal percorso ideale, si renderebbe necessario un infittimento degli elementi tale da rendere il sistema leggero antieconomico. Risulta invece conveniente pensare ad una parete piena per ovviare a tali esigenze, ad esempio con il sistema CLT.

Dal punto di vista strutturale infatti i pannelli di tavole incrociate si rivelano performanti, riuscendo a lavorare adeguatamente in spessori di piccola entità e mantenendo le loro dimensioni nel tempo: il fatto di essere un pannello "pieno", consente una maggiore libertà nella disposizione delle aperture, che non teme troppo la deviazione degli sforzi. A questo proposito, vanno comunque considerate due questioni, ovvero la resistenza a compressione ortogonale alle fibre del solaio e la geometria dei tagli nelle pareti. Infatti, sebbene il pannello resista molto bene ai

carichi verticali, spesso la configurazione delle strutture in CLT è a Platform frame, ossia assemblando piano per piano le pareti, poggiandosi sul solaio sottostante. Quest'ultimo viene dunque compresso e, data la sua ridotta capacità portante, limita i carichi applicabili, solitamente più intensi nell'ipotesi di deviarne il percorso. Inoltre, va posta attenzione all'entità delle aperture e a come viene tagliato il pannello, poiché una parte del carico verticale si troverà a passare anche sull'architrave: se il pannello di parete fosse ad esempio di soli 3 strati, una sola tavola dell'architrave sarebbe in grado di reggere il carico e questo potrebbe non bastare a garantire la resistenza.

I pannelli in CLT sono utilizzabili, come detto in precedenza, anche orizzontalmente, fungendo da elemento ripartitore dei carichi verticali alle pareti; solitamente il comportamento delle lastre è preferenziale, data la disposizione delle tavole, per cui non si effettua un calcolo a piastra della sezione per un solaio. La composizione incrociata non sfrutta infatti le lamelle in direzione perpendicolare alla luce in termini di resistenza, dato il poco braccio di leva degli strati interni, ma lo fa invece in termini di inerzia, garantendo buone prestazioni in termini di deformabilità.

Per quanto riguarda il sistema resistente alle azioni orizzontali, tornando a parlare del sistema a Timber frame, esso affida la controventatura del pannello di parete sugli elementi di tamponamento in OSB che funzionano da lastra caricandosi nel loro piano. Questi sono connessi da chiodi ai montanti, di solito in numero abbastanza elevato, ed il sistema in complesso ha mostrato buoni risultati durante gli eventi sismici anche su sistemi più artigianali come il Balloon Frame. Questo avviene per una serie di ragioni: innanzitutto, le connessioni sono ben distribuite e forniscono una buona ridondanza strutturale; la connessione in sé stessa, il chiodo, evidenzia una scarsa resistenza, ma è dotata di grande duttilità. Questa peculiarità permette quindi una buona dissipazione di energia, poiché non interviene una rottura fragile locale del materiale di tamponamento, bensì lo snervamento dell'elemento metallico [11]. Inoltre, le abitazioni costruite con questa tecnologia hanno di solito una buona regolarità strutturale, e, in quanto composte da pareti, il loro comportamento è spesso di tipo scatolare, favorendo una buona distribuzione delle azioni. Questa modalità di sostegno dei carichi orizzontali, oltre ad essere parte integrante del sistema Timber frame, grazie alla sua efficienza è stata recentemente utilizzata in un sistema di connessione di nuova generazione [12], per accoppiare un sistema di pareti; una trattazione più dettagliata sarà presente nel Capitolo 4.2 (pag.49). Per quanto riguarda le connessioni tra le pareti e tra solaio e pareti, i prodotti sono simili a quelli utilizzati per CLT, con lo stesso tipo di funzionamento; si rimanda quindi al paragrafo 3.1 per una trattazione dettagliata. Nei riguardi dell'azione sismica si sottolinea che, data l'abbondanza di connessioni del sistema costruttivo, si preferisca favorire un comportamento duttile nei chiodi di collegamento della parete, piuttosto che degli elementi di fissaggio alla base, poiché più controllabile.

Il comportamento che le strutture in CLT mostrano sotto carichi orizzontali, di cui si parlerà nel prossimo capitolo, dipende invece in larga misura dal comportamento delle connessioni di base, le quali sono fondamentali anche per la definizione del comportamento sismico, data l'assenza di altri elementi dissipativi rispetto al sistema Timber frame. Identicamente a questo però, si può senz'altro identificare nella leggerezza uno dei pregi del CrosLam, che porta quindi a delle basse forze d'inerzia, se confrontate con altri sistemi costruttivi composti da altri materiali.

2.2.4 Prestazioni energetiche e di tenuta

Verranno ora evidenziate ulteriori caratteristiche dei sistemi costruttivi in analisi, cominciando dal sistema a telaio leggero. Innanzitutto, lo spazio tra i pannelli di tamponatura viene riempito da materiale termoisolante, di solito lana di roccia o fibra di legno: il sistema si mostra efficiente ed altamente ingegnerizzato, poiché nello spessore (irrisorio) di parete si ottengono buone prestazioni termiche complessive. All'esterno, è dunque possibile realizzare uno spessore di isolante ulteriore al fine di ottenere le prestazioni richieste da legge, che però non necessita di spessori rilevanti. Queste caratteristiche, che rendono il sistema appetibile, vanno però valutate anche dal punto di vista igrometrico: solitamente, l'isolante posto a ridosso degli ambienti interni necessita di una membrana del tipo freno o barriera al vapore, volta ad evitare la condensazione del vapore acqueo all'interno dello spessore dei pannelli. In aggiunta, data la natura del sistema costruttivo, assemblato in opera a conci di parete, è necessario garantire delle performance dal punto di vista della tenuta all'aria, altrimenti lacunosa anche nello stesso materiale di tamponamento; vengono perciò posti dei teli anche sul lato esterno della parete.

Le considerazioni sono simili anche per il Cross Lam, che tuttavia non manifesta lo stesso livello di ingegnerizzazione del prodotto dal punto di vista termico, poiché la parete standard è composta di solo legno (incollato). È però innegabile che la prestazione termica, a parità di spessore, sia significativamente migliore rispetto alle tecnologie tradizionali: il legno possiede di per sé una bassa conduttività termica e, dunque, lo spessore di isolamento necessario agli scopi normativi è in ogni caso ridotto. Un elemento da tenere in considerazione, nell'analisi del sistema costruttivo a pannelli di tavole, è la capacità termica posseduta. Difatti, data la massa della parete, l'onda termica estiva in entrata viene smorzata ed il calore in uscita viene trattenuto più facilmente rispetto al sistema a telaio, favorendo le condizioni di comfort termico degli occupanti. Proseguendo nell'analisi termo-igrometrica, si evidenzia come solitamente questi edifici non necessitino di teli interni od esterni. Infatti, data la disposizione esterna dell'isolante, l'utilizzo di una barriera (od un freno) al vapore non è solitamente necessaria; ciò nonostante, nel caso l'ambiente di progetto possieda un alto tasso di umidità oppure vi si utilizzi una controparete isolata, il telo potrebbe essere richiesto per rispondere all'evenienza di condensazione interna agli

strati. Inoltre, per ciò che riguarda i teli esterni, i pannelli in CLT disponibili sul mercato, se superiori a 5 strati, sono certificati per la tenuta all'aria e dunque non è necessario disporne.

La questione della tenuta all'aria, per entrambi i sistemi costruttivi in analisi, non si esaurisce pensando alla sola sezione corrente: esistono infatti numerosi punti di discontinuità dati dalla modalità di montaggio a conci di parete, oltre quelli dovuti a forometrie impiantistiche e vani per serramenti. È dunque prassi installare dei nastri al fine di sigillare le possibili cavità, una volta completata la fase di posa degli elementi. Il requisito di tenuta viene così soddisfatto, e la particolare attenzione posta risiede nella natura stessa del materiale. Infatti, qualora permeasse dell'aria all'interno della parete, oltre al dis-comfort degli occupanti, essa produrrebbe anche una variazione di umidità sulle strutture; come spiegato nel paragrafo 2.1., e questo cambiamento delle condizioni igrometriche potrebbe causare un degrado di grave entità, dovuto non solo alle variazioni dimensionali, solitamente impedito nell'assemblaggio e quindi causa di stati di sforzo indesiderati, ma, soprattutto, dovuto ad attacchi biotici. L'esito di una progettazione ed esecuzione lacunosa di questi dettagli porterebbe rapidamente al degrado della costruzione.

2.2.5 Potenzialità di prefabbricazione

Al fine di descrivere le possibilità di prefabbricazione, si descrivono le modalità standard di fornitura delle pareti. Per quanto riguarda il sistema a telaio più moderno utilizzato in Europa, ovvero il Platform frame, gli elementi del pannello vengono posizionati direttamente in appositi stabilimenti produttivi; allo stato attuale, le pareti vengono dunque fornite in cantiere, necessitando solamente di fissaggio tra i conci, nastratura, isolamento e finitura. Per quanto riguarda invece il CLT, nella fase post produttiva del pannello è possibile realizzare i fori per le aperture della costruzione, di diversa natura e forma, con l'ausilio di macchine a controllo numerico (CNC): questa tecnologia garantisce una precisione estrema sui tagli. A questo punto la parete può essere fornita direttamente al grezzo in cantiere, in maniera analoga a quanto avviene per il sistema a telaio. Data la facilità di costruzione della parete fuori opera ed in ragione della modularità degli elementi, la prefabbricazione viene spinta ad un livello più alto per entrambi i sistemi, mediante soluzioni che consistono nella fornitura di pareti con parte delle finiture installate e, addirittura, delle componenti impiantistiche all'interno delle intercapedini isolate. Questo tipo di sviluppo garantisce una velocità di esecuzione tale da eliminare quasi totalmente la fase di cantiere, se non altro nei riguardi di soluzioni di tipo tradizionale. Ancor più emblematico è il caso della produzione di interi ambienti, ad esempio i box-bagno, completamente prefabbricati e già dotati di sanitari: queste strutture scatolari sono di fatti collocabili in loco e già

praticamente ultimate. Si mostra un'immagine degli ambienti di lavoro in cui si realizzano queste costruzioni fuori opera (Figura 2-7)



Figura 2-7: Moduli prefabbricati in legno

Le soluzioni proposte apportano evidenti vantaggi in cantiere, in termini di tempi e quindi di costi, poichè le operazioni vengono ridotte in maniera drastica e il margine di errore sul prodotto finale è minimo. Ne consegue che, su ambienti tipo in cui vi sia una certa modularità, quali bagni od altri ambienti, di Hotel ad esempio, la prefabbricazione a box sia effettivamente un vantaggio, mentre, per tutto il resto, è possibile sfruttare l'efficienza della prefabbricazione attraverso l'utilizzo di pareti prefinite. Si sottolinea inoltre come la dipendenza dal tempo atmosferico per le operazioni di montaggio si riduca drasticamente, il che rappresenta un ulteriore valore aggiunto data la sensibilità al tema del mondo delle costruzioni in legno (si veda comportamento igrometrico al punto 2.1).

Tale evidenza porta con sé un'altra considerazione: la tecnologia delle pareti di legno ingegnerizzato si presta alla realizzazione di interventi di sopraelevazione dell'esistente, sia per basso impatto sui carichi complessivi in termini gravitazionali ed inerziali, sia per la ridotta tempistica di cantierizzazione. I vantaggi temporali sono ancor più evidenti mediante l'utilizzo di soluzioni altamente prefabbricate, potendo contare su tempistiche ridotte che diminuiscono il rischio di infiltrazioni di acqua dalla soletta di copertura nella messa in opera.

Questa parte descrittiva di alcune delle possibilità di prefabbricazione è funzionale a mostrare una delle numerose ragioni per cui questi sistemi costruttivi siano estremamente vantaggiosi, non solo, quindi, dal punto di vista strutturale o termico, ma anche per quanto riguarda la risoluzione di

svariate problematiche di cantiere. La prefabbricazione in sé stessa non è un vantaggio così evidente: come la Storia ha dimostrato, le soluzioni standardizzate hanno perso rapidamente la loro attrattiva. Ad esempio, le costruzioni prefabbricate in calcestruzzo armato nel Dopoguerra, hanno subito un rapido tramonto a seguito della non efficienza dimostrata e della scarsa adattabilità [13]. I sistemi costruttivi in legno mostrano invece una buona efficienza, e la loro attrattiva sta anche nelle possibilità di customizzare ogni progetto secondo l'ottica "tailor made", già realtà in molti dei progetti in cui si adottano queste tecnologie. È infatti possibile adattare ogni soluzione alle esigenze del progetto, poiché la linea produttiva è molto flessibile ed il solo limite presente è la necessità di effettuare i collegamenti in opera, di natura strutturale ed impiantistica. Questo ha avvicinato le esigenze del cliente a quelle del produttore, che vende quindi un prodotto su misura, ma lo realizza con procedure standard. Naturalmente, al fine di sfruttare questa possibilità, è necessario compiere uno sforzo di progettazione non indifferente, poiché nulla può essere deciso dopo la fase di produzione, di conseguenza niente è lasciato al caso. Un'analisi più dettagliata dei concetti espressi sulla prefabbricazione è presente in Gasparri et al. [14], dove si propone inoltre un dettaglio di montaggio studiato appositamente per garantire le prestazioni di involucro su di un edificio alto realizzato in CLT, testimoniando i vantaggi ottenibili da tali ingegnerizzazioni.

3. COMPORTAMENTO AL SISMA DEI SISTEMI A PARETE IN CLT

Il presente capitolo si propone di analizzare il comportamento sismico del sistema costruttivo a pareti in CLT, dopo averne brevemente accennato nelle sezioni precedenti. Le ragioni di questo approfondimento risiedono nella particolarità della tematica, che evidenzia delle questioni ancora aperte, molto più di quanto non accada nel sistema a Timber frame. Le stesse incertezze sono alla base delle ricerche volte alla caratterizzazione degli elementi di comune utilizzo, ed inoltre i numerosi studi per definire delle alternative, nel contesto in cui si inserisce questo lavoro di tesi. È infatti necessario inquadrare le caratteristiche del sistema costruttivo e le criticità possedute, al fine di capire a fondo la motivazione che spinge a migliorarne le performance laddove vi siano degli ampi margini.

A livello sismico, il comportamento di queste strutture è quello tipico degli edifici a setti che, se adeguatamente progettati, dimostrano un comportamento scatolare; è possibile pensare ad un'analogia, con gli edifici in muratura, ad esempio, sebbene sia diverso il meccanismo resistente e la filosofia di costruzione. Il seguente paragrafo è di fondamentale importanza, poiché lì si trova la chiave per comprendere l'andamento delle strutture a parete in CLT sotto carichi orizzontali, e fondamentale è capire la natura e la concezione delle componenti metalliche utilizzate nel sistema costruttivo. Infatti, il comportamento sismico è governato in buona parte dalla rigidità delle connessioni, dato che queste si rendono necessarie alle pareti per sopportare adeguatamente queste azioni, e ne influenzano di conseguenza lo spostamento; il medesimo parametro è inoltre fondamentale al fine di svolgere un'analisi multimodale della struttura, poiché governa l'entità dei periodi propri dell'edificio.

3.1. LE CONNESSIONI

In questo paragrafo si descriveranno i principali sistemi di connessione esistenti nei sistemi a parete in CLT, molto spesso comuni al sistema Timber frame poiché da esso essenzialmente provengono. Le connessioni sono necessarie a fornire resistenza ai carichi orizzontali agenti sull'edificio; i pannelli di legno, utilizzati come pareti, sono in grado di resistere a carichi di compressione per contatto mentre, per quanto riguarda gli scorrimenti reciproci ed il sollevamento delle pareti, sono necessari dei presidi ulteriori. Dunque, i connettori posti alla base di una parete vengono progettati per resistere a carichi di trazione e taglio, trasmettendoli dai piani fino alla fondazione, ed inoltre le connessioni complanari che legano i diversi pannelli, in orizzontale od in verticale, sono deputate alla resistenza al taglio-scorrimento reciproco tra i pannelli.

Si presenta una panoramica sui principali sistemi di connessione. Come prima tipologia, si analizza il collegamento delle pareti a terra, non semplice da gestire a livello tecnologico a causa del rischio di contatto con acqua e terreno, dannosi per il legno proprio per il suo rapporto con l'umidità. Vengono mostrate alcune immagini descrittive del dettaglio (Figura 3-1).



Figura 3-1: Fissaggio a terra di parete in CLT su zoccolo di larice (sx) e di calcestruzzo(dx) [15]

Come osservabile in Figura 3-1, le pareti si installano per mezzo di piastre e connettori metallici e vengono appoggiate su zoccoli in larice (legno di grande durabilità), in calcestruzzo, oppure in acciaio, interponendo uno strato impermeabilizzante. Importante è assicurare il pieno contatto tra gli elementi, al fine di permettere alla sezione di reagire in maniera adeguata ai carichi assiali e flessionali; va dunque compensata l'irregolarità naturale del getto di fondazione. Gli elementi di connessione di maggior utilizzo per questa tipologia di fissaggio sono le piastre forate, gli angolari e gli hold down (HD); di seguito una rapida descrizione.

Le piastre forate vengono utilizzate al fine di trasmettere in fondazione gli sforzi di taglio e di trazione; la configurazione della piastra è solitamente diversa per i due scopi, come visibile nella figura seguente.



Figura 3-2: Piastre forate per sforzi di trazione (sx) e taglio(dx). Fonte:[16]

I buchi di grande dimensione sono occupati da tasselli chimici o barre inghisate nel getto di fondazione, mentre i fori di dimensione minore permettono la chiodatura al legno.

Gli HD sono invece connettori utilizzati come presidio al sollevamento della parete, dimensionati solitamente solo per resistere a trazione. Essi si compongono di una piastra allungata e forata allo scopo di permettere il fissaggio al legno, sempre tramite chiodatura o avvitatura; presentano su un lato corto una piastra ortogonale a quella in contatto con la parete, vincolata rigidamente a questa tramite flange di rinforzo. Per quanto riguarda l'ancoraggio in fondazione, la piastra di base è dotata di un foro in cui passa una barra filettata, solitamente disposta a posteriori nel getto tramite ancorante chimico. Si fa notare che esiste un componente forato, di spessore rilevante, da posizionare in corrispondenza della barra filettata, al fine di permettere un'adeguata distribuzione dello sforzo di trazione.



Figura 3-3: Hold down tipici. Fonte: [16]

Infine, gli angolari sono piastre ad L solitamente utilizzate per resistere allo scorrimento della parete in accoppiamento con gli HD posti a presidio della trazione. La geometria di questi componenti è molto variabile, così come il loro comportamento nella parete: in generale, i prodotti più recenti possiedono resistenze maggiori e si sviluppano in lunghezza sulla parete, rispetto agli angolari tradizionali di piccola dimensione.



Figura 3-4: Angolari tradizionali a taglio. Fonte [16]



Figura 3-5: Angolari a taglio di nuova generazione. Fonte: [16]

Le stesse connessioni descritte sono anche usate a livello dei solai, presentando alcune differenze. Innanzitutto, i fori sulle piastre sono conformati su misura per la chiodatura, eccetto per l'HD: infatti, il foro di base per quest'ultimo viene mantenuto per collegarsi, tramite barra filettata, ad un hold down posizionato in maniera speculare rispetto all'impalcato. Esistono anche angolari collegati tramite viti a tutto filetto al solaio, per fornire maggiore resistenza, soprattutto a trazione. Si fa notare come, soprattutto per quanto concerne la fase di cantiere, sia preferibile usare hold down o angolari interni alla parete, poiché le piastre forate, e ancor di più gli analoghi nastri forati, sono posati in esterno e subiscono le variazioni di temperatura e l'irraggiamento solare durante il giorno, che si traduce in deformazioni indesiderate. Inoltre, non è possibile andare a modificare il fissaggio effettuato, mentre gli HD possono essere serrati debolmente per permettere l'assestamento dell'edificio in fase di montaggio, e, successivamente, serrati completamente. Esiste anche la possibilità di utilizzare viti, solitamente a tutto filetto, per collegare il solaio alla parete inferiore, ed identicamente questo può avvenire anche per la parete superiore.

In un edificio, quindi, le connessioni sono poste come presidio allo scorrimento ed al ribaltamento delle pareti, ma, oltre a quanto discusso, esse assolvono anche ad altri compiti riguardanti la trasmissione dell'azione sismica. Infatti, le connessioni tra solaio e pareti sono necessarie a fornire un appoggio stabile per i carichi verticali di impalcato, ma soprattutto lo sono per resistere al carico di piano derivante dalle azioni orizzontali. Qualora la connessione tra pareti (inferiore e superiore) al solaio venisse effettuata con viti, quelle superiori dovrebbero trasferire tutto il taglio derivante dai piani superiori, mentre quelle tra solaio e parete inferiori dovrebbero trasferire anche il carico del piano stesso. Nel caso in cui il collegamento avvenga tramite HD e angolari, il ragionamento è analogo, mentre nel caso di utilizzo di piastre esterne, il taglio derivante dai piani superiori viene portato da queste direttamente alle pareti inferiori; il compito della connessione tra solaio e parete inferiore è quindi solo quello di trasferire il taglio sismico di quel piano.

Per quanto riguarda invece le connessioni tra le pareti, assimilabili per la maggior parte a quelle utilizzate per collegare i pannelli di solaio, esse sono realizzate in diversi modalità, molto spesso tramite viti. Una pratica diffusa è quella di disporre delle viti a 45°, per ricucire il giunto, risultando in un nodo molto resistente e rigido. Altra possibilità è quella di disporre una tavola di legno a strati compensati in una fresatura praticata sui due pannelli, come mostrato nell'immagine qui a lato, e successivamente fissare con viti ortogonalmente al piano della parete, da un solo lato

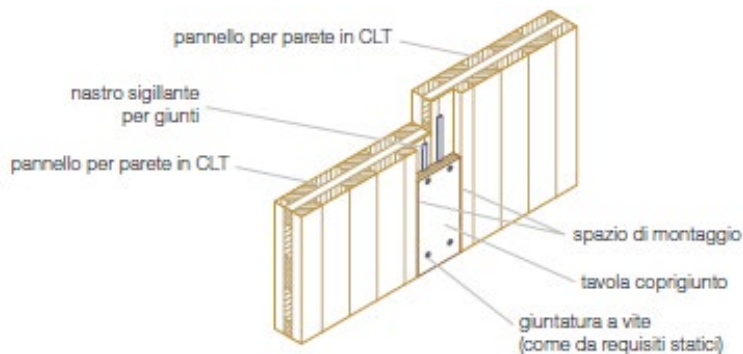


Figura 3-6: Giunto con tavola tra pareti. Fonte:[17]

dei pannelli o da entrambi. A volte la fresatura è interna ai pannelli, e si procede allo stesso modo inserendo la tavola nello spessore della parete. Altra procedura è quella di eseguire i pannelli con maschiatura, creando il giunto

detto “a mezzo legno”, che tuttavia, in riferimento ai solai, si è dimostrata abbastanza inefficiente. Di seguito un'immagine illustrativa delle ragioni.

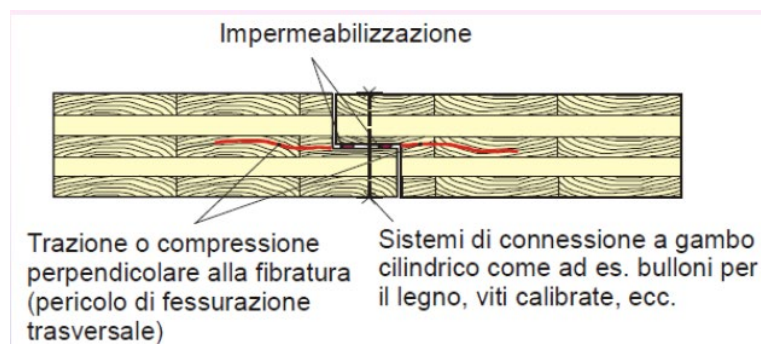


Figura 3-7: Giunto a mezzo legno e possibili problematiche. Fonte:[15]

Infine, l'ultimo tipo di giunzione da analizzare è quella agli angoli della costruzione, che risulta essere molto importante negli edifici a parete, poiché funzionale al raggiungimento di un comportamento scatolare dell'edificio, in generale auspicabile. La necessaria rigidità e resistenza di queste viene raggiunta solitamente mediante viti inserite a 45°, oppure parallelamente alla parete; in questo è importante che il connettore entri nello strato con fibratura disposta perpendicolarmente alla direzione di infissione, altrimenti, la fibra disposta parallelamente non riuscirebbe a fornire una sufficiente ritenuta sulla vite. Dettagli più completi su tutti i collegamenti si possono trovare in [15], [16], [17].

3.2. CARATTERIZZAZIONE DEGLI ELEMENTI SISMO-RESISTENTI

3.2.1 Inquadramento generale

Come detto, la rigidità delle pareti è un parametro molto influenzato dalle connessioni. Analizzando più a fondo la questione, consideriamo la composizione delle strutture a pannelli in CLT: si riscontra una buona rigidità flessionale ed a taglio delle pareti lignee, che, pur dipendendo dalla composizione del materiale, dal numero di strati e di layer, è in generale un parametro che non desta preoccupazione in sede di progettazione, in termini di spostamenti. La deformabilità di queste strutture, infatti, è principalmente governata dalle connessioni poiché i valori di rigidità che queste possiedono sono di molto inferiori alle componenti deformative delle pareti ed intervengono in maniera determinante alla reazione alle forze orizzontali. Molto è quindi stato fatto, in termini di ricerca scientifica, per meglio comprendere il comportamento delle pareti e l'influenza delle connessioni deputate alla resistenza allo scorrimento e al ribaltamento, oltre che dell'azione assiale a cui il pannello è soggetto. Al fine di fornire una semplice e lineare descrizione di tale tematica, si riporta lo studio di Casagrande et al. [18], in cui gli autori propongono una valutazione analitica della rigidità allo spostamento orizzontale sommitale di una parete a telaio leggero ed in CLT, descrivendo le singole componenti di influenza. Si identificano tre grandi contributi concorrenti alla deformazione, di seguito: lo scorrimento a corpo rigido del pannello, la rotazione attorno ad un polo del corpo rigido rappresentato dal pannello, ovvero il cosiddetto "rocking" della parete, e, in ultimo, la deformazione del pannello stesso (sia a taglio che a flessione).

Come discusso nelle considerazioni precedenti riguardo ai rapporti tra le rigidità di parete e connessioni, i comportamenti a corpo rigido hanno la maggior parte dell'incidenza, mentre la deformabilità della singola parete incide in maniera quasi trascurabile; si mostra un grafico di riepilogo tratto dallo stesso studio (Figura 3-8).

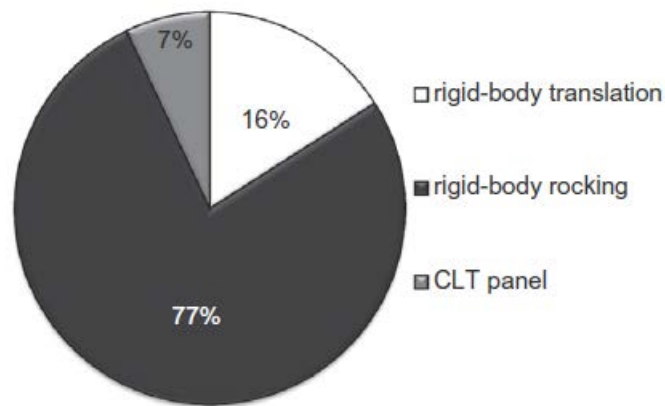


Figura 3-8: Incidenza dei meccanismi di spostamento su una parete in CLT. Fonte:[18]

Si fa inoltre notare come il “rocking” sia fortemente influenzato dall’azione assiale a cui la sezione è soggetta: il carico dei solai infatti stabilizza il pannello nei confronti del ribaltamento. La parete vede quindi modificata la sua rigidezza totale in base ai rapporti tra l’azione orizzontale ed il carico assiale, poiché la deformabilità della connessione adibita a resistere al ribaltamento non sempre trova riscontro.

Ecco dunque la curva forza orizzontale-spostamento proposta dagli autori; F_q rappresenta il carico d’innesco dell’hold down (Figura 3-9).

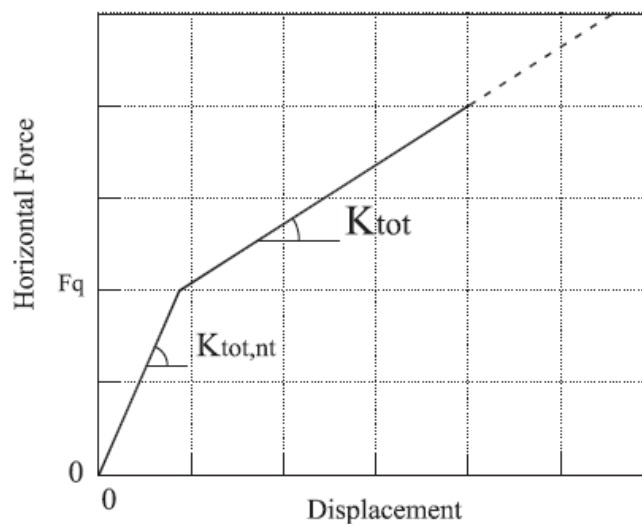


Figura 3-9: Grafico forza -spostamento per una parete in CLT. Fonte:[18]

Seppure questo sia un modo semplificato di cogliere il comportamento di una parete in CLT sotto carichi orizzontali, poiché, ad esempio, gli autori utilizzano una biella all’ estremità della parete per indicare la posizione della compressione in questa, aumentando così il braccio di leva della

coppia rispetto alla situazione reale, tuttavia esso risulta molto rappresentativo ed utile a comprendere i rapporti tra le componenti concorrenti allo spostamento.

Come detto, data la rilevanza della tematica in analisi, sono state svolte diverse campagne sperimentali volte alla caratterizzazione approfondita del comportamento della parete e delle connessioni. Menzione particolare la merita senz'altro il SOFIE project [19], ovvero la più grande campagna sperimentale volta a caratterizzare il sistema costruttivo CLT dal punto di vista sismico, svolta in collaborazione tra il Consiglio Nazionale delle Ricerche Ivalsa ed alcuni Enti ed Università giapponesi. Questo progetto di ricerca si compone di un test su tavola vibrante di un edificio a 7 piani ed uno a 3, realizzati in Xlam, e di vari altri test svolti al fine di caratterizzare il comportamento delle pareti prese singolarmente e delle sole connessioni metalliche. Grazie ai test full scale, ovvero di intere abitazioni, è stato possibile osservare che queste abbiano ben sopportato le accelerazioni imposte dai terremoti più disastrosi registrati in tempi recenti. La progettazione dimensionante è stata effettuata in campo elastico per la massima accelerazione raggiungibile in Italia (0,35g), registrando infine un fattore di struttura effettivo superiore a 3. Tuttavia, è stato necessario indagare come la singola connessione si comporti, o il sistema di parete, al fine di dare dei parametri utilizzabili su ogni forma e tipo di progetto. Sempre all'interno del SOFIE project, troviamo dunque diverse pubblicazioni di studi volti a caratterizzare le stesse pareti con le stesse connessioni utilizzate nell'edificio pilota, varie tipologie di connessioni avvitate ed infine i connettori metallici tipici [20] [21] [22]. Gli esiti di questa campagna sperimentale sono molto interessanti, poiché, oltre a caratterizzare la connessione, fanno luce su delle problematiche esistenti nell'ambito delle connessioni in legno che verranno approfondite in seguito (paragrafo 3.2.4)..

Si vogliono dunque riepilogare brevemente i risultati ottenuti da questa campagna, cominciando dai test sulle intere pareti. Innanzitutto, nello studio citato vengono utilizzati alcuni pannelli interi, con HD e angolari alla base, mentre altri provini di parete sono composti da pannelli collegati da giunti a mezzo legno o da giunti con tavola coprigiunto. I risultati mostrano rotture per rocking in prevalenza, ovvero per trazione su HD, con un buon comportamento "ricentrante", ovvero con la tendenza della parete a riportarsi nella posizione iniziale; solo in alcuni casi sono intervenute delle crisi per scorrimento laddove gli angolari fossero stati sottodimensionati, con spostamenti molto più grandi e permanenti. I risultati inoltre, per i provini a due conci, mostrano come il numero di viti cambi la rigidità del giunto verticale, che può fornire alla parete un comportamento quasi monolitico o viceversa, quasi disaccoppiato, atteggiandosi questa come due mensole separate.

A questo proposito, in maniera simile allo studio presentato in precedenza [18], viene sviluppato anche un modello analitico, sviluppato allo scopo di tenere in considerazione, nell'equazione descrittiva dello spostamento, della rigidità del collegamento tra le pareti; questo argomento viene trattato con maggiore dettaglio nella seconda parte della campagna sperimentale, ovvero quella sulle connessioni avvitate, di cui a seguire si riportano gli esiti.

Tra le connessioni approfondite nella ricerca vi sono infatti quelle tipiche utilizzate tra pannelli complanari, ovvero il giunto a mezzo legno e quello con tavola coprigiunto: tra i due, il primo si dimostra più rigido, con modalità di rottura non sempre duttili, soprattutto per sollecitazioni fuori piano, mentre la tavola in LVL garantisce al primo una minor rigidità ma una buona duttilità. Questa connessione complanare, quindi, introduce tra le pareti una certa cedevolezza, che però riesce a favorire un comportamento maggiormente duttile: dimostrazione ne è il fatto che, i test full scale del SOFIE project abbiano ottenuto fattori di struttura molto più alti, rispetto al test di un edificio intero testato al TU Graz, che ha riportato valori massimi di $q=2,5$ [23]. A confronto, infatti, l'edificio del Sistema Costruttivo Val di Fiemme presentava un numero molto superiore di connessioni verticali tra pareti.

Infine, si riportano anche le considerazioni emerse dai test sulle connessioni di tipo chiodato, quali hold down e angolari, per le azioni a cui tradizionalmente vengono concepite, ovvero rispettivamente trazione e taglio; vengono testate inoltre anche a parti invertite. I risultati ottenuti non hanno mostrato crisi fragili nei test monotoni né in quelli ciclici, esibendo anche della duttilità quando le piastre venissero testate per l'azione "di competenza". Questo è stato possibile grazie a ricerche e test svolti in precedenza, che hanno permesso di utilizzare il giusto numero di chiodi sugli HD, ad esempio, evitando la rottura fragile delle piastre mediante chiodature parziali. Si verificano comunque, a volte, meccanismi locali di danneggiamento di queste, quali quelli mostrati in Figura 3-10, dovuti all'eccentricità della connessione rispetto alla parete; per quanto riguarda gli angolari, l'effetto negativo dell'eccentricità è più in dettaglio studiato da Tomasi e Smith [24].



Figura 3-10: Bending nelle piastre metalliche degli HD. Fonte:[21]

La risposta dei connettori è risultata negativa quando, invece il carico di trazione venisse applicato agli angolari, o il taglio agli HD. Gli HD, a causa del braccio di leva elevato tra la chiodatura e la base, mostrano rotazioni attorno al loro asse verticale combinate all'estrazione dei chiodi, oltre ad instabilità locale di alcune piastre; gli angolari, invece, subiscono il punzonamento del dado sulla piastra di base quando posti in fondazione, o l'estrazione dei chiodi quando fissati su legno. Queste osservazioni sono uno spunto di approfondimento dell'interazione delle due componenti nei connettori, che troverà spazio nel paragrafo 3.2.4.

Si vuole precisare che, in tutti gli studi proposti, l'elemento utilizzato come fondazione è un profilato d'acciaio, fissato al piano iper-rigido di un laboratorio di prova, a cui sono state bullonate le connessioni: ad oggi tutti i test di connessioni e pareti sono effettuati con queste modalità. Nella realtà dei fatti, come si è mostrato in precedenza, la fondazione viene invece realizzata in calcestruzzo, ed il raccordo con le pareti viene realizzato mediante barre post inserite o tassellature: tuttavia, queste tecnologie non sono molto adatte a sopportare le sollecitazioni di tipo dinamico traducendosi in una grossa incertezza sui risultati sperimentali e sul comportamento delle connessioni attualmente disponibili. Sebbene la problematica sia di primaria importanza, essa non verrà ulteriormente affrontata in questa tesi poiché esula dallo scopo del presente lavoro.

3.2.2 La questione della rigidità

Si sottolinea un risultato che accomuna tutti gli studi presentati sulla caratterizzazione dei componenti, ovvero la differenza rilevante riscontrata tra la rigidità elastica sperimentale rispetto a quella calcolata secondo la normativa europea. Data l'importanza che questa riveste nella progettazione, il problema non può essere ignorato. A testimonianza di ciò, anche le NTC 2018 [25], al capitolo 4.4, deputato alle costruzioni in legno, e 7.7, deputato alla progettazione sismica di queste, riportano: *“In presenza di giunti meccanici si deve, di regola, considerare l'influenza della deformabilità degli stessi”*.

Al fine di meglio esplicitare la problematica, si prenda come esempio la connessione chiodata tipica posta alla base delle pareti. Solitamente, la rigidità di questa potrebbe essere calcolata come rigidità equivalente delle differenti agenti in parallelo sul connettore; nello studio [21], gli autori identificano i contributi di chiodi, piastra metallica ed ancoraggio sul piano orizzontale. Tuttavia, come prima evidenziato, l'eccentricità della connessione rispetto alla parete, particolarmente nell'hold down, causa flessione che aggiunge flessibilità alla piastra, e questo è dunque uno dei motivi per cui i risultati mostrano valori così diversi.

L'espressione che viene proposta sull'Eurocodice 5 [26] per il calcolo della rigidità dei chiodi, per connessioni legno-acciaio, è la seguente:

$$K_{ser} = 2 \frac{1,5\rho_m d^{1,8}}{30}$$

Come puntualizzato però da Polastri et al. [27], la formula deriva dalle connessioni chiodate legno-legno, che nel qual caso non presenta il fattore 2: essa è stata ricavata tramite il calcolo del modulo secante al 40% della capacità portante caratteristica rilevata sperimentalmente. Il raddoppio del valore è stato successivamente introdotto per tenere conto, con qualche ragionamento di tipo empirico, della maggior rigidità della piastra d'acciaio collegata al legno tramite connettore cilindrico. Si capisce come una valutazione più precisa sia necessaria qualora il comportamento della connessione assuma la rilevanza che possiede nelle strutture a pannelli in CLT.

Solitamente, per i prodotti commerciali, non vi sono delle rigidità indicate, poiché nelle certificazioni ETA di prodotto, basate sull'ETAG 015 [28], non vi è l'obbligatorietà di indicarla o valutarla. La necessità di formulazioni più precise, o test puntuali obbligatori, è quindi una lacuna che il mondo delle costruzioni in CLT attualmente evidenzia; tuttavia, a questo proposito, non è l'unica.

Infatti, una problematica insidiosa nelle strutture a pannelli riguarda il comportamento non lineare posseduto, non solo dal punto di vista dell'azione assiale applicata che, come visto, incide sulla rigidità globale della parete, ma anche nei riguardi di come si trasferiscono i carichi. Come

detto, le azioni di compressione si trasmettono tramite il contatto tra gli elementi, che quindi manifestano un certo tipo di rigidità, rispetto alle azioni di trazione e taglio, unicamente governate dalle connessioni (escludendo l'attrito). Questo causa dunque delle difficoltà per i progettisti nel modellare il comportamento dell'edificio in maniera semplice e spesso si traduce in modellazioni che non descrivono in maniera coerente il modo di atteggiarsi; se si considerano anche le connessioni verticali tra pannello e pannello, la situazione risulta ancora più complessa. Il problema risulta rilevante per ciò che riguarda la progettazione nei riguardi dell'azione sismica, che viene spesso effettuata tramite analisi dinamiche lineari a spettro di risposta, inattuabili laddove si introducano le effettive non linearità esistenti, e non veritiere qualora si utilizzino rigidità errate. Come evidenziato nello studio di Polastri e Pozza [29], la diversa valutazione della rigidità porta a risultati molto diversi in termini di periodo; questo è un rischio dal punto di vista dell'azione sismica, soprattutto per edifici oltre i 3 piani di altezza, i quali tendenzialmente hanno periodi maggiori di quelli nel plateau dello spettro di risposta. In particolare, nello studio citato sono state svolte delle modellazioni di un edificio regolare in altezza ed in pianta, utilizzando delle molle con rigidità equivalente a quella delle connessioni, collegando le pareti tra loro. I dati per la rigidità sono estratti dagli esiti di test di alcuni prodotti certificati², oppure calcolati utilizzando la formulazione da Eurocodice 5 [26]: una volta effettuata un'analisi modale, viene confrontato il periodo ottenuto al primo modo di vibrare, includendo anche quello approssimato proposto nell'Eurocodice 8 [30] al fine di effettuare un'analisi statica lineare equivalente. I risultati mostrano una variabilità di valori non sempre trascurabile.

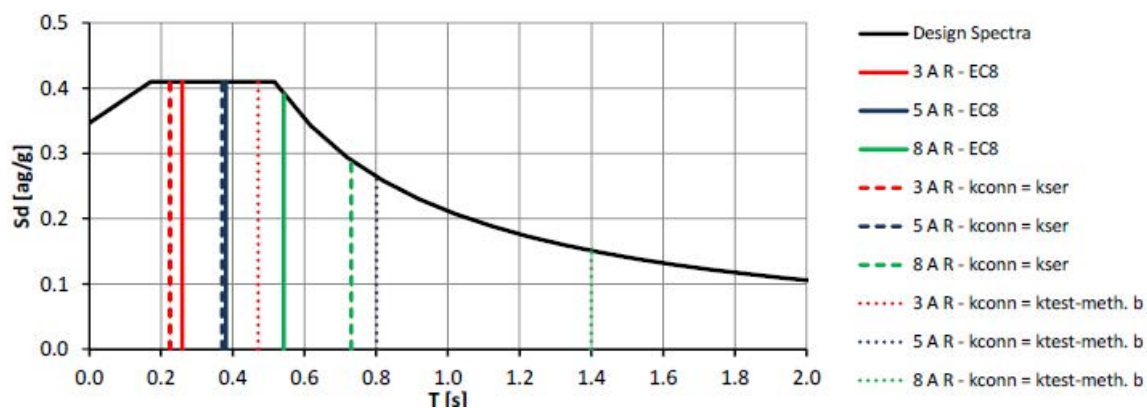


Figura 3-11: Periodi propri delle strutture in CLT a 3-5-8 piani. Fonte: [29]

Se la differenza di periodo, attorno ai 3 piani, risulta poco rilevante ai fini pratici, questa comincia ad esserlo attorno ai 5 livelli, mentre emblematico è il caso da 8 piani: negli output dello studio viene riportata, per quest'ultimo una differenza nella forza di sollevamento del 40% tra il caso di

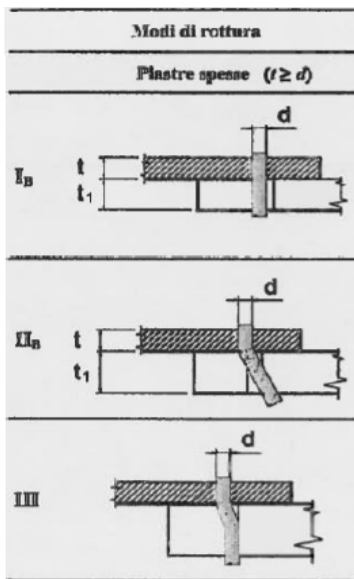
² Al fine di estrarre un valore di rigidità, sono stati usati il metodo A e B della norma EN12512, ponendo anche a questi a confronto.

utilizzo del valore sperimentale e quello calcolato da Eurocodice 5 per le connessioni. Lo studio dimostra l'influenza delle diverse rigidità utilizzate e quanto queste influenzino i valori in gioco, ma mostra anche i limiti del valutare la rigidità in maniera lineare, senza considerare l'influenza dell'azione assiale e soprattutto, della rigidità del contatto tra pareti: un edificio in CLT difficilmente sarà così flessibile. D'altro canto, sottostimando l'azione sismica in conseguenza alla sottostima della rigidità complessiva, sarebbe possibile eliminare alcune connessioni, non necessarie data la irrilevante azione orizzontale: questo processo potrebbe portare, in maniera iterativa, ad eliminare quasi ogni connettore. Sarebbe dunque consigliabile tenere in considerazione il reale comportamento strutturale, ed in letteratura esistono molti esempi di modellazioni effettuate in modo preciso, utilizzando molle di tipo non lineare in analisi di tipo statico non lineare o non lineare dinamico; si vedano ad esempio gli studi citati [31], [32]. Altri interessanti studi sono stati compiuti tramite analisi ad elementi finiti molto dettagliate, volte alla valutazione dell'incidenza nella risposta sismica dei giunti verticali tra i pannelli, l'attrito tra di essi, l'*aspect ratio* delle pareti testate e l'entità del carico assiale, si veda ad esempio [33].

Tuttavia, sebbene queste modellazioni riescano a cogliere in maniera soddisfacente il reale comportamento della struttura, tale livello di approfondimento non è generalmente praticabile dai progettisti, e le cause sono molteplici, di natura tecnica ed economica perlopiù. Esistono poi altre proposte di procedure, che permettono lo svolgimento di analisi in campo elastico, compresa quindi un'analisi a spettro di risposta. In particolare, lo studio presentato in precedenza [18], che utilizza delle bielle per simulare le connessioni tra pareti, propone di valutare quali HD siano effettivamente compressi nell'analisi a spettro di risposta, includendo l'azione assiale applicata come da normativa, e sostituire alla biella a rigidità equivalente una perfettamente rigida, per eseguire di nuovo l'analisi. In questa maniera si potrebbe tenere effettivamente in conto la reale differenza di rigidità causata dall'azione assiale, ed anche il contatto tra pareti laddove i connettori non entrino in carico. Ad oggi, comunque, il tema resta aperto in ambito di ricerca data l'importanza che riveste.

3.2.3 La gerarchia delle resistenze

Ritornando ai test effettuati da Gavric e Ceccotti [21], si rileva anche un altro problema, forse ancor più rilevante nell'ottica della progettazione nei confronti dell'azione sismica. Si riscontra, infatti, uno scostamento importante tra il calcolo della resistenza della connessione come indicato



da EC5 [25], ovvero con la teoria di Johanssen modificata, e la realtà delle prove: questo dipende da svariati fattori e si ritrova in tutte le unioni legno-acciaio con connettori a gambo cilindrico. La teoria di Johanssen, basata sull'analisi limite, prevede infatti il calcolo di diversi modi di rottura della connessione, e, in particolare, per collegamenti legno-piastra spessa sono previsti:

- la rottura del legno per rotazione rigida del connettore;
- lo snervamento del connettore a una cerniera plastica, con rottura del legno contestuale.
- lo snervamento a due cerniere plastiche del connettore

Figura 3-12: Meccanismi di rottura per unioni legno-acciaio. Fonte: [3]

Tuttavia, effetti come l'effetto di gruppo o l'effetto cavo non sono valutabili con queste sole formule e sono dunque aggiunti nella normativa come termini modificanti le espressioni di riferimento. Per quanto riguarda l'effetto cavo, questo avviene probabilmente in maniera riduttiva, come anche sottolineato dallo studio appena citato. Si esplicano le ragioni di tali affermazioni, con esempi su connessioni legno-legno.

I connettori a gambo cilindrico per legno infatti, sono certificati con determinate resistenze al valore massimo di spostamento di 15mm secondo la EN 26891 [34], relative a prove monotone e valide per il comportamento statico. Per ciò che riguarda il comportamento sismico, il valore del test monotono preso in considerazione è quello a 30mm massimi di spostamento, come riporta la norma EN12512 [35]. Si veda in figura il comportamento reale di alcuni di questi elementi, che ben evidenzia come l'effetto cavo faccia sentire la sua influenza ben oltre i valori appena citati derivanti dalla normativa.

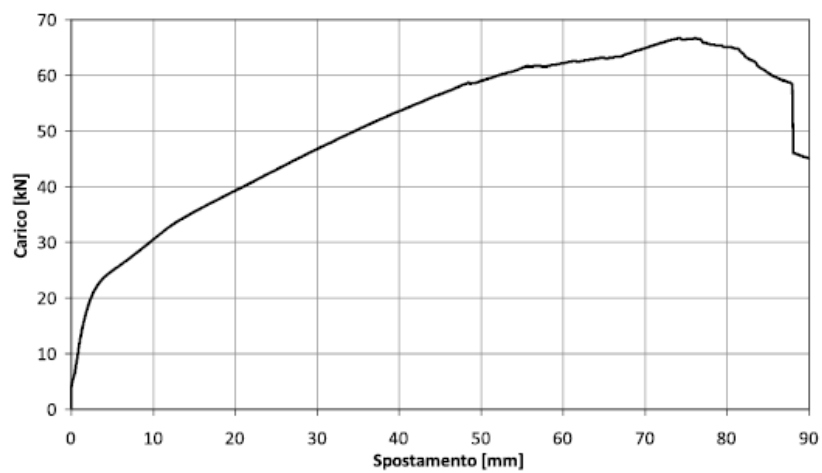
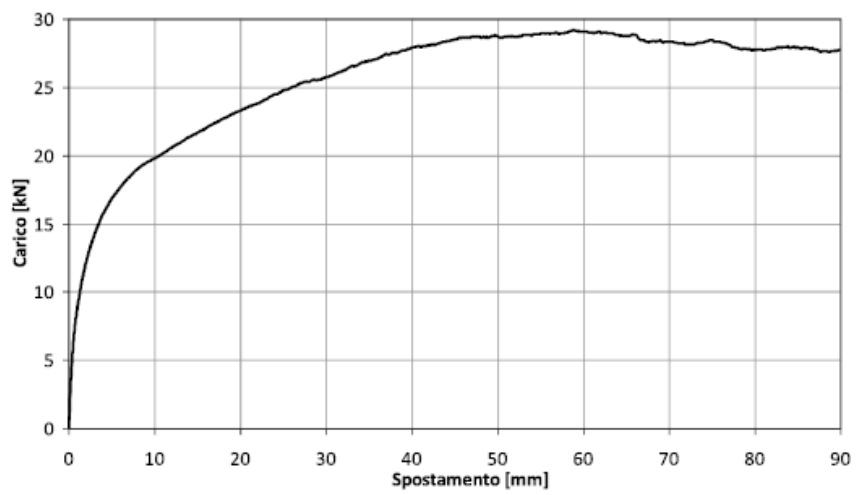
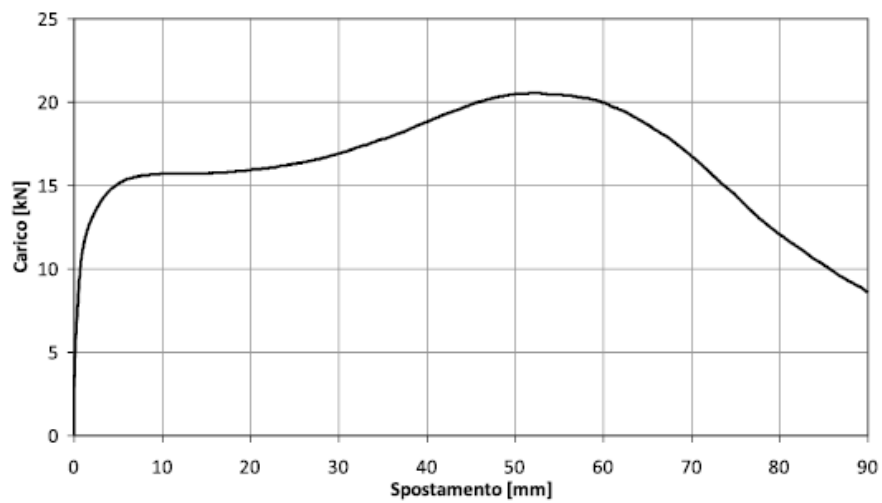


Figura 3-13: Diagrammi Forza-spostamento rispettivamente di chiodi, viti autoforanti e bulloni in connessioni legno-legno, testati a taglio. Fonte: [36] [37]

Come si può osservare, esiste una sovra-resistenza molto elevata a livelli di spostamento maggiori di quelli di riferimento nelle sopra citate normative e, dunque, non è sempre affidabile l'utilizzo dei valori caratteristici. Le incertezze sul valore di resistenza qui evidenziate sono, se possibile, ancor più evidenti nei confronti di connessioni chiodate: un recente studio [38], infatti, si è occupato della caratterizzazione del comportamento di queste connessioni, testando i chiodi ad estrazione dal CLT ed anche applicando del taglio ad una connessione a chiodo singolo. Si è riscontrata una variabilità molto elevata nei risultati, identificata dagli autori sia nel processo produttivo dei chiodi, che causa auto-tensioni residue, sia alle naturali incertezze del materiale legno. I coefficienti di sovra-resistenza³ ottenuti sono molto alti, pari a 1.8-2, manifesto quindi di una elevata variabilità dei valori resistenti.

Ricapitolando, dunque, i valori resistenti delle connessioni con elementi a gambo cilindrico mostrano diverse incertezze non solo dettate dai limiti normativi riguardo agli spostamenti, ma anche poiché la dispersione dei risultati dei test è molto ampia: ne risulta una concreta difficoltà per stabilire quale sia il valore di progetto da utilizzare. Nei riguardi delle azioni statiche, ad onore del vero, questa istanza non rappresenta un grande problema, ma anzi una garanzia di sovra-resistenza, una volta identificati dei valori ragionevoli di utilizzo, come effettuato nelle norme EN citate in precedenza. Tuttavia, qualora si progetti una struttura di tipo dissipativo, la questione ha dei risvolti non trascurabili. A tal proposito, la NTC 2018 [25] impone che, per le connessioni considerate "zone dissipative", esista una gerarchia delle resistenze per i diversi modi di rottura, al fine di assicurarsi una modalità di crisi duttile; di fatto lo stesso strumento normativo impone un fattore di sovra resistenza in questo caso basso, poiché pari ad 1,3 per strutture a pareti in CLT, ed inoltre fornisce un metodo di calcolo non adeguato ai risultati sperimentali.

Dunque, quanto si va quindi ad effettuare nella progettazione di edifici a parete in CLT è, innanzitutto, designare le connessioni non dissipative e quelle dissipative, ovvero hold down, angolari e connessioni tra pareti complanari, applicando il detto fattore di sovra-resistenza a quelle non deputate alla dissipazione energetica. Dopodiché, è necessario affrontare l'annoso problema della verifica dei modi di rottura delle componenti identificate, che risente delle incertezze sopra riportate. Dal punto di vista del progettista, vi è la necessità di utilizzare prodotti certificati nelle costruzioni, quindi avvalendosi di prodotti commerciali marchiati CE seguendo le disposizioni dell'ETAG 015[28], in mancanza di una norma europea armonizzata. Le certificazioni ETA riportano i valori resistenti degli elementi e ne indicano l'utilizzo, ma tuttavia, le resistenze

³ γ_{Rd} è il coefficiente di sovra-resistenza, che dipende principalmente dallo scattering dei valori di prova, ovvero il rapporto tra i valori frattili del 95 e 5%, e dall'efficacia del modello analitico di calcolo da norma [38]

indicate su tale documento sono le stesse calcolabili con gli strumenti normativi e, per di più, non vi è l'obbligo di effettuare una reale gerarchia delle resistenze. Dunque, i prodotti commerciali non garantiscono che la rottura avvenga con un meccanismo di crisi duttile, poiché non ci sono strumenti regolamentati ed adeguati che permettano al produttore un reale controllo della problematica.

Sulla questione della duttilità, ci sono inoltre delle considerazioni ulteriori da evidenziare. Nella NTC 2018 [25] si fa riferimento a tale parametro: si riportano le indicazioni tratte dal capitolo 7.7. Viene definita la duttilità statica, ovvero: *“il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento al limite del comportamento elastico, valutati con prove quasi-statiche in accordo alle pertinenti normative sui metodi di prova per le strutture di legno”*; e, a seguire, al punto 7.7.3.1, si definisce una caratteristica fondamentale per le connessioni in legno, ovvero cosa si intenda per zona dissipativa: *“Le zone considerate dissipative devono essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli a inversione completa, con un rapporto di duttilità statica pari a 4, per le strutture in CD “B”, e pari a 6, per le strutture in CD “A”, senza che si verifichi una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%”*.

La definizione di questi cicli è quella presente nella norma EN12512 [35, p. 1], tuttavia, anche per la questione duttilità, nell'ETAG 015 [28] non esiste l'obbligo di certificare un prodotto testandone le caratteristiche di comportamento a carico ciclico. Quanto realmente è disponibile sul mercato è dunque una gamma di connessioni non caratterizzate ai fini della progettazione dissipativa, e ciò dipende probabilmente dai luoghi d'origine dei sistemi costruttivi in legno, che, in Europa, non risentono della problematica sismica. Anche il sistema Timber frame, sebbene molto utilizzato in America anche in zone a rischio sismico, è pensato per sviluppare duttilità nelle connessioni del pannello controventante, e di conseguenza viene meno la necessità di caratterizzare le diverse piastre angolari poste alla base.

Dunque, non è disponibile uno strumento di calcolo affidabile che consenta di sapere cosa accade sulla connessione quando portata in crisi e per carico monotono, e per carico ciclico. Senz'altro da citare, come studio volto a raccogliere ed identificare le problematiche della questione, è X-REV [39], svolto in collaborazione tra il produttore Rothoblaas s.r.l. ed il CNR Ivalsa. Questa ricerca ha caratterizzato il comportamento delle connessioni tipiche per le strutture in CLT, di diverse tipologie e gamme dimensionali, indagando il comportamento sismico in termini di rigidità, rottura e comportamento sotto cicli di carico. In quella sede si è mostrato che, disponendo una chiodatura completa sugli hold down commerciali, si possa spesso riscontrare una rottura a trazione sulla piastra d'acciaio dell'HD stesso. Per ovviare a questa problematica, esiste anche la possibilità di effettuare una chiodatura parziale che favorisce la gerarchia delle

resistenze locale, testata per un modello di HD nello studio citato: nonostante non diminuisca la resistenza di questo connettore, vi è un aumento di duttilità, che comunque non modifica la modalità di rottura fragile della piastra al termine dei cicli, mostrando un comportamento ugualmente indesiderato. Un simile procedimento è stato seguito nell'ambito del SOFIE project [21], dove si è scelto di effettuare sugli HD una chiodatura parziale con soli 12 chiodi, proprio per avere maggiore sicurezza nei riguardi delle rotture indesiderate.

La chiodatura parziale sugli HD è senza dubbio l'unico elemento a disposizione del progettista per cercare di attuare una progettazione in capacità, nonostante i fattori di sovra resistenza da utilizzarsi non siano effettivamente definiti e i valori di rigidità restino comunque ignoti in caso di cambio della configurazione della chiodatura da test esistenti, come quello di X-REV[39]. Anche utilizzando quest'ultimo metodo, nulla si potrebbe dire riguardo al comportamento ciclico come da EN12512 [35], violando di fatto la normativa cogente riguardo alle caratteristiche delle zone dissipative.

Nuove proposte saranno dunque avanzate nell'Eurocodice[40], al fine di permettere un calcolo più realistico della gerarchia delle resistenze ed una caratterizzazione dei connettori durante il sisma, per coprire così una lacuna importante del settore.

3.2.4 L'interazione di taglio e trazione

In ultimo, si presenta un'ulteriore variabile allo scenario, tutt'altro che irrilevante, riscontrata nelle strutture in CLT e già accennata nella parte introduttiva di questo capitolo: si tratta dell'interazione tra azione di trazione e di taglio sui connettori. Questo ha rilevanza poiché è necessario identificare, nel reale comportamento della parete, che effettivamente si possano raggiungere i livelli di duttilità previsti dalla normativa, anche qualora vi sia il disturbo di azioni per cui le connessioni non siano concepite. Si è visto come, per semplicità di progettazione, agli angolari venga assegnata unicamente la resistenza ad azioni di taglio, mentre agli HD unicamente quella di trazione; questo non è purtroppo corrispondente a realtà. Nella stessa Figura 3-10 ad esempio, si osserva il sollevamento dell'angolare dal piano, non propriamente atteso in un connettore reagente solo a contrasto dello scorrimento della parete.

Osservando il comportamento degli hold down, quanto emerge dallo studio di Pozza [41], che si pone di studiare l'accoppiamento tra le due azioni sul detto connettore, è che la rigidità a taglio di questi sia molto bassa e dunque, la loro reazione abbastanza irrilevante. Quanto invece è importante sottolineare è che la resistenza e la rigidità decrescono nell'HD in maniera significativa per grandi spostamenti a scorrimento, ovvero nel caso in cui gli angolari fossero fortemente sottodimensionati, per cui, in sede di progettazione, occorre limitare gli spostamenti

orizzontali. La questione è però tutt'altro che banale, poiché anche e soprattutto gli angolari presentano caratteristiche diverse da quanto si immagini in sede di progettazione.

Infatti, il comportamento a trazione dei presidi a taglio non è assolutamente trascurabile sulla sezione, poiché essi sono dati di una buona rigidità a tali carichi e solitamente si trovano in posizione tale da avere un buon braccio di leva rispetto all'asse neutro della parete: si richiede dunque una valutazione più approfondita dell'interazione delle azioni. Come si è in precedenza descritto, nello studio di Gavric [21] il comportamento a trazione dell'angolare causa delle rotture indesiderate delle connessioni sulla piastra di base, poiché non pensate per tale carico, e ciò rischia di inficiare la resistenza complessiva a taglio; si suggeriscono infatti delle strategie di intervento, nella ricerca sopra citata, quali l'allungamento del connettore e l'inserimento di connessioni più resistenti e rigide alla base, per evitare rotture premature per trazione. Un recente studio [42], svolto dall'Università British Columbia, ha testato gli angolari tipici utilizzati per CLT a taglio, applicando in concomitanza anche diversi livelli di trazione, con lo scopo di studiare un modello di accoppiamento delle due azioni; se ne evince il crescere delle rotture fragili della piastra, del legno e dei chiodi aumentando il valore di trazione imposto, oltre al crescente scattering rilevato nei test. In particolare, da quanto osservato si può riassumere che non vi è un vero e proprio decremento di rigidità a taglio, anche utilizzando alti livelli di azione assiale, mentre il discorso cambia per la resistenza, che si riduce del 15% per valori medi di trazione (20kN), e del 60% al valore più elevato da test (40kN). Si manifesta, inoltre, una notevole riduzione di energia dissipata tra i due casi presi in esame: questo deve far riflettere durante la progettazione alle azioni sismiche di una struttura, poiché bisognerà cercare di controllare il livello di azione assiale nei connettori. Allo scopo di ovviare alle problematiche evidenziate, sono stati messi a punto dei connettori angolari con un'adeguata resistenza a trazione, così da sfruttare le caratteristiche insite nel componente senza andare incontro agli effetti indesiderati prima descritti: infatti la base è dotata di viti incrociate a tutto filetto, per fornire grande resistenza e rigidità a trazione della piastra di base [43]; come dimostrato anche dal progetto X-REV [39], gli angolari di questo tipo rappresentano un'ottima alternativa anche agli HD.

Uno studio molto recente si è occupato di testare le tipiche connessioni per diverse inclinazioni del carico, fornendo un dominio di resistenza per l'interazione [44]. Al fine di tenere in considerazione questa interazione di forze sui connettori, anche le modellazioni avanzate agli elementi finiti delle pareti o degli edifici precedentemente citate, hanno utilizzato delle schematizzazioni delle connessioni angolari. Nello specifico, un recente studio [45] ha indagato il comportamento ciclico della parete attraverso diversi metodi di modellazione, confrontandolo con l'andamento reale: se ne evince che è senza dubbio importante modellare gli angolari come

resistenti a trazione, per cogliere il comportamento reale della parete, mentre meno rilevante è l'interazione sull'HD. Quanto però si vuole sottolineare è che questa ulteriore istanza complica ancor di più la progettazione di edifici, poiché aggiunge complessità, tutte rilevanti, che si traducono in difficoltà tecniche per gli utenti finali.

Ricapitolando, i principali problemi nella definizione del comportamento delle strutture in legno risiedono nella rigidità delle connessioni, nella errata attribuzione di partecipazione alle diverse azioni, nella perdita di rigidità durante i carichi ciclici e nella difficoltà di garantire una gerarchia delle rotture nella connessione in maniera affidabile. Altre questioni, non analizzate in questo ambito, sono relative alle differenti definizioni di parametri fondamentali sulle normative, ad esempio la duttilità delle connessioni, portando a degli scostamenti enormi tra diversi metodi di calcolo su di una stessa connessione; per la trattazione, si vedano lavori come [46] [47], che si sono occupati di caratterizzare largamente varie tipologie di connessioni su legno lamellare e CLT.

Questo capitolo non vuole porre dubbi sulla affidabilità delle attuali costruzioni in CLT, data la sicurezza mostrata anche da edifici in scala reale, ma vuole offrire senz'altro una panoramica di quanto ancora esista da migliorare in ambito ingegneristico e normativo di questo sistema relativamente nuovo per il mondo dell'edilizia, e dunque, per certi versi ancora non definito. Si vuole segnalare, nei capitoli successivi, quanto la ricerca sia attiva in questo ambito, al fine di fornire delle alternative per le costruzioni in legno, che costituiscano la risoluzione di alcune delle problematiche mostrate: il lavoro di tesi vuole infatti inserirsi in questo ambito.

4. SISTEMI DI CONNESSIONE INNOVATIVI

Quanto espresso nel precedente capitolo, come evidente, è legato al comportamento sismico degli edifici a pannelli in CLT; nell'ambito di nascita di questi prodotti, tradizionalmente non viene data particolare rilevanza alla progettazione nei riguardi dei terremoti, e nemmeno vi è una necessità impellente. Il ritardo del settore delle costruzioni in legno a questo proposito, nei confronti delle strutture di stampo tradizionale, è riscontrabile ad esempio nelle lacune normative esistenti, e nella necessità di studi ulteriori volti a caratterizzare le tecnologie. Tuttavia, come spiegato in precedenza, questo settore sta lentamente prendendo il via, ed uno dei vantaggi del legno è anche quello di potersi ispirare anche a tecnologie più utilizzate e studiate nei riguardi delle azioni sismiche; si analizzerà la questione nella sezione seguente.

4.1. L'ESEMPIO DEI SISTEMI A PARETI PREFABBRICATI IN C.A.

Quando ci si rivolge alla prefabbricazione in calcestruzzo, per quanto riguarda il contesto italiano specialmente, si fa riferimento quasi unicamente al sistema costruttivo a telaio, formato da elementi trave e pilastro tamponati con altri pannelli cementizi, sia in copertura che in parete, a formare edifici a destinazione d'uso industriale. Tuttavia, nel mondo, altri sistemi costruttivi si avvalgono della prefabbricazione del calcestruzzo: ad esempio, una tecnologia realizzativa diffusa decenni fa nei paesi dell'Est Europa, volta a costruzioni di tipo residenziale, è quella composta da pannelli di calcestruzzo prefabbricati, assemblati tramite giunti gettati o a secco. Questo sistema costruttivo è stato recentemente ripreso ed indagato negli Stati Uniti, al fine di utilizzare questi pannelli di calcestruzzo armato come elementi sismo-resistenti. In generale, come indicato dagli autori dello studio [48], i pannelli di calcestruzzo prefabbricati non vengono concepiti come sistemi sismo-resistenti, ma è invece possibile utilizzare alcune connessioni pensate per un comportamento di tipo dissipativo in modo da ottenere un buon comportamento del muro durante la rotazione "a corpo rigido". Gli stessi autori hanno proposto una connessione a questo proposito, mostrata nell'immagine seguente (Figura 4-2).

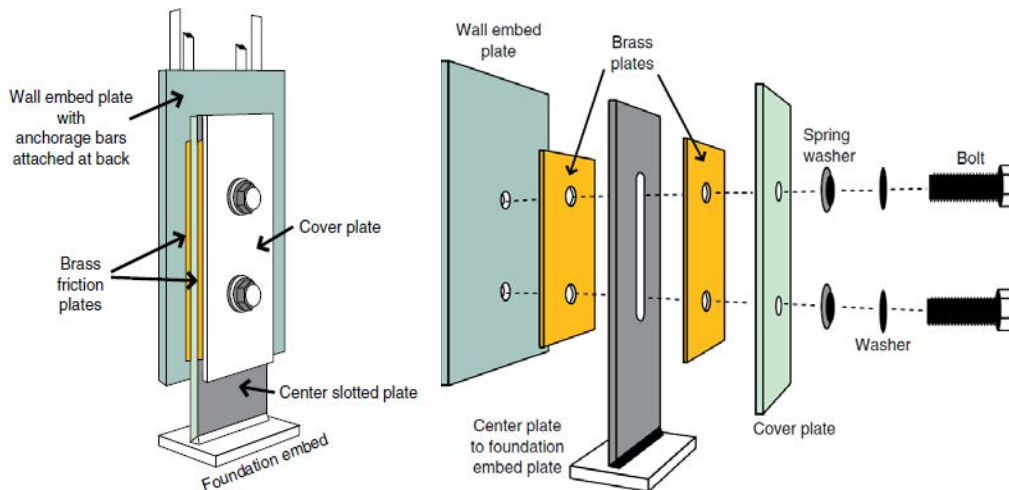


Figura 4-2: Slip-friction connector. Fonte: [48]

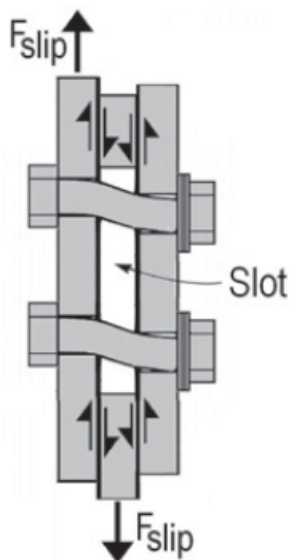


Figura 4-1: Slip-friction connector; principio di funzionamento. Fonte: [49]

Questo il connettore proposto nello studio, il cui funzionamento è meglio spiegato dall'immagine riportata qui a lato: la piastra laterale, "Wall embed plate", è fissata agli estremi della parete, mentre un'altra, asolata, è fissata alla fondazione. Una terza piastra, definita "Cover plate", viene fissata alle altre due mediante dei bulloni, interponendo delle piastre ruvide. Durante l'applicazione del carico, la parete trascina verso l'alto la piastra a lei fissata, mentre la piastra in mezzeria rimane ancorata alla fondazione; il contatto tra le piastre, favorito dalla pressione dei bulloni, coinvolge anche la Cover plate nella reazione allo spostamento, ed i bulloni stessi subiscono uno snervamento a due cerniere plastiche. Il comportamento è quindi di tipo dissipativo, sia per snervamento, sia per attrito sviluppatosi nel movimento differenziale tra le piastre. Questo tipo di connessione permette quindi la progettazione nei confronti dell'azione sismica di

edifici a pareti prefabbricate in calcestruzzo, garantendo resistenza e dissipazione energetica.

In riferimento a questi sistemi a parete, la campagna sperimentale che più ha influenzato uno dei sistemi di nuova generazione per i pannelli in CLT è il progetto PRESSS (PREcast Seismic Structural Systems) [50]. Questo studio ha impegnato diversi ricercatori nello sviluppo di un sistema sismo-resistente per costruzioni in zone ad alta sismicità, utilizzando la tecnologia del calcestruzzo prefabbricato con l'applicazione di cavi scorrevoli di post tensione utilizzati come presidio al rocking. L'utilizzo di quest'ultimo stabilizza la parete, sia perché aumenta il momento stabilizzante nei confronti del ribaltamento, sia perché è in grado di resistere ai carichi di trazione.



Figura 4-3: dissipatori collegati alla struttura in C.A. post teso. Fonte: [50]

Come ulteriori dispositivi pensati per rendere ancora più performante il sistema all'applicazione dei carichi sismici, sono stati utilizzati in accoppiamento degli elementi di acciaio di sezione sottile, fissati esternamente alla parete e pensati unicamente per raggiungere lo snervamento quando sottoposti a trazione. Si riporta a lato un'immagine del provino utilizzato nella sperimentazione, con i dispositivi duttili a cui si fa riferimento (Figura 4 -3)

Un grosso vantaggio di questo sistema è la sostituibilità di queste componenti post-sisma ed anche il “self-centering” della parete, che tende a conservare la posizione iniziale anche dopo essere stata parecchio sollecitata: questo si traduce quindi nell'ottenere un

sistema costruttivo sismo-resistente, che non presenterà danni nelle parti strutturali se non negli elementi di sacrificio. Essi sono inoltre pensati come sostituibili, poiché l'intenzione nel loro utilizzo è fornire una resilienza alle costruzioni nei confronti delle azioni eccezionali, specialmente in zone dove gli eventi hanno una frequenza elevata nella vita utile. Si mostra a seguire il comportamento a carico ciclico di tali pannelli attrezzati: esso è definito a farfalla, poiché mantiene grande rigidità per carichi discreti, mentre per carichi più alti la barra di post-tensione reagisce a trazione e gli elementi di sacrificio raggiungono lo snervamento, risultando in una dissipazione energetica.

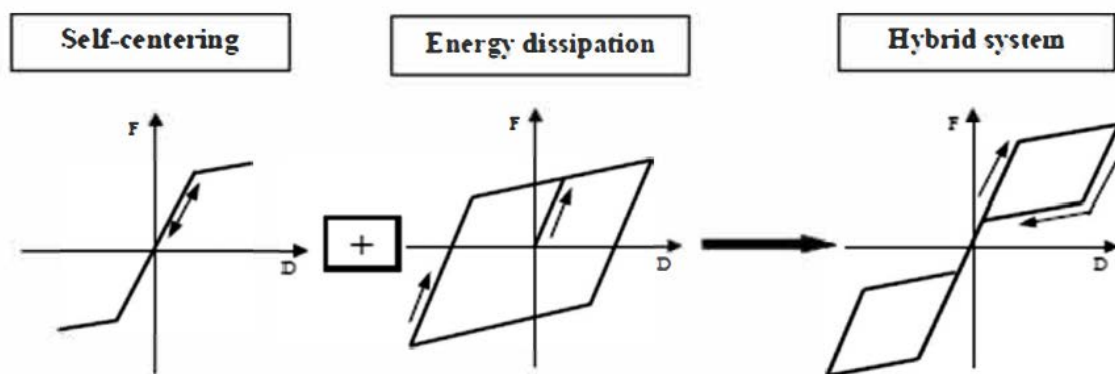


Figura 4-4: meccanismi di reazione al carico ciclico. Fonte:[51]

Tornando invece a considerare il sistema costruttivo più utilizzato in Italia, questo a primo impatto sembrerebbe distante dall'ambito di questa tesi, poiché la tecnologia costruttiva è essenzialmente

concepita come un telaio e non a pareti funzionanti da elementi sismoresistenti. Tuttavia, i recenti sviluppi della ricerca portano ad avvicinare il sistema costruttivo in questione alla tecnica realizzativa a pannelli. La genesi di una nuova concezione del progetto del sistema a telaio in C.A. risale agli eventi sismici del 2012 in Emilia-Romagna, dove si sono registrati enormi danni agli stabilimenti produttivi; la progettazione delle connessioni tra gli elementi strutturali primari, e soprattutto dei pannelli di tamponamento, non era dunque adatta a garantire la sicurezza. Questo ha evidenziato la necessità di studiare più a fondo come migliorare questa tecnologia costruttiva: un lavoro in questa direzione è stato svolto da Dal Lago [52], che ha sviluppato ed analizzato a fondo diversi sistemi di connessione dei pannelli di calcestruzzo con principi totalmente simili a quanto visto per gli edifici a setti, poiché basati sul meccanismo di rocking e sull'accoppiamento a taglio di questi. Per favorire questo tipo di meccanismo, i pannelli sono stati equipaggiati con una cerniera fisica al piede, mentre una connessione dissipativa è stata realizzata sia per accoppiare i diversi pannelli, sia per il collegamento agli elementi del telaio: si mostrano le immagini di alcune versioni dei connettori in questione (Figura 4-5/6)

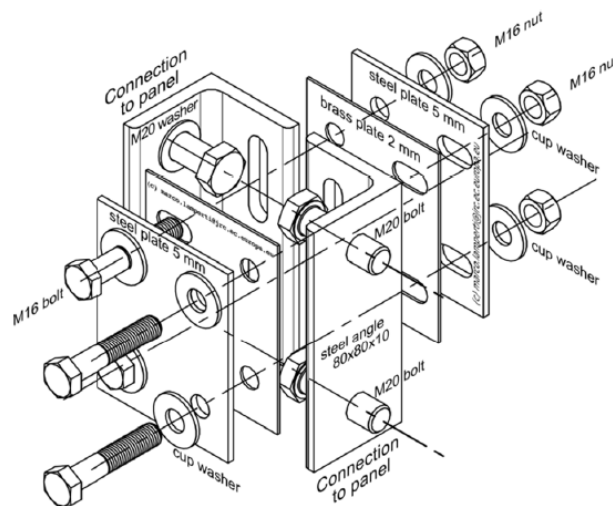


Figura 4-5: Connettore con funzionamento ad attrito per accoppiamento a taglio dei pannelli. Fonte: [52]

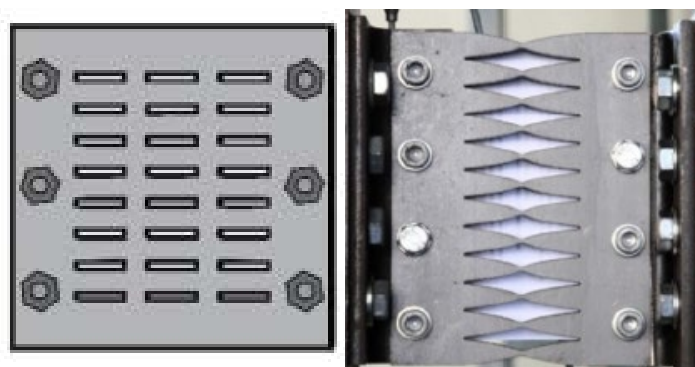


Figura 4-6: Connettore dissipativo per snervamento, per accoppiamento a taglio dei pannelli. Fonte: [52]

Per il primo elemento, si osserva un funzionamento per attrito delle piastre in maniera molto simile alla connessione precedentemente analizzata; il secondo caso, invece, cerca di favorire lo snervamento duttile negli elementi assottigliati. Il tema delle pareti in calcestruzzo prefabbricato è stato approfondito anche in vari altri lavori, in riferimento agli accoppiamenti a taglio; si osservi a tal proposito la rassegna contenuta nello studio di Perez [53]:

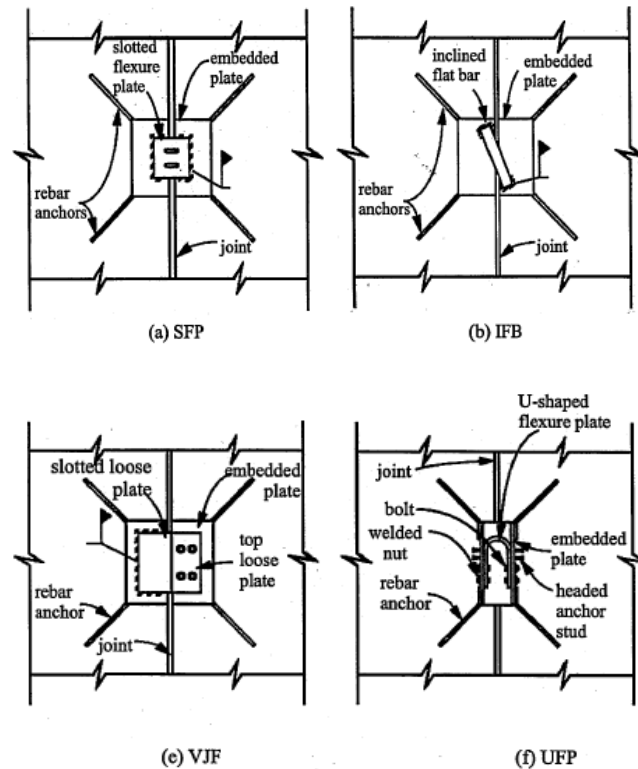


Figura 4-7: Connessioni tra pannelli in C.A. prefabbricati. Fonte: [53]

Tutte queste componenti sono state in seguito di ispirazione all'utilizzo sulle pareti in CLT. Come si può osservare infatti, questi dispositivi, così come i dissipatori di cui si è accennato sopra, sono posizionati all'esterno della parete mediante piastre preinstallate in sede di getto in stabilimento, disposte per l'alloggiamento degli elementi. Ad eccezione dell'incidenza della resistenza e rigidità a compressione, il materiale di composizione della parete è quindi abbastanza indipendente dal comportamento complessivo, poiché tutto si basa sulle componenti dissipative: da qui nascono gli spunti assorbiti e in fase di sviluppo nel mondo del CrossLam.

4.2. LE CONNESSIONI DISSIPATIVE PER LEGNO

In questa sezione, come anticipato, si andrà ad effettuare una panoramica dei recenti sviluppi nell'ambito delle connessioni di pareti in CLT; per prima cosa, si vogliono richiamare le ragioni delle recenti ricerche a questo proposito. Le connessioni di tipo tradizionale nelle strutture in legno presentano infatti alcune incertezze nella definizione di una gerarchia delle resistenze atte ad assicurare un comportamento duttile delle stesse, ed inoltre manifestano incertezze nel definirne il comportamento dinamico. A differenza del sistema Timber frame ad esempio, gli edifici a parete piena hanno meno possibilità di dissipare energia, poiché le connessioni sono presenti in numero inferiore e ancora meno quelle in cui è possibile farlo. Si segnala anche che, sebbene il comportamento mostrato dagli elementi di giunzione tradizionale sia buono, esistono altre problematiche rispetto a quelle esposte. Ad esempio, la scelta generalmente adottata nel mondo delle costruzioni in legno è quella di sviluppare un meccanismo duttile a livello delle chiodature delle connessioni, e ciò nonostante questa scelta non è ottimizzata dalla geometria delle piastre, solitamente abbastanza sottili, che di conseguenza favoriscono una modalità di crisi del chiodo ad una sola cerniera plastica: questo comportamento non sfrutta dunque le possibilità dei connettori a gambo cilindrico, risultando in soluzioni non ottimali. Come ulteriore istanza, si segnala anche uno dei comportamenti inevitabili delle connessioni, laddove si decida di rendere la chiodatura l'anello debole, ovvero quello del rifollamento del legno. Durante il comportamento ciclico delle connessioni a gambo cilindrico avviene, infatti, l'ovalizzazione del foro nel legno e, dunque, sono inevitabili degli spostamenti elevati nel connettore prima di raggiungere nuovamente il contatto con la superficie lignea: questo causa l'effetto di "pinching", ovvero dei tratti a rigidità molto bassa nel ciclo d'isteresi, che rappresentano la perdita del contatto tra gli elementi; si riporta un'immagine rappresentativa.

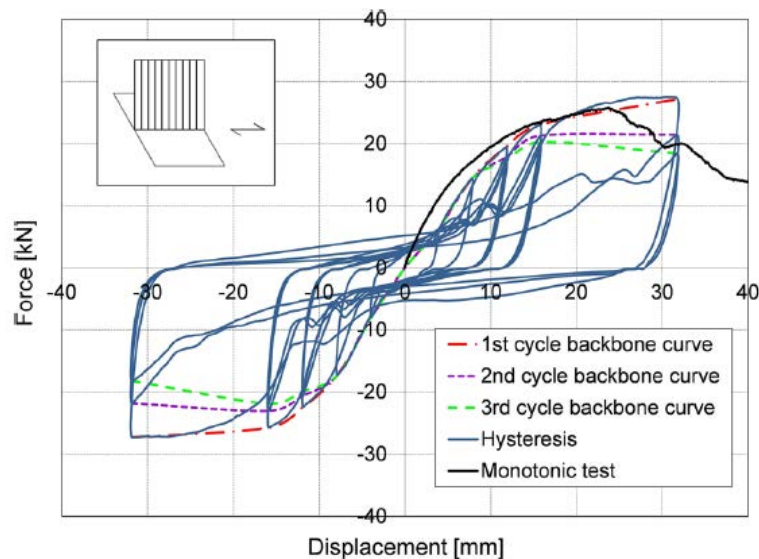


Figura 4-8: Test ciclico di un angolare testato a taglio. Fonte:[21]

Questo comportamento non è molto desiderabile poiché si traduce in un degrado permanente e non reversibile delle connessioni e causa forze sempre più impulsive sulle stesse, oltre a grandi spostamenti: questi sono mal sopportati dal materiale legno in generale, e potrebbero portare a rotture fragili anche in parti lontane dal giunto. Se confrontiamo, ad esempio, il grafico sopra riportato con quello in Figura 4-4, osserviamo quanto sia più desiderabile il comportamento di quest'ultima; sarebbe auspicabile ottenere prestazioni di tale livello anche nelle strutture in CLT.

Come riportato nelle ultime considerazioni del paragrafo precedente, si è potuto osservare che molti dei sistemi di connessione volti a migliorare il comportamento sismico delle pareti, si possano immaginare in maniera indipendente dal materiale di quest'ultima. A questo punto, il sistema a pareti in CLT si pone come sistema estremamente efficace nell'utilizzo delle tecnologie dissipative, poiché riducendosi notevolmente la massa del sistema, anche le forze inerziali di progetto saranno di molto inferiori.

I primi utilizzi di questa innovazione potenziale sono stati attuati dagli stessi ricercatori fautori del PRESS project, che hanno constatato quanto convenisse utilizzare lo stesso sistema anche su pareti lignee, riducendo il tiro della barra di post-tensione ed anche il diametro date le minori forze in gioco. Si segnala come esempio di riepilogo la pubblicazione [51], che raccoglie ricerche e utilizzi della tecnologia in Nuova Zelanda, mostrando anche come, identicamente all'ambito della ricerca sul calcestruzzo, si utilizzino in accoppiamento anche sistemi dissipativi che rendono il comportamento ciclico della parete più performante. Si vuole sottolineare una peculiarità di questi sistemi basati sul meccanismo di rocking, ovvero che i test di tutti gli studi sono stati effettuati con dei forti ritegni a scorrimento della parete, solitamente realizzati con spesse L di acciaio di contrasto alla parete. In un edificio, è quindi necessario disporre degli efficaci presidi a taglio su di ogni piano, che però andrebbero ad intaccare il funzionamento isteretico delle rocking walls, oppure utilizzare pareti a tutta altezza, con un sistema a Balloon frame.

Proseguendo nel parallelo delle due tecnologie, si citano altri elementi dissipativi posti al piede della parete come elementi di sacrificio. Ad esempio, sono stati caratterizzati dei dissipatori realizzati con sottili elementi di acciaio, simili a quelli presentati in precedenza (Figura 4 -3) sulle pareti in calcestruzzo ma dotati di un sistema anti-buckling, ovvero un guscio di rivestimento formato da un tubo metallico esterno ed un riempimento (in resina o malta)[54].

Un caso di diretta trasposizione di un sistema è invece il connettore basato sull'attrito tra piastre e sullo snervamento dei bulloni di connessione di Baird et al., proposto in accoppiamento al sistema ricentrante post teso [49]. Infine, sempre guardando al meccanismo dissipativo per attrito, un altro connettore è stato sviluppato da Hashemi et al. [55], sfruttando la compressione tra diverse piastre sagomate al fine di garantire un comportamento ricentrante e dissipativo.



Figura 4-9: Piastre (sx), rondelle Belleville (centro) e assemblaggio dello slip friction connector (dx). Fonte:[55]

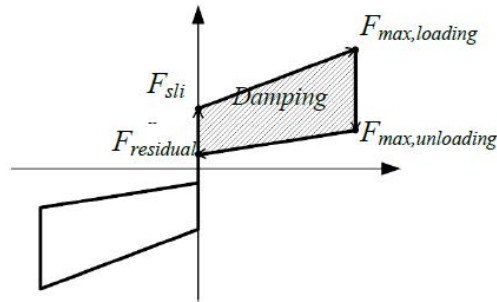


Figura 4-10: Ciclo isteretico schematico dello slip friction connector. Fonte: [55]

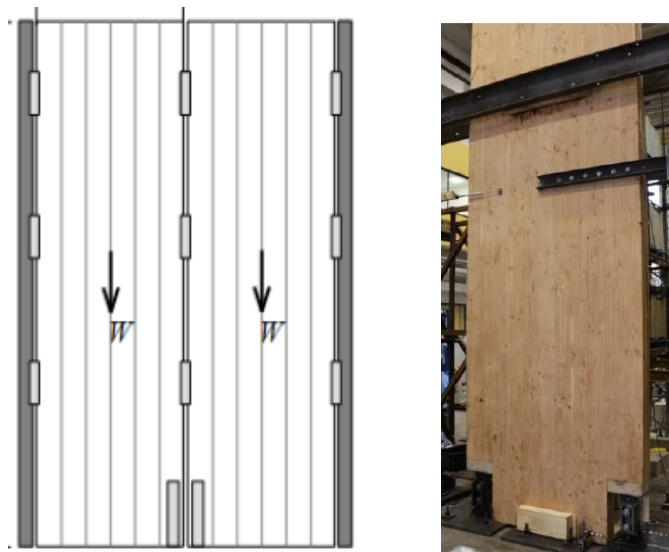


Figura 4-11: Utilizzo dello slip friction connector come accoppiamento a taglio (sx) e come HD (dx). Fonte: [55]

Questo elemento, detto “slip friction connector”, viene utilizzato anche per l’accoppiamento a taglio delle pareti, come mostrato nella Figura 4-11. La ragione risiede nel fatto che, come osservato anche sui sistemi tradizionali, il giunto verticale tra pareti aumenta le possibilità di dissipazione dell’edificio e dunque gli autori hanno proposto un connettore di utilizzo versatile. Sulla scorta delle considerazioni utilizzate da questi autori nella loro proposta di connettore, vengono presentati altri elementi appartenenti al filone delle connessioni complanari tra pannello, deputate allo sfruttamento della dissipazione ottenibile; alcune derivano, allo stesso modo di

quanto espresso finora, dalle tecnologie rivolte al calcestruzzo armato prefabbricato (si veda a tal proposito lo studio di Perez [53]).

Ad esempio, una delle soluzioni utilizzate nell'ambito della ricerca PRESS ed in seguito utilizzate anche sui sistemi a parete in CLT è la "U flexural plate" (UFP), proposta già nel 1972 [56] come sistema dissipativo efficace, e qui utilizzata per l'accoppiamento dei pannelli. Si veda l'immagine sottostante per la geometria della piastra: grazie al continuo cambiamento del punto di massimo momento all'applicazione di carichi ciclici, l'utilizzo di questo elemento garantisce uno sfruttamento della sezione ottimale, sviluppando comportamento di tipo dissipativo quasi ideale.



Figura 4-12: U flexural plate in edificio in CLT. Fonte:[57]

Alternative a questa piastra sono state proposte in ragione di una maggiore economicità del profilo metallico; ad esempio sono state testate piastre di tipo piano come quelle in figura sottostante [58].

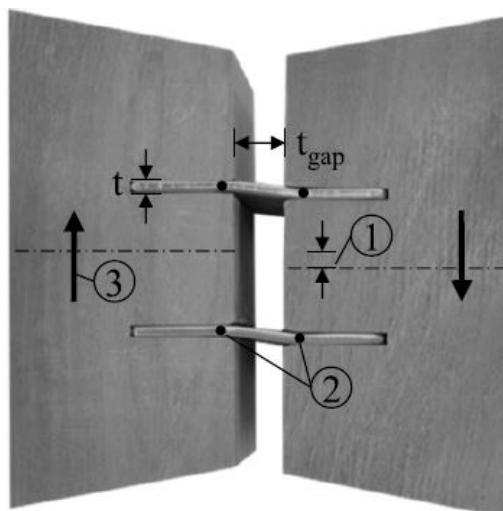


Figura 4-13: Piastra piana dissipativa, configurazione deformata. Fonte: [58]

Il gap lasciato tra le pareti permette la formazione di due cerniere plastiche, riducendo di molto il *pinching* rispetto alle connessioni tradizionali, ma con prestazioni che comunque si degradano leggermente durante i cicli, dato il meccanismo di rottura localizzata del legno.

Un'altra connessione a taglio di tipo dissipativo richiama le forme ed il funzionamento di quanto testato nello studio di Dal Lago [52], utilizzando però una connessione di dimensione molto più grande [59]: anche in questo caso dunque si esprime un parallelo interessante tra le connessioni dei sistemi a pannelli. L'accoppiamento a taglio delle pareti, utilizzando questi connettori altamente dissipativi, si propone di ottenere un comportamento ottimale nei riguardi dei carichi sismici, ed ulteriori considerazioni potrebbero essere effettuate sulla possibile resilienza di tali sistemi rispetto alle azioni eccezionali. A tal proposito, lo studio precedentemente citato al Capitolo 2 ha invece analizzato una connessione a taglio espressamente ricercando la detta caratteristica, testando quindi le performance strutturali in tale senso. I pannelli utilizzano il sistema post teso, a cavi scorrevoli, e sono realizzati in LVL, ovvero micro-lamellare [12], mentre il sistema controventante utilizzato è il medesimo del sistema costruttivo Timber Frame, composto da un pannello in compensato chiodato alle pareti; diverse configurazioni di chiodature sono state indagate. Come visto in questa tesi, la tecnologia risulta essere parecchio efficiente e di semplice approccio anche per la progettazione, data la pratica consolidata: il sistema è pensato come resiliente poiché è possibile, a sisma terminato, chiodare nuovamente il pannello, ottenendo delle prestazioni paragonabile nei due casi.

Sono state dunque presentate e approfondite le principali connessioni innovative discendenti dai sistemi a parete in calcestruzzo armato, i cui sistemi si basano sulla post tensione delle pareti accoppiato all'utilizzo di sistemi di sacrificio volti a garantire un'importante dissipazione energetica. Tuttavia, le risorse a cui la ricerca sulle costruzioni in legno ha attinto non sono esaurite, ed in seguito vengono descritte due ulteriori connessioni innovative. La prima riguarda uno studio ispirato ai meccanismi dissipativi dei sistemi di tipo ADAS (Added Stiffness And Damping), studiati da Wittaker et al. [60] come elementi in grado di funzionare da fusibili di un edificio, localizzando i danni dei terremoti su pochi elementi che siano in grado di danneggiarsi e dissipare energia: in realtà, tutti i sistemi presentati in questo capitolo, come anche la connessione oggetto di questa tesi, si propongono di svolgere una funzione simile. Tuttavia, la ricerca in analisi utilizza il riferimento specifico non solo come filosofia di progetto, ma anche con un richiamo esplicito alle forme dei dissipatori ADAS, applicate ad un HD al fine di raggiungere lo snervamento non più nei connettori a gambo cilindrico, ma nella piastra metallica. La forma in questione, a "clessidra" sulla piastra di base, viene mostrata nella Figura 4-14; i test e le modellazioni FEM della connessione, effettuati per taglio e trazione, hanno mostrato un

comportamento migliore di quelli testati nell'ambito del SOFIE project in termini di duttilità, ai quali valori di resistenza gli autori si sono appoggiati nella progettazione.

Di seguito si mostra il connettore:



Figura 4-14: Hold down di tipo duttile. Fonte:[61]

In ultimo, si riporta lo studio di un connettore dissipativo pensato per strutture in CLT, ed adatto a sostenere sia taglio che trazione in maniera ottimale, permettendo di ovviare ad uno dei problemi notori delle strutture in legno. La detta connessione è stata ottimizzata nella forma tramite analisi parametriche, al fine di ottenere il massimo livello di plasticizzazione all'applicazione dei detti carichi, ed inoltre è stata inoltre conformata per produrre il minor sfrido possibile in fase di produzione[62]. Di seguito delle immagini tratte dallo studio, che mostrano l'oggetto in analisi:

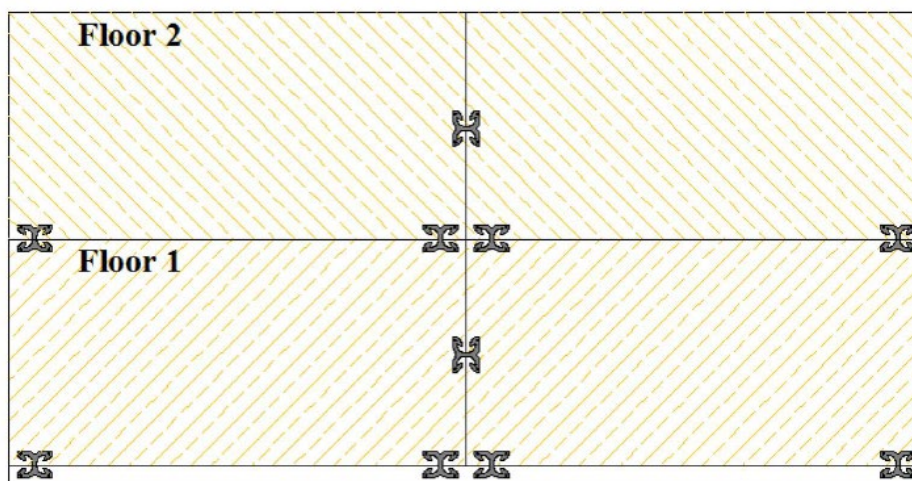


Figura 4-15: Posizionamento nell'edificio dell' X-bracket. Fonte:[62]

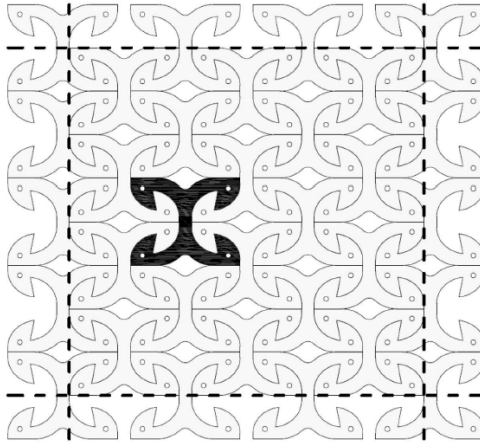


Figura 4-16: Ottimizzazione del taglio dell'X-bracket dalla lastra in acciaio. Fonte:[62]

La piastra dimostra un ottimo comportamento a carichi ciclici di trazione e di taglio puro; la snellezza dell'elemento, che potrebbe favorire comportamenti instabili nella fase di scarico dei test ciclici, non ne modifica in maniera sensibile le proprietà. Al fine di evitare però degli effetti indesiderati sotto carichi di compressione, la connessione viene raddoppiata nella giunzione tra quattro pareti, dove tale situazione potrebbe facilmente verificarsi; a tal proposito si veda la Figura 4-15.

Questo capitolo si propone di aver presentato le connessioni più innovative nel mondo delle pareti in CLT, che si pongono l'obiettivo di ovviare alle problematiche esistenti in ambito tradizionale, portando a dei modi di rottura più controllabili ed a performance di alto livello sotto carichi sismici. Questo è un settore dove la ricerca scientifica è molto attiva, poiché attraverso sistemi di questo tipo è possibile avvicinarsi sempre di più ad una elevata sicurezza ed affidabilità delle costruzioni in legno, aspirando anche a garantire una rapida fase di transizione post sisma nel ritorno a regime degli edifici. Il concetto va quindi oltre la sola resistenza e sicurezza sismica, cercando di evolversi verso la resilienza degli edifici.

4.3. IL SISTEMA COSTRUTTIVO XRAD

In questo paragrafo si vuole presentare il sistema costruttivo X-RAD, prodotto da Rothoblaas s.r.l., ideato con lo scopo di ovviare alle problematiche riscontrabili nelle strutture tradizionali: nella cornice di questo sistema costruttivo è stato sviluppato il presente lavoro di tesi. La sua peculiarità risiede innanzitutto nel sistema di connessione delle pareti, basato su un connettore ad elevate prestazioni, ovvero X-ONE; di seguito un'immagine.



Figura 4-17: Connettore X-ONE. Fonte:[63]

L'elemento in questione è composto da acciaio pressopiegato a conformare la sede di un elemento in legno LVL di faggio: questa viene mantenuta in posizione da due connettori trasversali M12 ed una piastra di rinforzo ulteriore, forata, che va a porsi in mezzera della lastra piegata. La connessione è poi fissata al pannello in CLT tramite 6 viti a tutto filetto inserite attraverso prefori orientati; la superficie di appoggio è quella di spigolo della parete, tagliata a 45° per alloggiare il componente, di cui si mostra un'immagine (Figura 4-18).

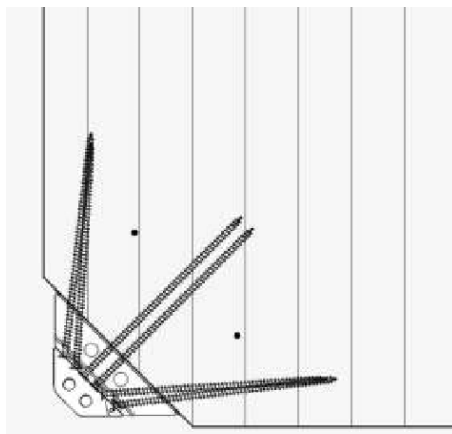


Figura 4-18: X-ONE fissato alla carete in CLT. Fonte:[63]

La caratterizzazione meccanica di X-ONE è stata oggetto di una vasta campagna di ricerca da parte dell'azienda, in collaborazione con alcuni atenei: si vedano alcune ricerche volte allo studio della forma del connettore ed alla caratterizzazione nei riguardi dei carichi monotoni e ciclici [2] [64] [65]. Come riportato nei lavori citati, le viti inclinate a tutto filetto si trovano a lavorare per trazione o per compressione, anche all'applicazione di taglio sulla parete. Questo comportamento è ideale per lo sfruttamento della resistenza della connessione; ed inoltre, l'elemento in legno duro garantisce una ripartizione degli sforzi tra le viti ed evita la rottura di parti sotto-testa, risultando in uno sfruttamento ancora migliore della resistenza a trazione dei connettori cilindrici. La connessione è stata dunque caratterizzata secondo diverse direzioni di carico, al fine permetterne l'utilizzo in tutti i campi di applicazione e, di conseguenza, è stato formato un dominio di resistenza di questo X-ONE, di seguito mostrato (Figura 4-19)

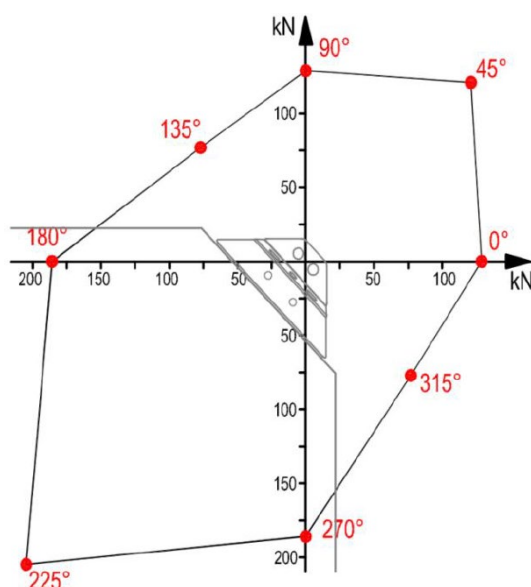


Figura 4-19: Dominio sperimentale di X-ONE. Fonte: [2]

Come visibile, la resistenza è molto più alta per carichi di compressione, dove la rottura avviene nel legno, mentre è più bassa per i carichi di trazione, la cui crisi avviene lato acciaio. Al fine di determinare le azioni di calcolo per i connettori, dal punto di vista dell'utente finale, è stato anche sviluppato un metodo di modellazione FEM, utilizzando degli elementi biella a rigidezza assiale equivalente per simulare le connessioni, da cui è possibile estrarre quindi la combinazione di taglio e azione assiale agente sul singolo X-ONE [66].

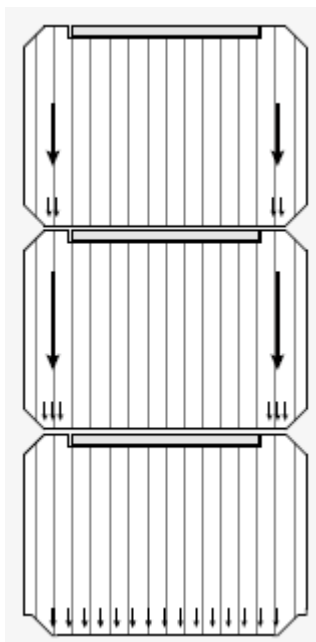
A seguito di questa breve descrizione del componente, si descrive la sua applicazione nel sistema XRAD. Innanzitutto, il connettore viene posizionato fuori opera sulla parete, mediante delle dime che ne garantiscono la precisione di installazione; una volta in cantiere, le pareti vengono collegate tra loro da alcune piastre in acciaio, bullonate agli X-ONE mediante bulloni M16.

Esistono diverse gamme di piastre, progettate al fine di adattarsi a tutte le possibili geometrie della disposizione dei pannelli e della posizione in alzato; si distinguono essenzialmente piastre di base, da collegare con la fondazione in calcestruzzo mediante tasselli o barre filettate inghisate nel getto, e piastre da disporre in alzato.



Figura 4-20: Piastre X-PLATE del sistema XRAD. Fonte:[63]

La progettazione delle piastre è stata effettuata per garantire la resistenza dell'intera connessione qualora siano verificati i singoli X-ONE alle azioni di calcolo, ed inoltre dotata di grande rigidità, al fine di non influenzare in maniera rilevante i valori di rigidità ottenuti da X-ONE, da adottarsi nella modellazione FEM.



Proseguendo con la metodologia di montaggio del sistema, a seguito del fissaggio delle pareti, viene in seguito disposto il solaio nell'edificio, che alloggerà in una sede disposta nella parete inferiore; l'impalcato andrà fissato unicamente a quest'ultima, con una connessione chiamata a resistere al solo taglio di piano. L'alloggiamento del solaio è realizzato in maniera da evitare il contatto tra questo e la parete superiore; le due pareti contestuali si incontreranno invece nelle zone di immediata vicinanza ai connettori, dove saranno direttamente sovrapposte; si mostra a lato un'immagine esplicativa (Figura 4-21). La disposizione dell'impalcato causa dunque anche l'eliminazione dello sforzo di compressione perpendicolare alla fibratura a cui solitamente lo stesso è sottoposto, ovviando quindi ai problemi di deformazioni rilevanti e limitazioni importanti della resistenza dell'edificio.

Figura 4-21: Disposizione dei pannelli nel sistema costruttivo X-RAD. Fonte: [16]

Per definire X-RAD un sistema costruttivo non basta però descriverne gli aspetti strutturali ed ergotecnici, ma è necessario analizzare anche le prestazioni tipiche richieste ai sistemi di chiusura, ad esempio gli aspetti acustici, gli aspetti termo-igrometrici e di resistenza al fuoco, la tenuta all'aria ed al vento.

Il primo aspetto, nella questione della trasmissione del suono attraverso i pannelli, viene solitamente risolto mediante profili acustici nelle strutture in legno. Esse infatti sono soggette a contatto tra le pareti, per necessità di posa, e quindi ad una trasmissione dell'onda sonora; i profili acustici, realizzati in EPDM o in mescole poliuretaniche, permettono di smorzare questi effetti. Solitamente, i profili vengono differenziati in base alla compressione che si troverà a passare negli elementi da disaccoppiare, poiché a differenti livelli di schiacciamento è necessario mantenere il profilo efficace: infatti, un elemento troppo comprimibile non avrebbe alcun effetto qualora il livello di compressione fosse troppo alto, poiché, di fatto, si ristabilirebbe il contatto tra le pareti e con esso la trasmissione sonora. Il sistema X-RAD ha il vantaggio, rispetto al sistema tradizionale, di avere pochi punti gravosi da disaccoppiare, ovvero i contatti tra le pareti di due piani differenti; l'utilizzo di un materiale performante è necessario solo in quelle posizioni, con una bassa incidenza economica sull'intervento totale, permettendo l'utilizzo di profili standard (e più economici) per disaccoppiare il solaio dalle pareti. La trasmissione del suono per via del mezzo solido, per il sistema X-RAD, è stata approfondita in una vasta campagna sperimentale: si veda [67].

Per quanto riguarda i requisiti di resistenza al fuoco, tenuta all'aria ed isolamento termico dell'edificio, la modalità di connessione interrompe la continuità della parete, lasciando una cavità nell'edificio e quindi una criticità. Questa viene risolta con l'elemento X-SEAL, studiato da Rothoblaas come un componente sagomato sulle diverse configurazioni di piastra, realizzato in lana di roccia, al fine di fornire una protezione al fuoco dell'elemento e garantire l'isolamento termico; naturalmente, l'isolamento termico da porre sulla facciata dell'edificio andrà successivamente a raggiungere la performance richiesta da legge. X-SEAL presenta inoltre un rivestimento esterno in alluminio, volto a fornire una tenuta all'aria ottimale, da completarsi poi con le nastrature tipiche delle strutture in legno al fine di sigillare il giunto con il pannello di CLT. Per quanto riguarda questi aspetti, si rimanda alla scheda tecnica di prodotto che riporta le simulazioni di trasmissione del calore effettuate, oltre alle prove di resistenza al fuoco [68].

Il sistema costruttivo è stato quindi presentato nelle sue principali componenti e nella filosofia di progettazione, nell'ottica di semplificare l'approccio del progettista rispetto a quanto solitamente egli si trovi a fronteggiare nell'utilizzo del sistema costruttivo tradizionale. Se ne presentano altri aspetti indubbiamente vantaggiosi, i quali evidenziano alcune questioni che nell'insieme hanno

spinto a sviluppare il lavoro di tesi in quest'ambito: infatti, nonostante il sistema, allo stato attuale, non sia stato pensato come dissipativo, possiede delle caratteristiche uniche rispetto a tutti i sistemi costruttivi presentati, che vanno a sfruttare effettivamente i vantaggi della costruzione in legno.

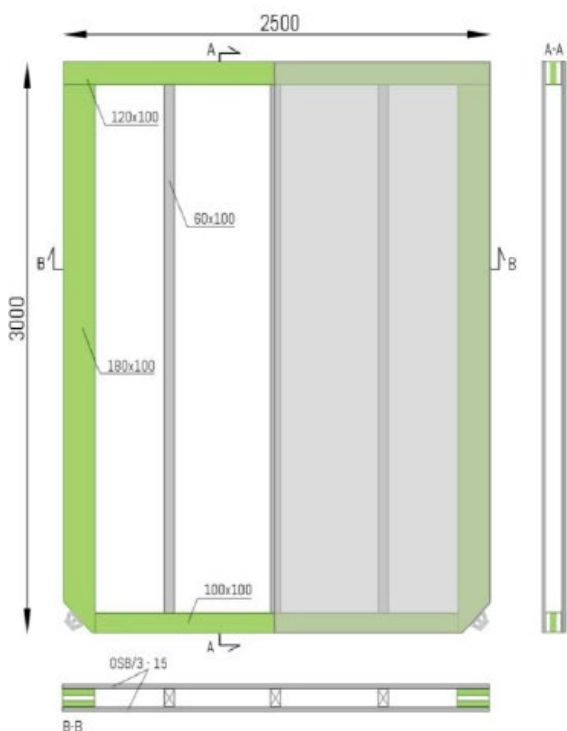
Uno tra questi è senza dubbio la semplicità di montaggio. Il sistema presenta connessioni puntuali, certamente complesse, che tuttavia sono installabili direttamente in stabilimento dopo aver praticato il taglio a 45° con le macchine CNC. A questo punto, in cantiere l'installazione prevede solo la bullonatura delle piastre e l'installazione del componente di chiusura, risultando in una velocità di montaggio incredibilmente maggiore. Questa tematica può sembrare quasi effimera, pensando alla velocità di posa delle strutture in legno, tuttavia non è assolutamente da sottovalutare. Infatti, le realizzazioni con XRAD hanno ancor meno dipendenza dal tempo atmosferico, molto rilevante qualora si stia effettuando, ad esempio, un intervento di sopraelevazione, dovendo intervenire sullo strato impermeabile della copertura. Inoltre, la semplicità di montaggio ovvia ad errori di posa delle connessioni e dei pannelli, che una volta chiodati in maniera errata rimangono in stati tensionali indesiderati. L'utilizzo di connettori tradizionali di per sé causa più incertezze anche durante gli assestamenti, possibili cause di effetti indesiderati sulle connessioni. In rapporto a quanto analizzato nel paragrafo 2.2, si pensi a quanto le istanze presentate si possano perfettamente combinare ai concetti di prefabbricazione presentati, oltre in termini di velocità di posa anche in ottica della certezza del risultato.

Inoltre, da un punto di vista strutturale, la connessione rimane sempre baricentrica alla parete, non avendo effetti eccentrici che tanto influenzano il comportamento di HD e di angolari; ed infine, uno degli scopi principali della realizzazione di questa innovazione è quella di superare le questioni riguardo alla distribuzione delle azioni di taglio e trazione sui connettori tradizionali.

Dunque, XRAD è un'innovazione che risolve molte delle problematiche evidenziate dai sistemi costruttivi in legno, dal punto di vista strutturale ed ergotecnico soprattutto; quindi, un'occasione da cogliere è senz'altro quella di favorirne un comportamento dissipativo, conservando l'approccio esistente che sostanzialmente fornisce degli strumenti di semplice interpretazione sia al progettista, che alle imprese.

5. IL SISTEMA X-MINI- NUOVA GAMMA DI XRAD

Il sistema XRAD è risultato una importante innovazione nel mondo delle costruzioni in legno; tuttavia, questo presenta delle limitazioni in termini di gamma dimensionale. Per applicazioni su piccole costruzioni risulta infatti sovra-dimensionato, e dunque l'azienda produttrice sta valutando la costruzione di una connessione simile ad X-ONE, ma in versione più piccola. Il connettore d'angolo, con varie ipotesi su forme e geometrie nuove atte a semplificarne la fattura,



è già stato testato nell'ambito di una campagna sperimentale che si occupa dell'edilizia d'emergenza [69], che utilizza il connettore dati i vantaggi già evidenziati dal sistema XRAD (vedi paragrafo 4.3). Il sistema costruttivo, in particolare, consta in moduli standard di pareti facilmente trasportabili ed assemblabili grazie all'uso di X-ONE Mini; la parete è in sostanza un timber frame realizzato con una cornice in elementi di CLT, con montanti esterni di larghezza considerevole per permettere il taglio di alloggiamento del connettore, e montanti interni in legno massiccio, oltre alla tamponatura in OSB.

Figura 5-1: Parete tipo del sistema TRE3. Fonte: [69]



Figura 5-2: Connettore X-ONE Mini. Fonte:[69]

Il connettore X-ONE Mini, nella versione testata sperimentalmente, è formato da piastre in acciaio piegate a freddo e presenta 4 viti a tutto filetto, da porre inclinate al fine di ancorarsi alla parete; è stato eliminato l'inserto in legno rispetto a X-ONE. La caratterizzazione del connettore deve essere ancora a fondo indagata, anche se i test sull'intera parete ed a trazione e taglio sul solo connettore hanno finora mostrato buoni risultati in termini di rigidità e resistenza. Per quanto riguarda il lavoro di tesi, gli elementi di indagine e calcolo sono state le piastre di connessione, corrispondenti alle X-PLATE; in ottica di semplificazione delle geometrie e della produzione di questi elementi, le piastre sono state ridotte a solo due versioni di tipo piano. Le giunzioni a T, a L, o in altre conformazioni, verranno composte con piastre piane indipendenti e legate infine con viti, in analogia a quanto avviene nel sistema tradizionale.

Di seguito vengono descritte le due tipologie di piastre del sistema X Mini, i parametri dimensionali, già definiti dall'azienda, e lo sviluppo progettuale che sarà seguito in questa tesi; si perseguirà su questo sistema anche l'obiettivo di raggiungere un comportamento dissipativo, nelle modalità che verranno approfondite nel paragrafo 5.2.

Le piastre si caratterizzano per la loro particolare configurazione, che deve adattarsi ai tagli previsti in corrispondenza al connettore X-ONE-Mini e a quest'ultimo, e soprattutto alle tolleranze di posizionamento delle pareti. È prevista una tolleranza per la variabilità di queste spaziature, in modo simile a quanto adottato su X-RAD, di 1 mm sui fori di ogni connettore, oltre al canonico millimetro della bullonatura. Le piastre sono essenzialmente di due tipi, ovvero MO ed MI: rispettivamente, esse sono pensate per collegare le pareti di due piani consecutivi nella stessa direzione alle estremità della costruzione e in zone centrali.

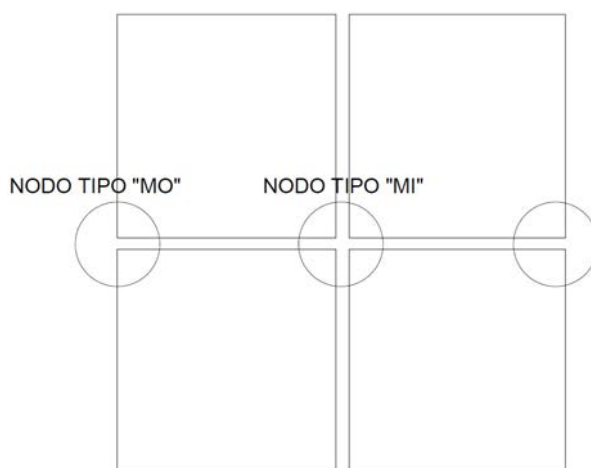


Figura 5-3: Posizione delle piastre MO ed MI.

La piastra MO può collegare solo due pareti, mentre la MI può collegarne quattro; nulla vieta il suo utilizzo in posizione interna al pannello, collegando solamente due pareti, come indicato in Figura 5-7: Nodo di estremità realizzato anche con piastra MI. Si fa notare che, come su X-RAD, le piastre vengono utilizzate in coppia per un connettore X-ONE, al fine di mantenere centrato il percorso delle forze; questo è infatti un indubbio vantaggio del sistema rispetto alle tradizionali soluzioni di connessione. Si riportano le rappresentazioni delle piastre in questione, le dimensioni e alcuni dei possibili nodi di utilizzo.

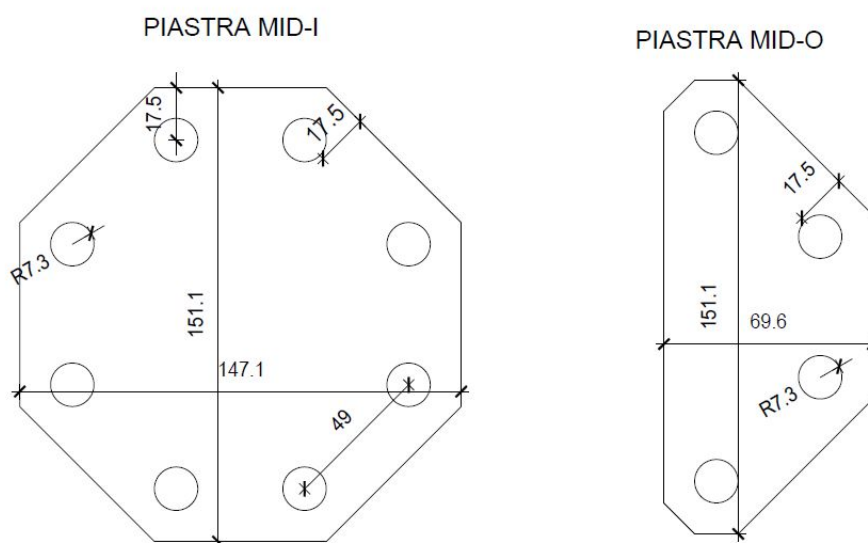


Figura 5-4: Dimensioni delle piastre MO (sx) ed MI (dx)

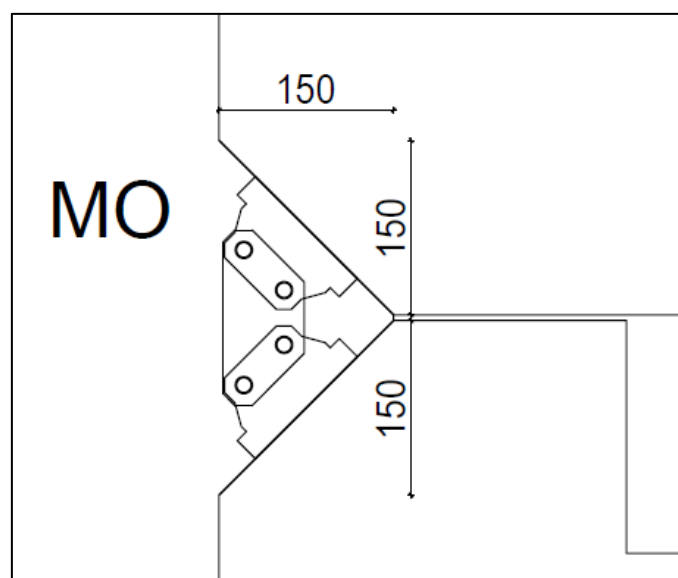


Figura 5-5: Nodo esterno realizzato con piastra MO

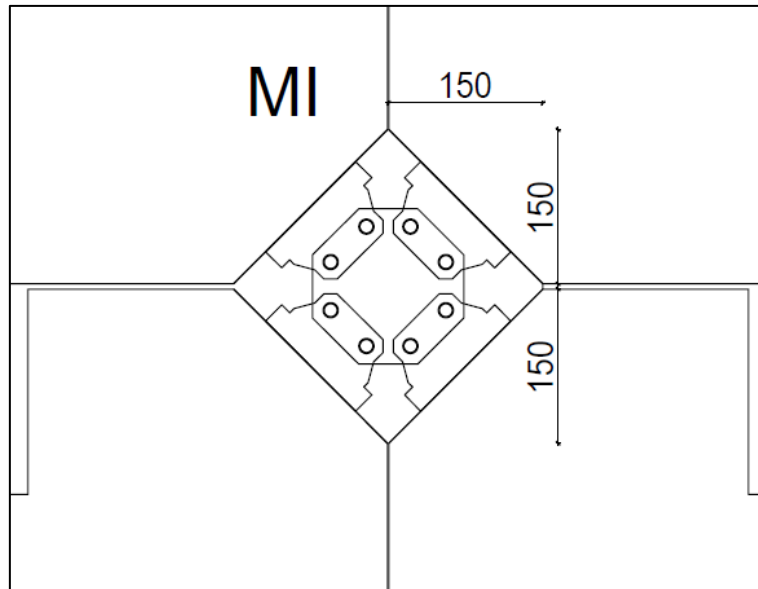


Figura 5-6: Nodo interno realizzato con piastra MI

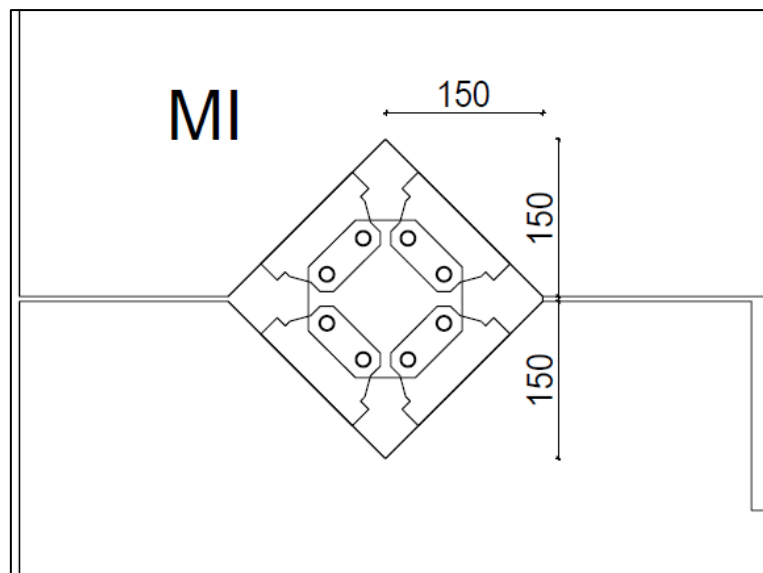


Figura 5-7: Nodo di estremità realizzato anche con piastra MI

5.1. PROGETTAZIONE DELLE PIASTRE MID

La progettazione delle piastre effettuata in questo lavoro è avvenuta in due fasi principali: una prima fase di verifica riguarda i meccanismi locali, come da Eurocodice 3, atta a stabilire i valori resistenti ed inoltre lo spessore della piastra. A questo punto sono state contestualizzate le piastre nell'edificio, per le reali possibilità di carico che possono trovarsi a sopportare, al fine di effettuare delle modellazioni con elementi finiti per quanto necessario. È opportuno definire, in questa fase di dimensionamento, le direzioni adottate per i test dal connettore, assieme ai valori del dominio

di interazione sperimentale tra azione assiale e taglio di X-ONE. Le azioni resistenti caratteristiche che ne risultano sono infatti il fondamento di tutte le considerazioni successive.

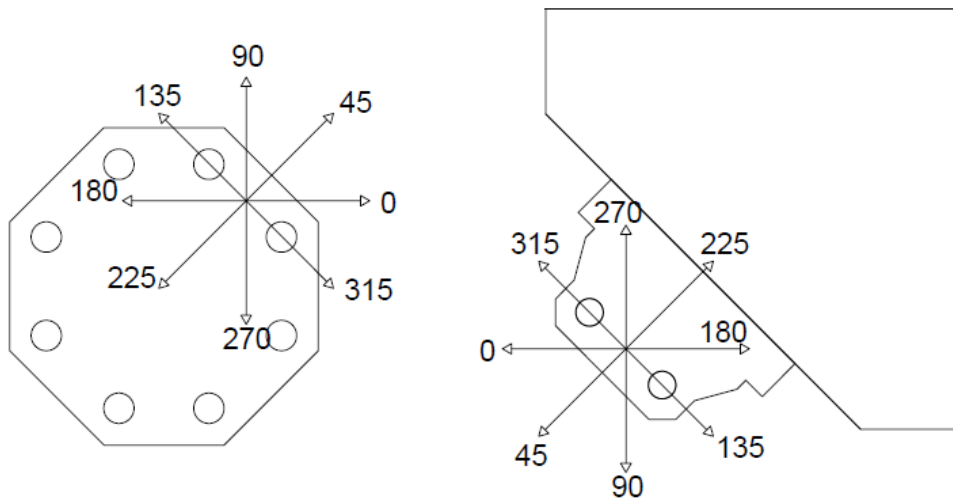


Figura 5-8: Direzioni di indagine di X-Mini

Si nota come sia stato specchiato il dominio nel passaggio da connettore a piastra; va posta poi attenzione nell'orientare il dominio del connettore in riferimento alle azioni che solitamente si considerano agenti su una connessione di un edificio. Infatti, solitamente le azioni output di un software di calcolo, o del calcolo manuale, daranno come esito dei valori di trazione e taglio: la trazione da calcolo corrisponde alla sollecitazione a 90° sul connettore, corrispondente ad un taglio-trazione su di esso, ed il taglio da calcolo corrisponde ad una sollecitazione a 0 o 180° sul connettore, corrispondente ad un taglio-trazione o taglio-compressione sull'X-ONE Mini. Si chiarisce che, per quanto riguarda i termini di trazione e taglio, ci si riferirà alla convenzione usuale riferita alle pareti ed utilizzata anche per X-ONE. Si riporta dunque il dominio sperimentale (e quindi caratteristico) di X-ONE Mini, ipotizzato sulla base di alcune prove; laddove i valori di prova erano assenti, il dominio è stato supposto scalando il dominio di X-RAD del 40% circa: questo infatti è il target di destinazione. L'immagine del dominio riporta dei valori espressi in kN; in rosso è segnato il dominio di XRAD, in verde quello ipotizzato per X-ONE Mini.

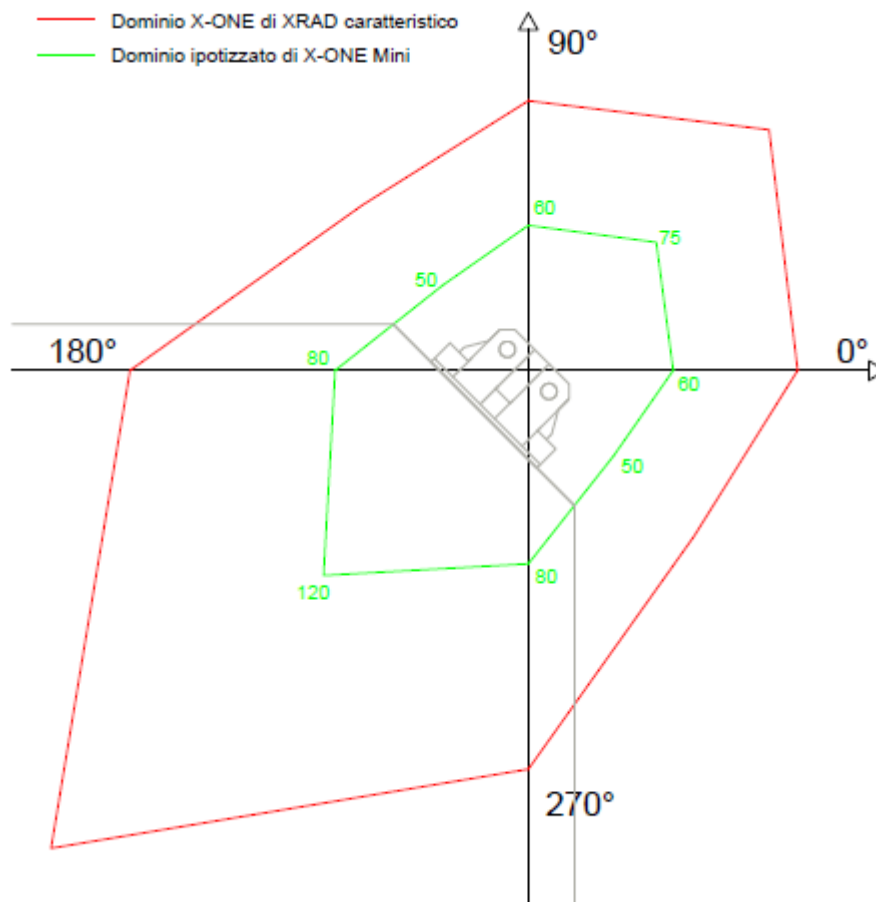


Figura 5-9: Confronto tra dominio caratteristico di X-ONE ed X-ONE Mini

È necessario infine passare ai valori di progetto della connessione X-ONE, riducendo il dominio caratteristico; le piastre saranno poi dimensionate rispetto ai nuovi valori, applicando sui valori resistenti i vari coefficienti di sicurezza sul materiale come definito su Eurocodice 3 [70]. Per quanto riguarda la riduzione del dominio, ci sono alcuni aspetti da definire; essendo questa una connessione mista legno-acciaio, si devono considerare i coefficienti di sicurezza di ognuno in base al modo di rottura del connettore. In particolare, per i meccanismi di rottura lato acciaio, il coefficiente sarà $\gamma_{M2}=1,25$, ed i casi sono quelli evidenziati in grigio nella tabella seguente (Tabella 5.1-1). Le rotture lato legno sono evidenziate in giallo e coinvolgono i meccanismi di compressione sulla parete; il coefficiente complessivo di riduzione si ottiene moltiplicando il carico per $k_{mod}=1,1$ e dividendo per $\gamma_M=1,5$; complessivamente il valore di riduzione non è molto diverso.

Angolo	0	45	90	135	180	225	270	315
Fk input	60	75	60	50	80	120	80	50
Fd	48	60	48	40	59	88,0	59	40

Tabella 5-1: Valori del dominio di X-ONE Mini: in grigio le rotture lato acciaio, in giallo lato legno.

Di seguito una rappresentazione del dominio di progetto (Figura 5-10).

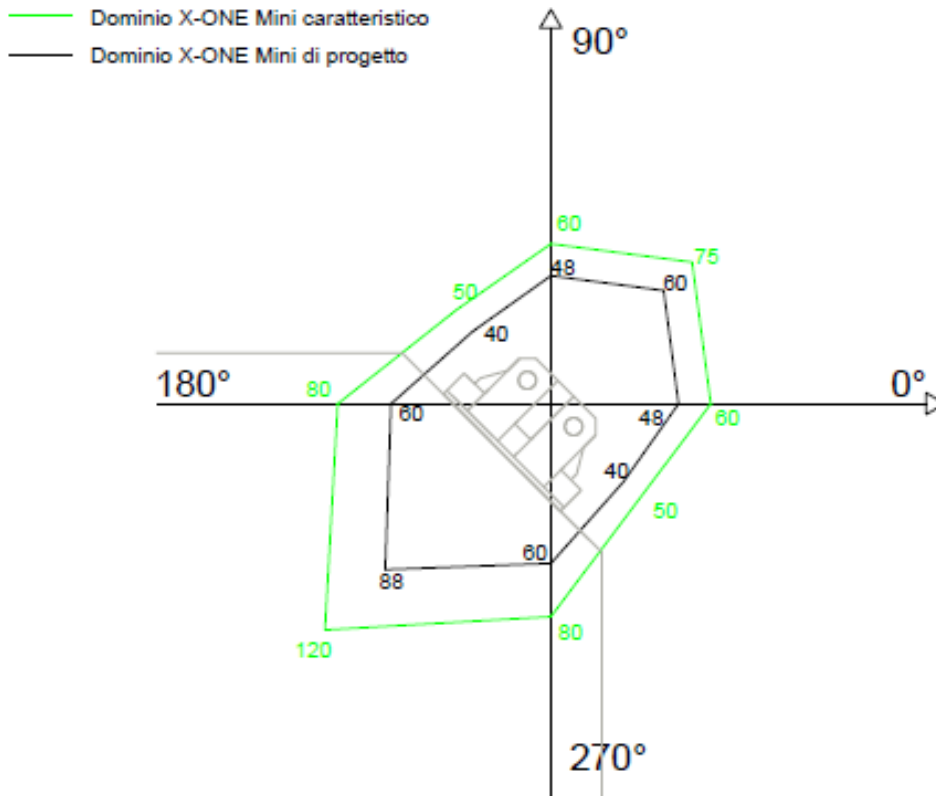


Figura 5-10: Dominio caratteristico e di progetto di X-ONE Mini

5.1.1 MATERIALI E VERIFICHE

I materiali utilizzati vengono descritti in questa sezione. Per quanto riguarda le piastre, vengono utilizzati gli acciai S355 e S235; di seguito i parametri utilizzati in merito a sforzo di snervamento (f_y), di rottura (f_u), e coefficienti parziali di sicurezza. Anche i parametri di elasticità, quali il modulo elastico, quello di taglio ed il coefficiente di Poisson, vengono di seguito riportati.

Acciaio	S235
f_y [MPa]	235
f_u [MPa]	360
γ_{M0}	1,05
γ_{M1}	1
γ_{M2}	1,25
E [MPa]	210000
G [MPa]	81000
Modulo di Poisson	0,3

Tabella 5-2: Parametri meccanici dell'acciaio S235

Acciaio	S355
f_y [MPa]	355
f_u [MPa]	510
γ_{M0}	1,05
γ_{M1}	1
γ_{M2}	1,25
E [MPa]	210000
G [MPa]	81000
Modulo di Poisson	0,3

Tabella 5-3: Parametri meccanici dell'acciaio S355

I fori praticati nelle piastre hanno diametro pari a 13mm e saranno raccordati con i connettori tramite bulloni M12 classe 8.8. Di seguito i parametri di tali connettori a gambo cilindrico. Anche in questo caso sono indicati sforzo di snervamento e di rottura (dove il pedice b significa bullone), il coefficiente di sicurezza e l'Area resistente, ovvero l'area del bullone al netto della filettatura.

Bullone	M12
classe	8.8
f_{yb} [MPa]	640
f_{ub} [MPa]	800
γ_{M2}	1,25
A_{res} [mm ²]	84

Tabella 5-4: Bulloni utilizzati nella connessione

Le verifiche locali sulle piastre si compongono dei meccanismi di rottura a taglio del bullone, rifollamento e block tearing: per la formulazione si fa riferimento all'Eurocodice 3[70].

Per quanto riguarda la verifica del taglio nel bullone, l'espressione utilizzata è la seguente [§8.3.6.1 prospetto 3.4]:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Dove: $F_{v,Rd}$ è la forza di taglio resistente

α_v : coefficiente riduttivo dello sforzo a rottura, uguale a 0,6 per la classe 8.8

f_{ub} : sforzo di rottura a trazione del bullone

A_{res} : Area resistente

γ_{M2} : coefficiente di sicurezza per connessioni in acciaio

Va inoltre moltiplicato per due il valore ottenuto, data la presenza di due piani di taglio. Nelle tabelle verrà poi sommata la resistenza dei due bulloni per determinare quella totale e confrontarla con il dominio del connettore.

Per quanto riguarda la verifica a rifollamento, l'espressione utilizzata è la seguente [§8.3.6.1 prospetto 3.4]:

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha_b f_u k_1 d t}{\gamma_{M2}}$$

Dove: $F_{b,Rd}$ è la forza resistente a rifollamento

α_b : coefficiente riduttivo dello sforzo a rottura, di valore minimo tra $1, \frac{f_{ub}}{f_u}$, e di un valore pari a $\frac{e_1}{3d_0}$ nel caso di bulloni esterni alla piastra, ovvero il caso in questione

d_0 : diametro del foro di alloggiamento del bullone

e_1 : distanza dal bordo in direzione del carico

f_u : sforzo di rottura dell'acciaio a trazione

k_1 : coefficiente correttivo dello sforzo ultimo, di valore minimo tra $2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7$ e $2,5$ per bulloni di bordo

d : diametro nominale del bullone

t : spessore della piastra

γ_{M2} : coefficiente di sicurezza per connessioni in acciaio

Si fa notare come, per ogni direzione di applicazione della forza, si sia fatta un'analisi del bullone più caricato: nelle tabelle di riepilogo delle verifiche a rifollamento, questo valore è semplicemente stato moltiplicato per due, risultando in un minorante del carico. Viene considerata come una risorsa ulteriore ai fini della resistenza.

Infine, per quanto riguarda la verifica a block tearing, ovvero il tranciamento in blocco, si riporta la formula di verifica per carico non eccentrico e i casi analizzati sulle piastre [§8.3.10.2 formula 3.9].

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{f_u A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y A_{nv}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

Dove: $V_{eff,1,Rd}$ taglio resistente

f_y : sforzo di snervamento dell'acciaio a trazione. La resistenza viene abbattuta dividendo per $\sqrt{3}$, derivante dal criterio di resistenza di Von Mises

A_{nt} : Area della sezione resistente a trazione

A_{nv} : Area della sezione resistente a taglio.

γ_{M0} : coefficiente di sicurezza del materiale acciaio da carpenteria

Per le diverse inclinazioni del carico, si riportano delle figure dell'area considerata passibile di tranciamento, in cui si possono osservare le superfici considerate resistenti alle frontiere dell'area evidenziata. Si fa presente che il meccanismo a 135° è identico a quello a 315° per la piastra, per questioni di simmetria: tuttavia, sono stati utilizzati due schemi di block tearing diversi, al fine di confrontare quale fosse il meno resistente. Nel primo, ovvero a 135° come visibile nell'immagine riportata in seguito, si ha una superficie resistente a trazione ed una a taglio, mentre il secondo caso, ovvero 325° , presenta solo una superficie a taglio resistente al meccanismo di strappo. Si è verificato che il meccanismo più debole sia il secondo descritto per questa piastra; tuttavia il block tearing non è mai il parametro dimensionante nel caso di queste connessioni, date le distanze tra reciproche tra i fori delle bullonature.

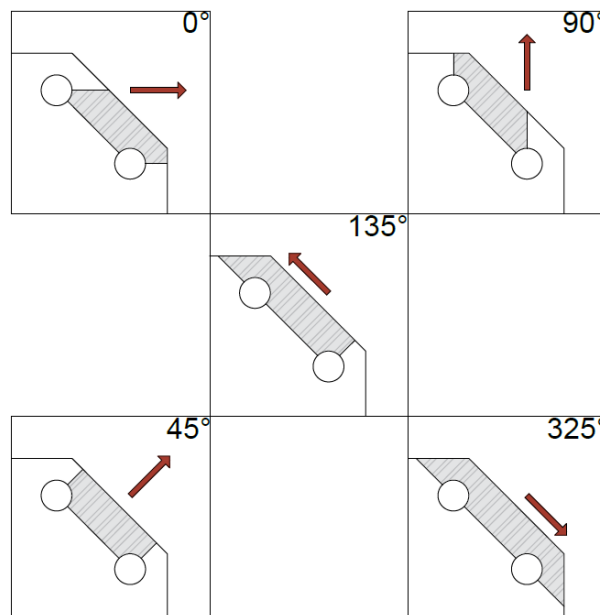
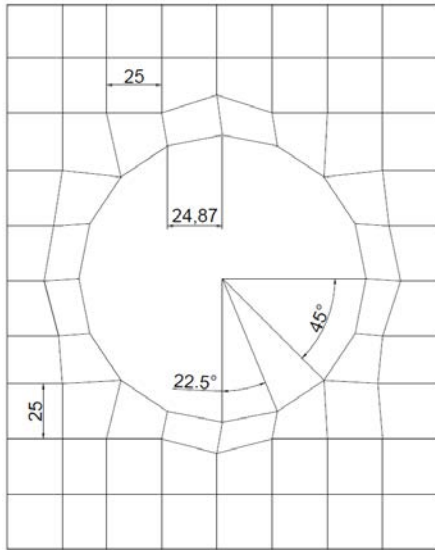


Figura 5-11: Schemi considerati per il calcolo del block tearing.

5.1.2 MODELLAZIONE FEM

Per ciò che riguarda le analisi, il software utilizzato è MIDAS Gen [71]. Le piastre sono state modellate con elementi di tipo Plate, ovvero elementi bidimensionali, adatti a modellare un problema planare; la mesh definita è quadrata, di lato attorno ai 2.5mm (Figura 5-12). Si è cercato



di mantenere un aspect ratio (rapporto tra i lati) il più possibile vicino all'unità, mentre la distorsione degli elementi è stata contenuta, sempre al fine di fornire risultati più attendibili in termini di sforzi. Il perimetro dei fori dei bulloni è stato suddiviso a spicchi di angolo 22.5° , poiché si è riscontrato che la distanza tra i punti di approssimazione della circonferenza è simile al lato della shell tipo; si riporta un'immagine quotata di una zona tipo della mesh.

Sono state intraprese alcune modellazioni volte a capire quale fosse il miglior modo di vincolare e schematizzare

Figura 5-12: Mesh tipo attorno ad un foro per bulloni.

la piastra. Nella fase iniziale del calcolo, le piastre sono state vincolate nel centro dei fori, e sono stati utilizzati approcci diversi al fine di simulare il comportamento del bullone, utilizzando principalmente link rigidi tra il centro e i punti approssimanti la circonferenza. Si è infine intrapresa la strada dell'utilizzare vincoli di tipo elastico reagenti solo a compressione, permettendo una distribuzione di sforzi molto più realistica rispetto ai link rigidi; la rigidità utilizzata è di 200 kN/mm. Per quanto riguarda il vincolo a terra della piastra, vi sono delle differenze tra le due diverse piastre. In particolare, la piastra MO ha vincolati a terra con cerniere i punti centrali della bullonatura all' X-ONE inferiore, mentre la MI ha vincolati con cerniere i punti baricentrici delle due bullonature agli X-ONE inferiori, a loro volta collegati ai centri dei bulloni di competenza con vincoli di tipo rigido. I punti di carico sono invece i punti baricentrici della/e bullonatura/e superiore/i, sempre vincolati in maniera rigida ai nodi posti al centro dei bulloni; al fine di fornire una condizione di carico realistica, questi punti non sono collegati a nessun elemento della shell. Vi sono, come rappresentato nello schema, due diverse condizioni di vincolo nella modellazione della piastra MI, poiché in una di queste è presente il vincolo allo spostamento in y di tutti e quattro i punti di vincolo e carico scelti nella piastra; se ne esplicheranno in seguito le ragioni.

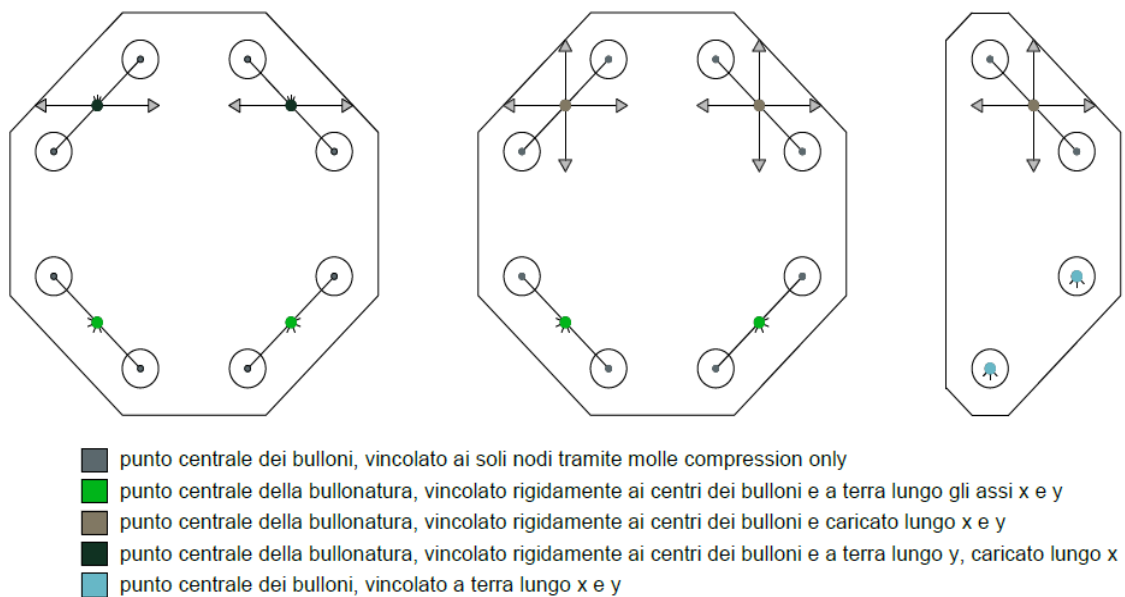


Figura 5-13: Schema di carico e vincolo delle piastre.

Le piastre sono state analizzate in due modalità: un'analisi elastica-lineare, con applicate le forze pari ai valori del dominio di progetto di X-ONE mini; un'analisi a controllo di spostamento in campo non lineare. In particolare, il legame costitutivo utilizzato in questo caso è di tipo elastico-perfettamente plastico, con criterio di snervamento alla Von Mises; lo snervamento è settato in riferimento al valore di riportato in Tabella 2 e Tabella 3. Il criterio di Von Mises è il criterio di rottura più utilizzato e largamente validato per materiali metallici, e si basa sulla componente deviatorica dello sforzo: la componente idrostatica viene ritenuta ininfluenza ai fini della crisi del materiale. Per un elemento di tipo plate, viene definito lo sforzo efficace come:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_I^2 + \sigma_{II}^2 - \sigma_I \sigma_{II}}$$

da confrontarsi con lo sforzo di snervamento per trazione, ovvero quello indicato nelle tabelle. L'analisi non lineare oggetto di trattazione è stata svolta con dei carichi unitari sulla piastra, imponendo uno spostamento ad un nodo di controllo; il nodo scelto è uno dei nodi caricati, ovvero in posizione baricentrica di una bullonatura in posizione superiore. Lo spostamento applicato viene diviso in 15 step, e per ognuno avviene la determinazione del fattore di amplificazione del carico necessario a raggiungere tale condizione; si ricostruisce quindi il comportamento dell'elemento sotto carico monotono. Il calcolo di tale fattore, e dello stato di sforzo e deformazione degli elementi, viene perpetrato utilizzando un algoritmo che attraverso iterazioni dello stato deformativo individua le zone di sforzo che hanno superato il campo elastico; le condizioni di convergenza imposte riguardano l'errore di spostamento tra i passi iterativi inferiore

al 3%, e l'errore nell'energia di deformazione minore dell'1%. Il metodo ha anche il vantaggio di cogliere il comportamento post snervamento, che potrebbe essere non individuato svolgendo un'analisi a controllo di carico, specialmente utilizzando un legame costitutivo perfettamente plastico.

Si sottolinea come sia stato necessario svolgere l'analisi non lineare sia in termini di proprietà del materiale sia di geometria; questo è dovuto ad alcune rotazioni e spostamenti, rilevanti rispetto alle dimensioni della piastra.

Al fine di ottenere una curva di semplice interpretazione per il comportamento delle piastre, e di confrontare i valori ottenuti dalle analisi a controllo di spostamento con quelli delle verifiche locali appena presentate, si è proceduto ad elaborare delle curve bilatere approssimanti le curve forza-spostamento ottenute dalla simulazione. Si otterrà così il valore di snervamento della piastra ed una stima della rigidità elastica sotto i diversi carichi. Il criterio adottato è quello previsto dalla NTC 2018 al punto §7.8.1.6, ovvero: *“La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema”*. Le curve e tutte le deformate in *contour* di sforzi di Von Mises sono riportate in Appendice; all'interno del testo si troveranno degli esempi funzionali a comprendere il lavoro della tesi.

5.2. DISCUSSIONE E RISULTATI

5.2.1 PIASTRA MO

Per quanto riguarda la piastra MO, l'unica sollecitazione a cui viene dimensionata è la trazione, ovvero il carico a 90°: a compressione, sarà la parete a caricarsi, per una questione di rapporti tra le rigidità.

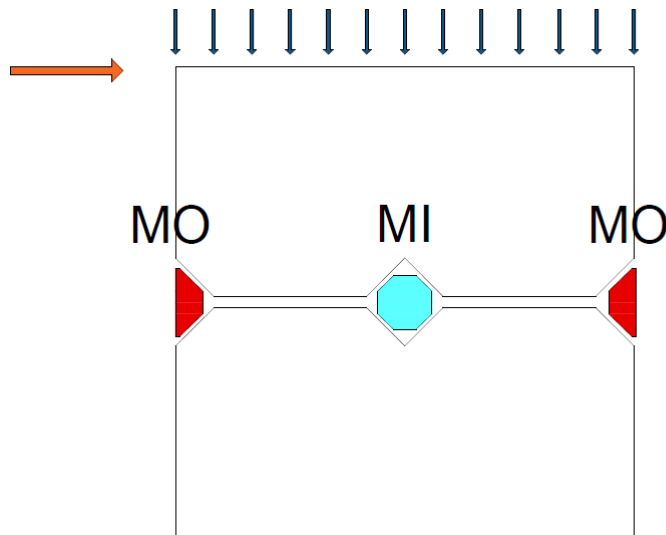


Figura 5-14: Schematizzazione di carico su una parete.

Si riportano le verifiche locali e non effettuate per trazione indicando alcuni dati della piastra.

Piastra MO non dissipativa, t=4mm, Acciaio S355		
Verifiche di resistenza		
Taglio del Bullone	129,0	kN
Rifollamento	72,7	kN
Block Tearing	162,3	kN
Snervamento della piastra	79,8	kN
Tasso di verifica	65,99%	kN
Valore di rigidità elastica		
Kser	657,5	kN/mm

Tabella 5-5: Verifiche complessive sulla piastra MO.

La resistenza delle due piastre accoppiate è molto alta; la distanza tra i fori favorisce una crisi per rifollamento rispetto ad una per block tearing. La presenza di due piastre garantisce due piani di taglio, per cui la rottura fragile del bullone non risulta essere il meccanismo debole. Il valore indicato come snervamento è il risultato dell'analisi a controllo di spostamento, che ben si

avvicina al valore calcolato da Eurocodice 3. Da notarsi è che, rispetto al valore estratto dalle analisi, considerato caratteristico, il valore in tabella viene ulteriormente diviso per γ_{M0} dell'acciaio da carpenteria. La forte sovra-resistenza è dovuta al fatto che, riducendo lo spessore di ciascuna piastra si arrivi a valori inferiori al dominio, mentre cambiando materiale, la verifica verrebbe soddisfatta solo con acciaio S275; tuttavia, il vantaggio limitato in termini di costo, oltre che una più difficile reperibilità dai fornitori, hanno portato alla scelta effettuata.

La piastra è anche in grado di sopportare anche una forza orizzontale di taglio, che causa una coppia sui bulloni, e, per ciò che riguarda i meccanismi locali, è stato implementato un foglio di calcolo per la verifica con una coppia di azioni N e V. Di seguito si spiega il meccanismo di reazione al taglio della piastra MO.

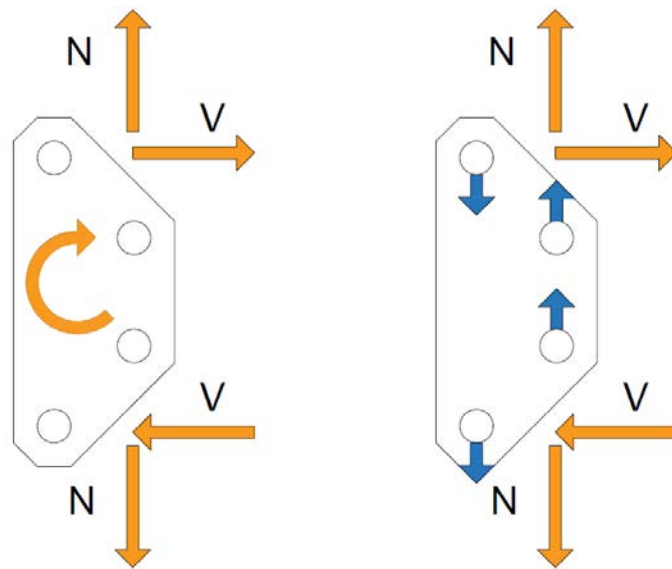
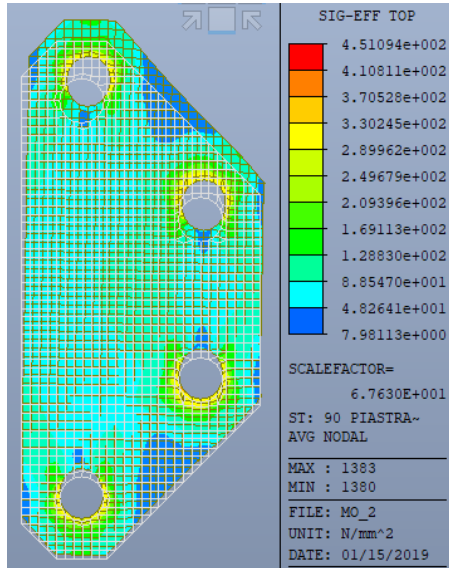


Figura 5-15: Meccanismo di reazione al taglio per la piastra MO.

Come si nota, le coppie che nascono sui bulloni, in blu, sono volte ad equilibrare la rotazione imposta dal taglio; vanno dunque definite le risultanti sugli assi x e y per ciascun bullone. Dall'immagine si può cogliere che, mentre il taglio verrà ripartito in egual modo sui due bulloni, l'azione assiale presenta un contributo aggiuntivo dato dalla componente di momento, che in alcuni casi ne accresce l'entità. Ai fini della verifica si è proceduto, per il bullone più sfavorito, a calcolare l'angolo della risultante totale, parametrizzando la geometria della piastra per verificare puntualmente i meccanismi locali al variare dell'entità del taglio, ad esempio il rifollamento, meccanismo più debole per questa piastra. Tuttavia, questo calcolo fornisce solo una misura della probabile ridondanza strutturale; non può costituire un meccanismo resistente poiché il connettore X-ONE non è testato con una coppia sui bulloni (il dominio di interazione sarebbe a quel punto triassiale), e risulta anche difficile pensare ad una modalità di test.

Si riportano i risultati delle modellazioni per trazione pura, espressi in termini di tensioni equivalenti di Von Mises.

Risultati delle analisi



Il livello di sforzo complessivo non è particolarmente elevato, ad eccezione della zona bulloni. Si riscontra anche uno sforzo più alto nel lato corto tra i fori, probabilmente più rigido; di fatti, applicata la forza su y, la piastra subisce anche uno spostamento verso x dovuto alla differente distribuzione di rigidità assiale. Questa caratteristica, data dalla particolare geometria, non sarebbe stata probabilmente colta mediante un semplice calcolo manuale, e dunque vale la pena approfondire la modellazione.

Figura 5-16: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO non dissipativa, analisi elastica.

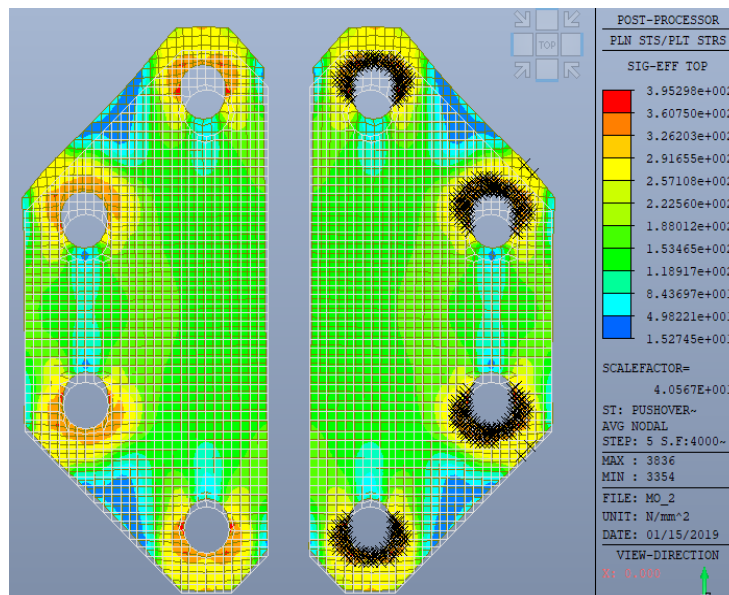


Figura 5-17: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO non dissipativa, analisi non lineare.

Questa immagine (Figura 5-17) mostra gli sforzi corrispondenti, all'incirca, allo step in cui si raggiunge lo snervamento, in accordo con la bilatera approssimante che descrive il comportamento della piastra. Al fine di mostrare le parti soggette a plasticizzazione, la piastra è stata specchiata, ed in quella di destra vengono rappresentate con delle "x" di colore nero le zone

in questione. Come si rileva, lo snervamento corrisponde alla crisi da rifollamento; il valore sopra riportato è molto simile al calcolo da Eurocodice 3. Lo sforzo in zona centrale rimane però mediamente basso rispetto al valore di f_y : si aggira infatti tra i 130 e i 170 MPa.

5.2.2 PIASTRA MI

Per quanto riguarda la piastra MI, le configurazioni provate sono diverse. Innanzitutto, si è proceduto a compiere le verifiche locali della singola bullonatura ai connettori, per tutte le direzioni riportate nel dominio di progetto dell'X-ONE_Mini. Di seguito si riportano i risultati.

Si mostrano quindi i valori di input, e i riepiloghi dei tassi di verifica, oltre ai valori resistenti per le verifiche locali; i valori in rosso rappresentano casi non significativi, poiché i meccanismi di strappo e rifollamento, calcolati quando il carico è rivolto verso l'interno della piastra, raggiungono resistenze altissime.

Valori di input da X-ONE e verifiche								
Angolo	0	45	90	135	180	225	270	315
F _k input [kN]	60	75	60	50	80	120	80	50
F _d input [kN]	48	60	48	40	64	96	64	40
F _d agente sul bullone [kN]	24	30	24	20	32	48	32	20
Verifica	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Tasso di sfruttamento	43,70%	54,62%	43,70%	31,11%	49,60%	74,40%	49,60%	31,11%

Tabella 5-6: Riepilogo delle azioni e verifiche locali sulla piastra MI.

Verifica a taglio del bullone								
Angolo	0	45	90	135	180	225	270	315
F _{v,Rd} bullone [kN]	64,5	64,5	64,5	64,5	64,5	64,5	64,5	64,5
Verifica	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Tasso	37,20%	46,50%	37,20%	31,00%	49,60%	74,40%	49,60%	31,00%

Tabella 5-7: Verifica a taglio del bullone, piastra MI.

Verifica a rifollamento della piastra								
$F_{b,Rd}$ rifollamento [kN]	54,92	54,92	54,92	64,29	110,33	110,33	110,33	64,29
Tasso rifollamento	43,70 %	54,62 %	43,70 %	31,11 %	29,00 %	43,50 %	29,00 %	31,11 %
Verifica	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabella 5-8: Verifica a rifollamento della piastra MI.

Verifica a tranciamento della piastra								
V_{Rd} block tearing [kN]	192,30	180,79	192,30	143,33	6031,99	6031,99	6031,99	135,67
Tasso block tearing	24,96%	33,19%	24,96%	27,91%	1,06%	1,59%	1,06%	29,48%
Verifica	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabella 5-9: Verifica di block tearing, piastra MI.

A questo punto è stata fatta un'analisi più approfondita al fine di identificare le diverse azioni che possono intervenire sui connettori, in base alla loro configurazione: il caso più comune di utilizzo della piastra è il raccordo tra 4 pareti. In generale, le pareti sono caricate da una forza assiale più o meno alta, e vengono sollecitate da forze orizzontali: subiscono per questo azioni ribaltanti e taglianti, che le piastre devono sostenere.

Di seguito, l'analisi si concentra sulle effettive possibilità di sollecitazione della piastra MI qualora posta tra 4 pareti.

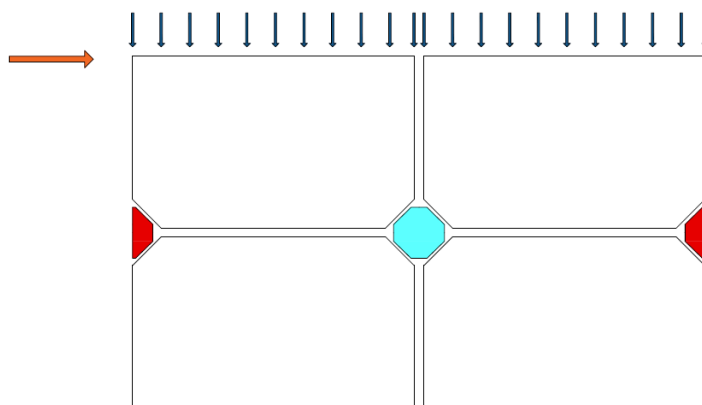
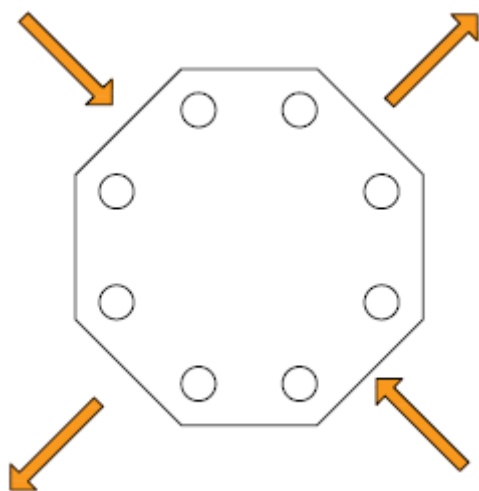


Figura 5-18: Situazione tipica di carico di una parete con X-Mini.



Compressione a 45° e trazione a 45° (Figura 5-19): questa situazione di carico si ritrova quando le pareti subiscono delle forze orizzontali rilevanti e sopportano un carico assiale ordinario; le pareti collegate si comportano allora con un unico meccanismo a puntone-tirante, e la piastra si trova così sollecitata. Di seguito lo schema resistente immaginato sulla parete (Figura 5-20).

Figura 5-19: Carico di compressione e trazione a 45° su piastra MI.

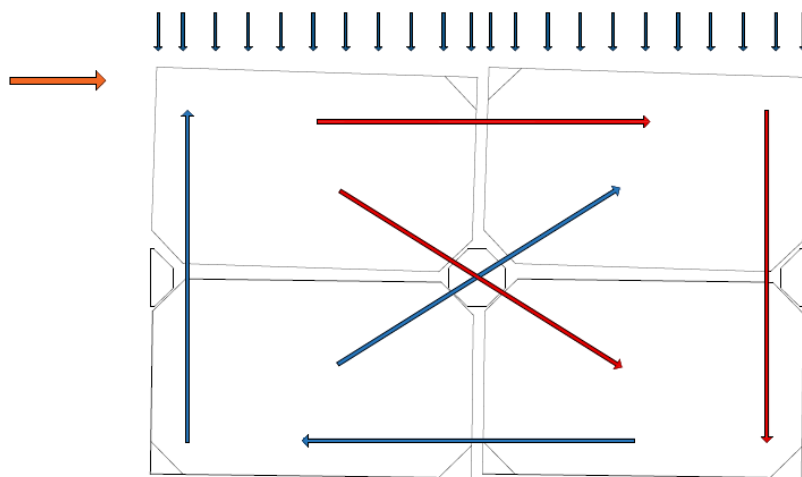


Figura 5-20: Schema di funzionamento puntone-tirante della parete.

Trazione a 45° doppia (Figura 5-21): questo meccanismo è assai raro e rappresenta l'apertura del collegamento tra le pareti. Potrebbe essere considerata come una situazione dove le pareti complanari fissate dalla connessione in questione, tendono ad aprirsi poiché le pareti loro ortogonali stanno subendo un ribaltamento fuori piano. Risulta essere quindi un calcolo utilizzabile come misura della robustezza strutturale, ad esempio.

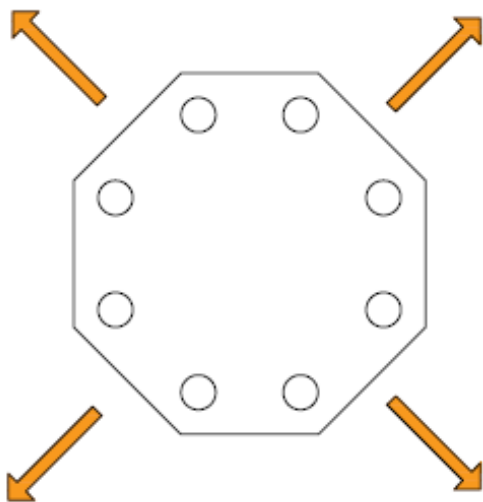
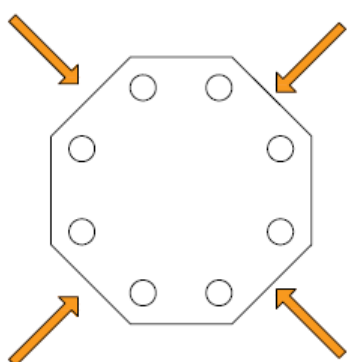


Figura 5-21: Trazione doppia a 45° su piastra MI.

Inoltre, al fine di indagare altri casi in cui si possa verificare questa situazione, è stata

effettuata una modellazione del sistema X-RAD tramite bielle di rigidità assiale pari a 25 kN/mm, così come presente in letteratura [66], applicato a due pareti collegate, sviluppate su 3 piani. È stata svolta quindi un'analisi modale del sistema parete come oscillatore a 3 gdl con l'ipotesi di carico assiale identico; sono state applicate ai piani diverse distribuzioni di forze proporzionali ai diversi modi di vibrare, mentre è stato applicato un carico assiale tipico. Applicando il solo terzo modo alla parete, naturalmente caricata assialmente, si ottiene che effettivamente ci sia la necessità di resistere a questa apertura delle pareti all'ultimo piano; quindi, con tutte le approssimazioni del caso, è opportuno andare a verificare anche questa situazione.



Compressione a 45° doppia (Figura 5-22): Questo caso è effettivamente non possibile: le pareti sono a stretto contatto, e quindi la compressione, per una questione di rigidità, passerà tutta dalle pareti.

Figura 5-22: Compressione doppia a 45° su piastra MI.

Taglio doppio: questo caso è tipico qualora la parete sia sottoposta ad una forza orizzontale ed un'azione assiale di grande entità, tale da non indurre il ribaltamento della parete. Il taglio induce una coppia sulla piastra, bilanciata dalle azioni rappresentate in blu nell'immagine sottostante: si osserva che quindi la risultante di queste forze riconduce al caso di **compressione doppia a 45°**. Essendo la piastra praticamente simmetrica, l'angolo tra le forze sarà infatti prossimo a 45°.

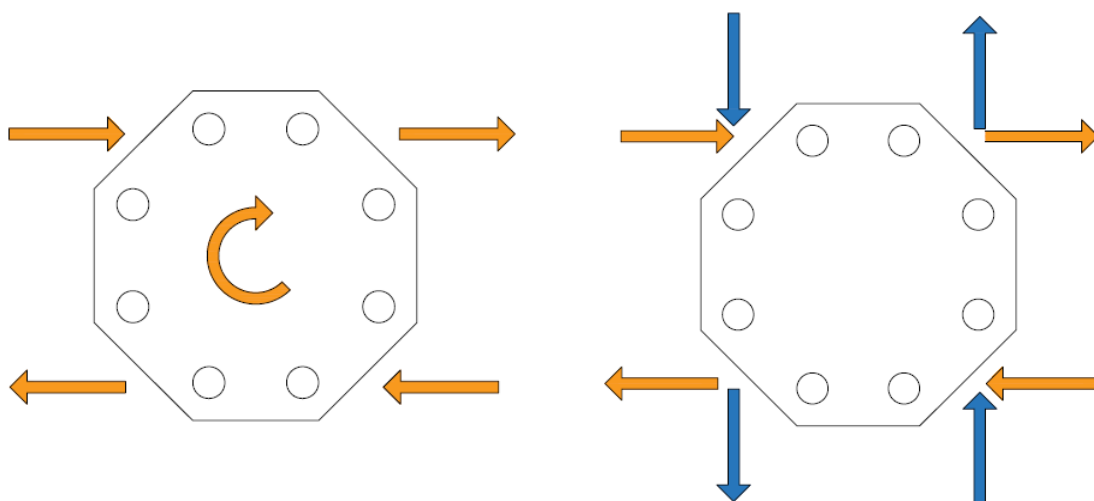


Figura 5-23: Schema di reazione al carico di taglio, piastra MI.

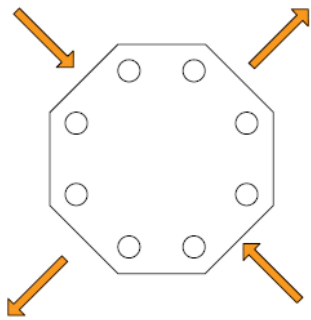


Figura 5-24: Risultante degli sforzi di taglio su piastra MI.

Nell'immagine a fianco (Figura 5-24): è riportata la risultante del carico di solo taglio applicato; naturalmente, le ipotesi di questa distribuzione è semplificata nel suo approccio, immaginando che il connettore X-ONE Mini abbia la stessa rigidità lungo tutte le direzioni di carico. Questa ipotesi è necessaria, data la mancanza di dati definitivi del connettore tridimensionale, ed anche verosimile, dato l'esempio di X-ONE di XRAD. Nella modellazione di questo carico, come detto in precedenza, è stato

posto un vincolo allo spostamento in y della piastra come in Figura 5-13., data la preponderanza dell'azione assiale rispetto alla ribaltante, che impedisce dunque lo spostamento verso l'alto.

Queste sono le configurazioni tipiche identificate, che verranno modellate agli elementi finiti utilizzando i valori delle azioni del dominio di resistenza di X-ONE. Date le diverse entità di forze coesistenti in casi di carico verosimili, quali ad esempio la **Compressione a 45°** e **Trazione a 45°** agenti sulla piastra, si rende necessario applicare le stesse proporzioni che queste hanno nel dominio alle forze che caricano il modello; l'analisi a controllo di spostamento manterrà identici questi rapporti durante l'analisi.

Di seguito la nomenclatura delle combinazioni di carico considerate nella modellazione:

CMP45TR45, il caso analizzato per primo, compressione e trazione;

TR45TR45, ovvero il caso della doppia trazione;

TGL90, ovvero taglio puro.

Le considerazioni sulle possibilità di carico della piastra ne fanno sorgere un'altra, ovvero l'analisi di stabilità, che si rende necessaria data la compressione che si trova a passare da questa. In prima battuta, l'analisi è stata effettuata manualmente, utilizzando la teoria euleriana modificata presente sulle Norme Tecniche; si fa riferimento al capitolo §4.2.4.1.3.1. La piastra è stata analizzata come una trave in acciaio, caricata con una compressione a 45°, con larghezza efficace determinata, a favore di sicurezza, come la proiezione dell'X-ONE in direzione 45 gradi.

Di seguito le espressioni utilizzate e la verifica; le condizioni di vincolo sono le seguenti:

vincolo A	CERNIERA
vincolo B	INCASTRO
β	0,8

In realtà, queste condizioni sono poste poiché non si è sicuri del grado di incastro fornibile dal bullone, per cui si cerca una via di mezzo tra la configurazione a doppio appoggio e quella a doppio incastro. Viste le approssimazioni fatte a favore di sicurezza, l'ipotesi sembra ragionevole al fine di avere un valore indicativo. Si riportano le espressioni dei coefficienti correttivi.

Instabilità per compressione a 45°		
Lunghezza	112,41	mm
Lunghezza di libera inflessione	89,928	mm
Larghezza efficace	63,5	mm
Area	317,5	mm ²
Momento d'inerzia	661,46	mm ⁴
N_{cr} euleriano	169,52	kN
$\underline{\lambda}$	0,82	
Curva instabilità	A	
α	0,21	
ϕ	0,90	
χ	0,79	
N_{b,Rd}	168,92	KN
Verifica	OK	
Tasso	56,83%	

Tabella 5-10: Instabilità della piastra secondo NTC 2018.

Dove l'azione assiale $N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \lambda^2}} \leq 1$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2]$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}}$$

α : coefficiente di imperfezione, uguale a 0,21 per curva di instabilità a, per sezioni laminate a caldo e spessore inferiore a 40mm.

Al fine di verificare l'effettiva validità di tale ipotesi semplificativa, sono stati creati degli ulteriori modelli a elementi finiti deputati alle analisi di buckling e caricati con le medesime combinazioni di carico analizzate in precedenza, ovvero CMPTR45 e TGL90. Come ulteriore precauzione all'instabilità, ed inoltre come confronto al carico manuale visto in precedenza, viene svolta l'analisi di buckling su un carico di compressione singolo con una sola bullonatura vincolata; la combinazione di carico viene chiamata COMP 1, ed è l'equivalente alla schematizzazione adottata nel calcolo manuale da NTC.

Si presenta ora il risultato delle modellazioni svolte, come per la piastra MO; qui si ritroveranno anche i valori di buckling e lo snervamento per ogni caso di carico. Si analizzeranno in seguito tutte le analisi svolte.

Piastra MI non dissipativa, t=5mm, Acciaio S355		
Riepilogo verifiche locali		
Taglio del Bullone	129,0	kN
Rifollamento	109,8	kN
Block Tearing	135,7	kN
Verifiche di instabilità		
Calcolo ad asta Euleriana	339,0	kN
Azione assiale resistente da EC3	168,92	kN
Buckling COMP 1	324,70	kN
Buckling CMP45TR45	373,1	kN
Buckling TGL90	375,62	kN
Verifiche di resistenza		
TR45TR45	94,7	kN
Tasso di verifica	63,38%	
CMP45TR45	97,14	kN
Tasso di verifica	90,59%	
TGL90	68,9	kN
Tasso di verifica	69,70%	

Tabella 5-11: Verifiche complessive della piastra MI

Le verifiche locali, come visto in precedenza, sono pienamente soddisfatte, e lo è anche il buckling e le verifiche dell'analisi a controllo di spostamento. È chiaro che il caso dimensionante in questo caso sia il raggiungimento del valore di compressione a 225° su X-ONE Mini, nel caso CMP45TR45; riducendo il dominio in quella direzione sarebbe possibile anche ridurre lo spessore della piastra.

Si riporta una considerazione sul confronto tra elaborazione manuale e la combinazione COMP 1, in termini di instabilità. La scelta del grado di vincolo gioca infatti un ruolo importante; qualora si usasse un cerniera-cerniera, si potrebbe ottenere un valore di carico Euleriano decisamente inferiore a quanto ottenuto per le analisi di buckling. Il valore di resistenza ottenuto tramite NTC 2018 viene riportato comunque ma discende da considerazioni riguardanti la reale resistenza del materiale e non è dato di confronto per validare il modello.

β	1	
N euleriano	216,99	kN
Nb,rd	140,01	kN

Tabella 5-12: Confronto valori di carico di punta, piastra MI.

Si riporta anche la rigidezza ottenuta nelle analisi a controllo di spostamento.

k ser [kN/mm]	
TR45TR45	605,16
CMP45TR45	340,49
TGL90	262,21

Tabella 5-13: Rigidezza per ogni direzione di carico per piastra MI.

Si commentano in seguito i principali risultati delle varie analisi.

Risultati delle analisi

Si riportano di seguito le deformate:

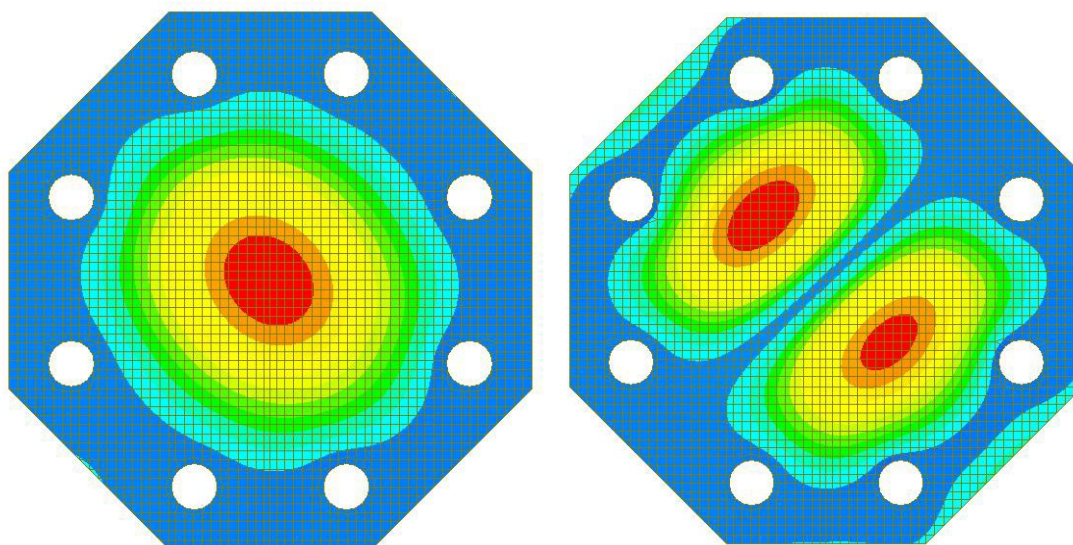


Figura 5-25: Deformata al primo modo di instabilità, COMP 1 (sx) e CMPTR45 (dx), piastra MI non dissipativa.

Il modo di instabilizzazione nel caso di compressione uniassiale è a una sola concavità, come atteso dalle condizioni di vincolo e di carico; il carico applicabile risulta paragonabile alla verifica manuale. La configurazione di carico CMP45TR45 mostra invece un primo modo instabile a doppia concavità; la trazione aggiuntiva, oltre che il vincolo supplementare rispetto alla combinazione COMP1, influenzano in modo non trascurabile il comportamento della piastra. Il carico critico è ancora più alto, come attendibile. Per quanto riguarda il caso di carico TGL90, le considerazioni sono del tutto analoghe a quest'ultima combinazione, ed anche i valori rispecchiano tale eguaglianza.

Per ciò che riguarda invece le analisi elastiche lineari caricate con i valori da dominio, nella combinazione TR45TR45 si rileva che il livello di sforzo non sia particolarmente elevato, ed il meccanismo di crisi principale sia il rifollamento in prossimità dei bulloni. Le analisi non lineari danno conferma di ciò, come si rileva nell'immagine seguente (Figura 5-26):

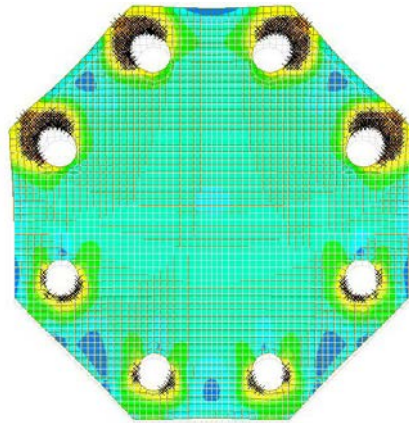


Figura 5-26: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI non dissipativa, analisi non lineare, combinazione TR45TR45.

Considerando invece la combinazione CMP45TR45, lo sfruttamento del materiale interno alla sezione è abbastanza elevato, ma resta localizzato soprattutto in prossimità dei fori dei bulloni, unica zona al livello di snervamento, qualitativamente in analisi elastica, realmente per l'analisi a controllo di spostamento. Questo avviene anche per la combinazione TGL90, in maniera simile; tuttavia, sembra esserci un livello di sforzo interno appena maggiore in quest'ultima (Figura 5-27). Per i dettagli è possibile consultare l'Appendice.

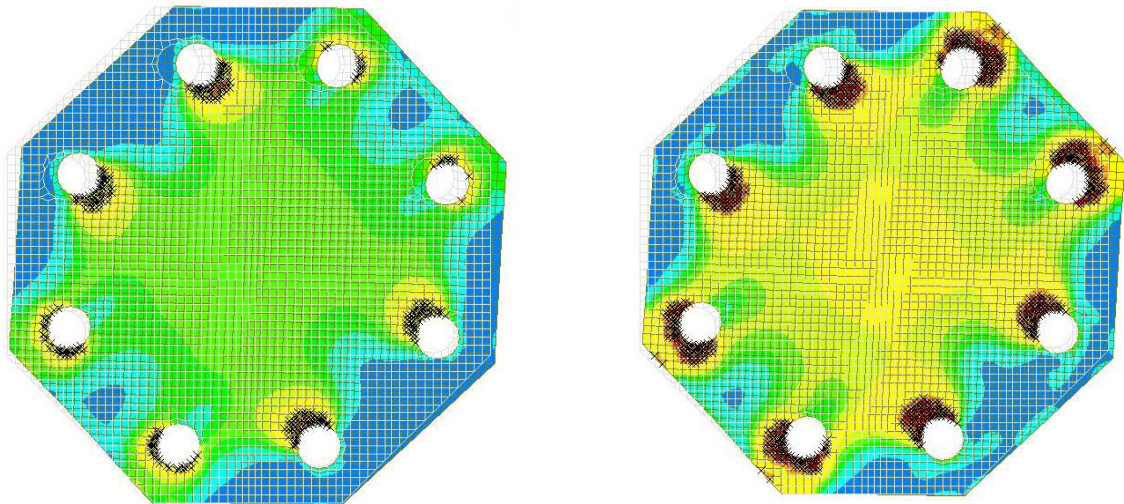


Figura 5-27: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI non dissipativa, analisi non lineare, combinazione CMP45TR45 a sx e TGL90 a dx.

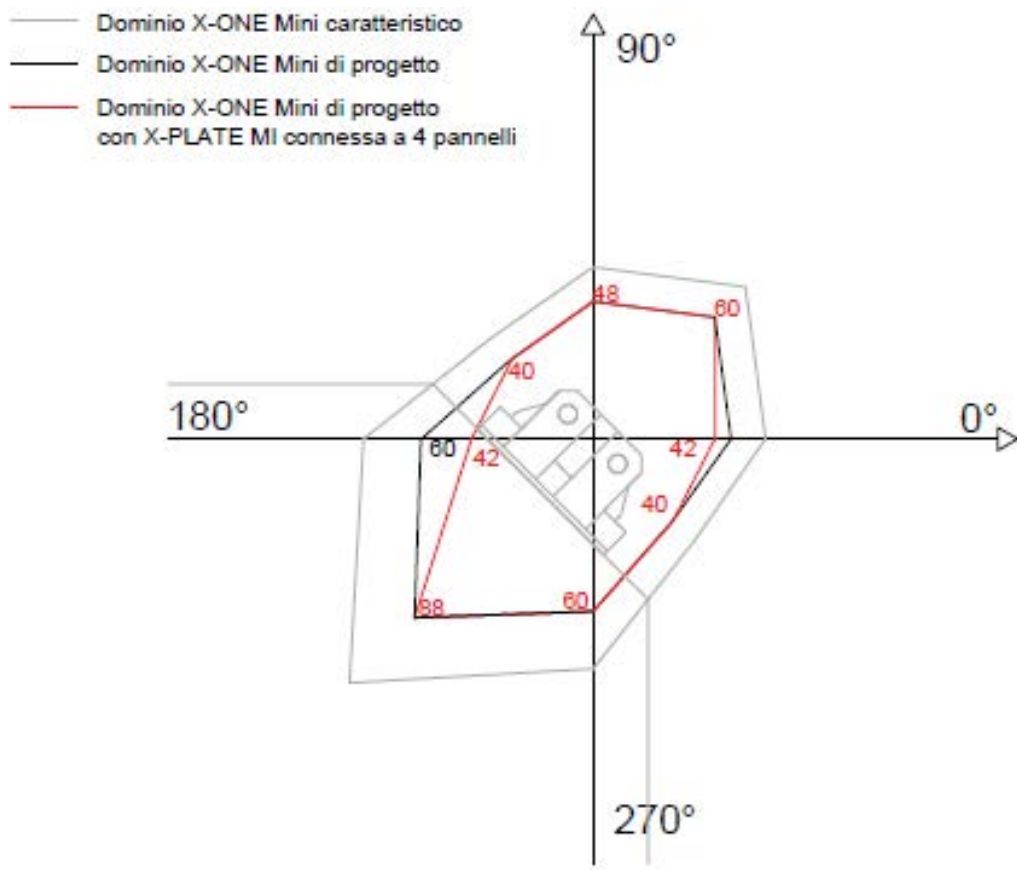


Figura 5-29: Dominio di X-ONE Mini con X-PLATE MI connessa a 4 pareti

Considerazione sull'utilizzo della piastra MI sul nodo di estremità

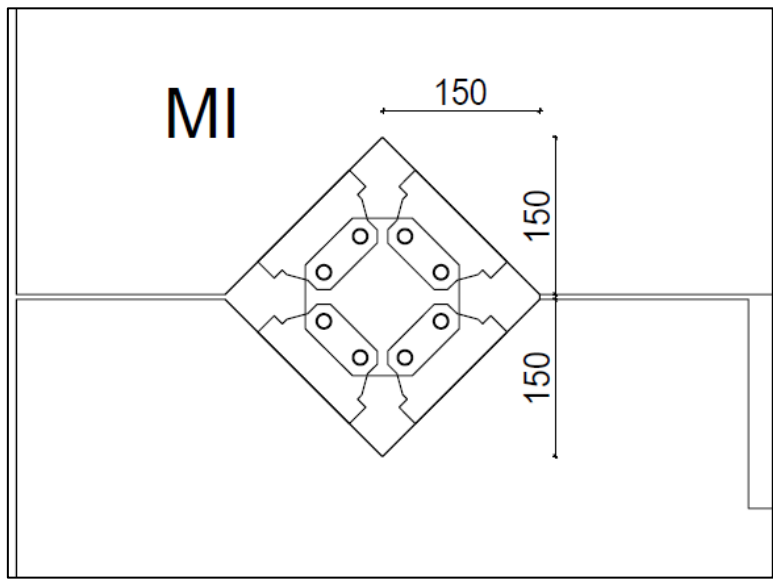


Figura 5-30: Utilizzo della piastra MI nel nodo di estremità.

Ci si aspetterebbe, dato il comportamento della parete, di dover sostenere una trazione ed un taglio a livello della piastra. Viene rappresentata la condizione a cui ci si riferisce in Figura 5-30; questo caso è tipico qualora sulla parete sia necessario installare un connettore supplementare resistente a taglio, o ancor più facilmente si necessiti di una resistenza supplementare a trazione.

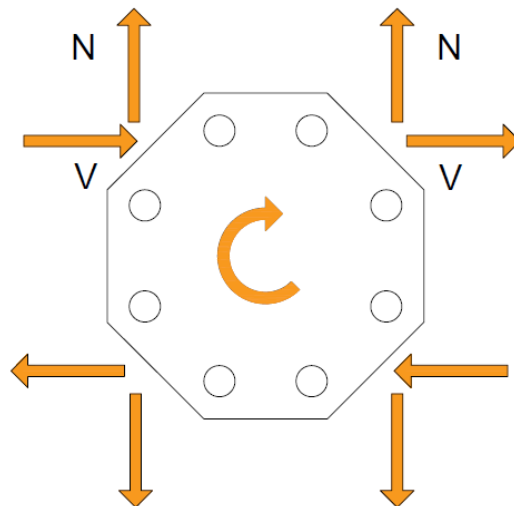


Figura 5-31: Distribuzione ideale dei carichi conseguenti all'utilizzo di MI su un nodo di estremità

Come già visto nel caso di carico TGL90, il taglio genera una coppia, che in questa situazione non è equilibrata dalle forze sollecitanti. Nascono quindi delle azioni interne volte a contrastare questo effetto, rappresentate dalle frecce blu nell'immagine seguente (Figura 5-32).

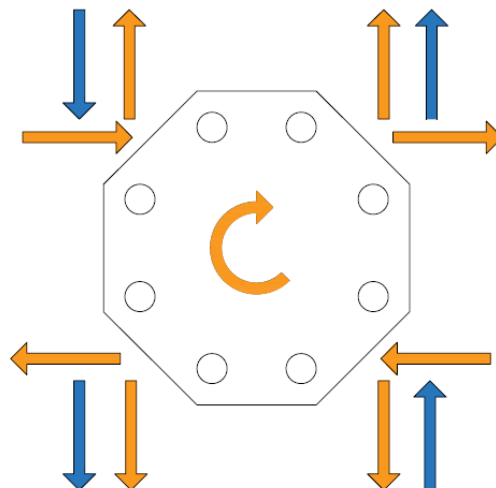
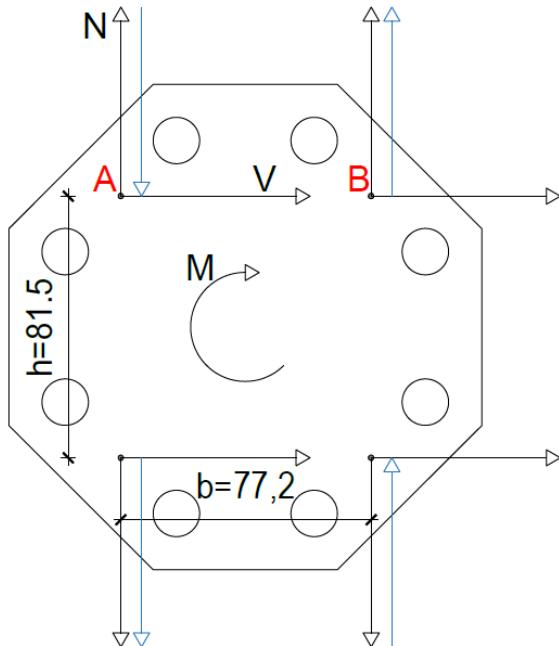


Figura 5-32: Azioni (arancione) e reazioni (blu) conseguenti all'utilizzo di MI su un nodo di estremità.

Sovrapponendo gli effetti, ci si ritrova ad avere una distribuzione di azioni diversa da quanto immaginato. Si riporta l'effettiva considerazione analitica effettuata per definire i rapporti tra N e V, che poi verrà utilizzata nel procedimento spiegato in seguito. Definiamo h la distanza in

verticale tra i baricentri della bullonatura e b la distanza in orizzontale. Effettuiamo ora un



equilibrio alla rotazione, della piastra, in Figura

5-33 qui a lato, rispetto al punto centrale. Il

risultato è che la coppia M è uguale a:

$$M = 2N * \frac{b}{2} + 2V * \frac{h}{2} - 2N * \frac{b}{2} + 2V * \frac{h}{2} = 2Vh$$

A questo punto nascono le forze rappresentate

in blu, per equilibrare la coppia; le chiameremo

forze C . Di seguito l'equilibrio:

$$M = 2Vh - 2Cb \text{ da cui discende } C = V * \frac{h}{b}$$

A questo punto, le risultanti delle forze assiali

saranno diverse, mentre i tagli non subiranno

variazione. In particolare, per come sono

rappresentate le forze nell'immagine

soprastante, l'azione assiale risultante nel

Figura 5-33: Schema di calcolo della coppia equilibrante

punto B avrà valore pari a $N + V * \frac{h}{b}$ mentre, nel punto A risulterà un'assiale ridotta pari a $N -$

$V * \frac{h}{b}$; naturalmente, i valori sui connettori inferiori saranno speculari.

Si fa notare la quasi uguaglianza tra i rapporti geometrici h e b , che rendono la distribuzione

simmetrica nel caso TGL90 ad esempio. Si analizzano ora le condizioni limite del problema, al

fine di capire in realtà quale sia la variabilità nella distribuzione di forze.

Caso Limite 1:

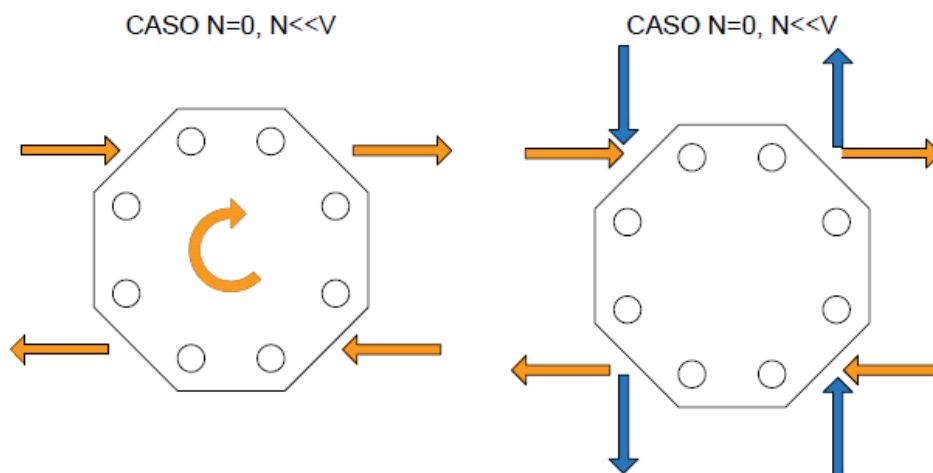


Figura 5-34: Caso limite 1 per l'utilizzo all'estremità della piastra MI.

In questo caso, di puro taglio, si genera la configurazione descritta in precedenza, ovvero la combinazione di nome TGL90.

Caso 2:

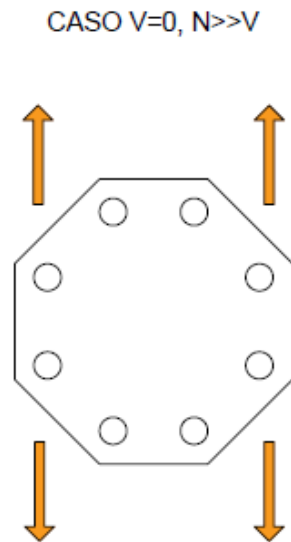
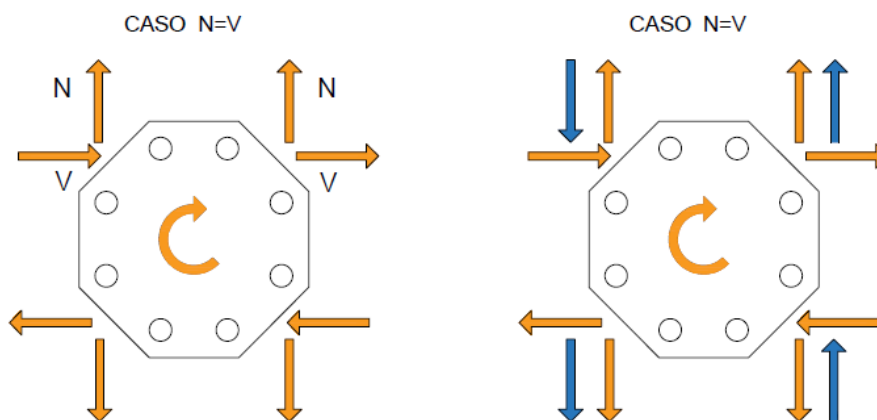


Figura 5-35: Caso limite 2 per l'utilizzo all'estremità della piastra MI.

In questa configurazione, di pura trazione, tutto va relativamente bene: si è mostrato come la piastra sia in grado di resistere molto bene ad azioni di pura trazione, anche leggermente inclinate, ad esempio nella combinazione di carico chiamata TR45TR45. La configurazione di trazione pura, rappresentata in Figura 5-35 come caso limite, non può effettivamente esistere all'atto pratico poiché senz'altro esisterà un taglio; la trazione sul connettore deriva infatti da un momento flettente.

Caso Limite 3:



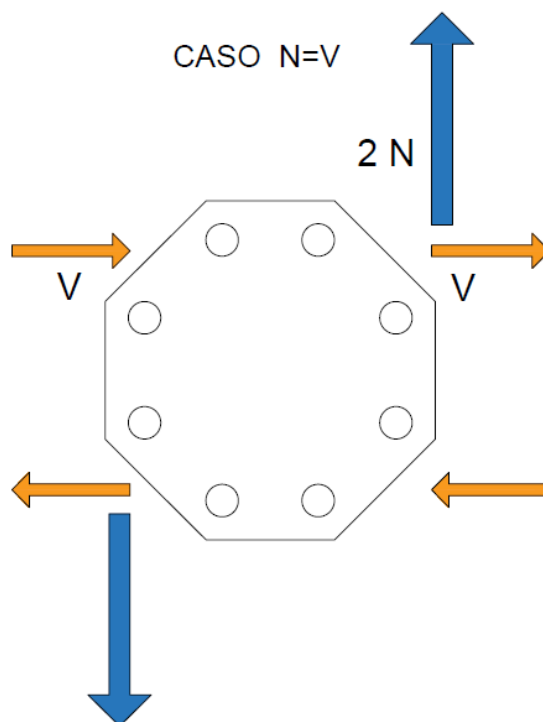


Figura 5-36: Caso limite 3 per l'utilizzo all'estremità della piastra MI.

Questo è un caso molto realistico, che pone la piastra nella peggior situazione pensabile: applicando infatti una forza di trazione ed un taglio derivanti dal calcolo dell'edificio, se di entità simile, una bullonatura sarà soggetta a metà del taglio, come immaginato, ma sarà assialmente scarica. L'altra bullonatura, di contro, si troverà a dover sostenere lo stesso taglio e tutta la trazione che idealmente sarebbe distribuita sulle bullonature in parti uguali. La forza risultante, definendo $N=V$ =metà del carico totale applicato sulla piastra intera, sarà pari a $\sqrt{5} N$, mentre immaginando la situazione senza coppie parassite, il progettista si aspetterebbe una risultante a 45° pari a $\sqrt{2} N$. La differenza di carico è notevole, con un aumento pari al 60%; il cambio di inclinazione della risultante, da 45 a 30° rispetto alla situazione senza coppie equilibranti, non ha invece una rilevanza così determinante.

Per quanto visto finora, occorre limitare l'utilizzo di questa configurazione; seppure essa permetta di sostenere delle azioni di taglio rispetto alla configurazione ideale con piastra MO di bordo, di contro l'utilizzo della piastra MI porta benefici molto limitati dal punto di vista della resistenza a trazione pur avendo raddoppiato i connettori X-ONE disposti. È importante sottolineare che gli effetti descritti in precedenza non si riescono a cogliere nella modellazione FEM di un edificio, pur utilizzando il metodo a bielle equivalenti per approssimare la connessione di X-RAD, che è in realtà lo strumento più adatto ad approssimare il comportamento della connessione. Questo

avviene perché, non avendo la configurazione a bielle una forma chiusa, non si riscontra alcuna reazione equilibrante della distorsione a taglio subita.

Dunque, al fine di fornire comunque uno strumento di semplice utilizzo in caso di necessità, è stato svolto un calcolo ulteriore per ricondurre queste considerazioni allo strumento di facile utilizzo quale è il dominio di interazione. La metodologia di ri-dimensionamento della frontiera viene di seguito spiegata, e viene effettuata considerando il dominio dell'X-ONE posto a destra, in riferimento all'esempio di Figura 5-36, poiché il connettore di sinistra risulta sempre il meno sollecitato.

Di seguito la procedura seguita a questo scopo accompagnata da esempi numerici. Consideriamo tre coppie di azioni N e V sull'intera connessione; queste avranno un determinato rapporto N/V, scelti in riferimento ai "casi limite" precedentemente analizzati.

N GLOBALE	V GLOBALE	N	V	N/V
90	1	45	0,5	90
45	45	22,5	22,5	1
2	80	1	40	0,03

Tabella 5-14: Azioni d'esempio sulla piastra MI utilizzata su nodo esterno.

Le azioni, prese erroneamente senza le reazioni equilibranti del taglio, potrebbero essere confrontate direttamente quindi con il dominio del connettore; in questo caso, il dominio ha valori inferiori nel secondo quadrante, ovvero tra 90 e 180° secondo la convenzione fissata, e sarà quindi questo il caso dimensionante. Si mostra la verifica fittizia descritta:

N	V	N/V	Valore di V da dominio a 90-180°	Valore di N da dominio a 90-180 °	Verifica ipotetica
45	0,5	90	0,53	47,93	OK
22,5	22,5	1	42,43	42,43	OK
1	40	0,03	47,84	1,20	OK

Tabella 5-15: Verifica ipotetica sul connettore idealmente più sfavorito.

In questo caso si è effettuata un'intersezione tra la retta di inclinazione N/V e la frontiera del dominio; le azioni sollecitanti risultano minori di quelle resistenti, che si mostrano scomposte in tabella. A questo punto si introducono i valori reali delle azioni sollecitanti, a seguito del

raggiungimento dell'equilibrio, per le tre coppie di azioni; il connettore più sollecitato sarà a questo punto da verificare nel dominio tra 0 e 90°. Al fine di comprendere le implicazioni di questa verifica, si riportano i valori tabellari.

N	V	N/V	Verifica ipotetica	Valore reale di N	N/V reale	Valore di V da dominio a 0-90°	Valore di N da dominio a 0-90°	N applicabile	Verifica effettiva
45	0,5	90	OK	45,53	91,06	0,53	47,93	47,38	OK
22,5	22,5	1	OK	46,24	2,06	21,95	45,12	21,95	NO
1	40	0,03	OK	43,21	1,08	39,62	42,80	0,99	NO

Tabella 5-16: Confronto tra situazione ideale e reale, configurazione nodo esterno.

In questo caso le azioni resistenti sono state identificate nel primo quadrante del dominio, correggendo il rapporto N/V in base al reale valore di N ed intersecando il dominio. Come possibile vedere, la verifica non torna in due casi; si riporta anche la massima N che, al valore di taglio applicato sulla piastra, potrebbe essere applicata. Di seguito un'immagine rappresentativa dei valori confrontati sul dominio.

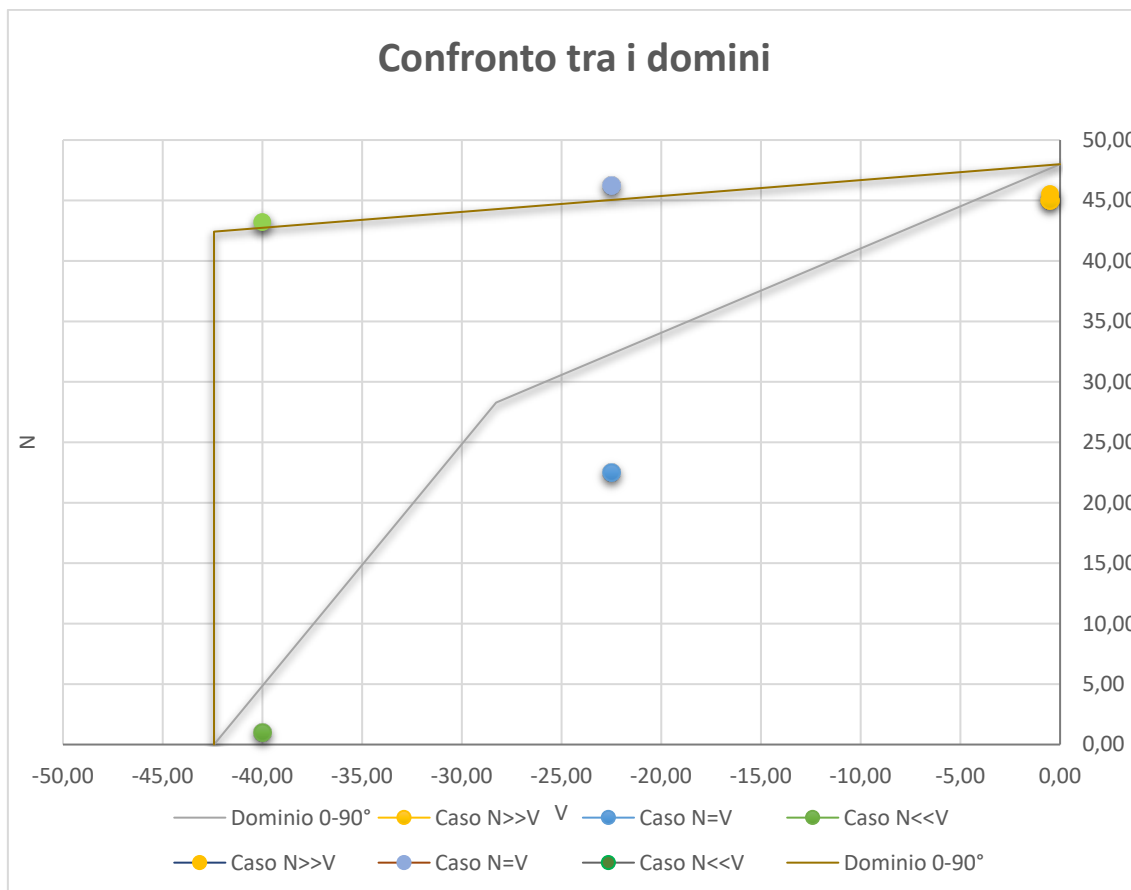


Grafico 5-1: Confronto tra le verifiche ideali e reali sul connettore più sollecitato. Configurazione della piastra MI sul nodo esterno.

Risulta quindi semplice osservare come la reale distribuzione di azioni sorpassi quanto ammesso dai domini, seppure i valori non modificati della coppia di azioni fossero ampiamente compresi nel campo ammissibile. Dunque, seguendo la logica della massima N ammissibile per un certo livello di taglio, è stato realizzato un dominio per facilitare l'uso della piastra. Fissando diversi valori del rapporto N/V di partenza, ed incrementando questo indice secondo le elaborazioni analitiche svolte in precedenza, è stato possibile determinare le angolazioni delle ipotetiche risultanti. Intersecando poi il dominio del connettore tra 0 e 90° sono state trovate le coppie di azioni di frontiera; a questo punto, procedendo a ritroso, è stata ricavata la massima azione assiale applicabile. Di seguito si mostra il dominio ottenuto da questo approccio, rappresentato sulla frontiera dalle coppie V, N ammissibile; si può constatare la sua efficacia in riferimento ai valori delle tre coppie analizzate in precedenza, che vengono riportate così come da output di calcolo senza l'equilibrio al taglio.

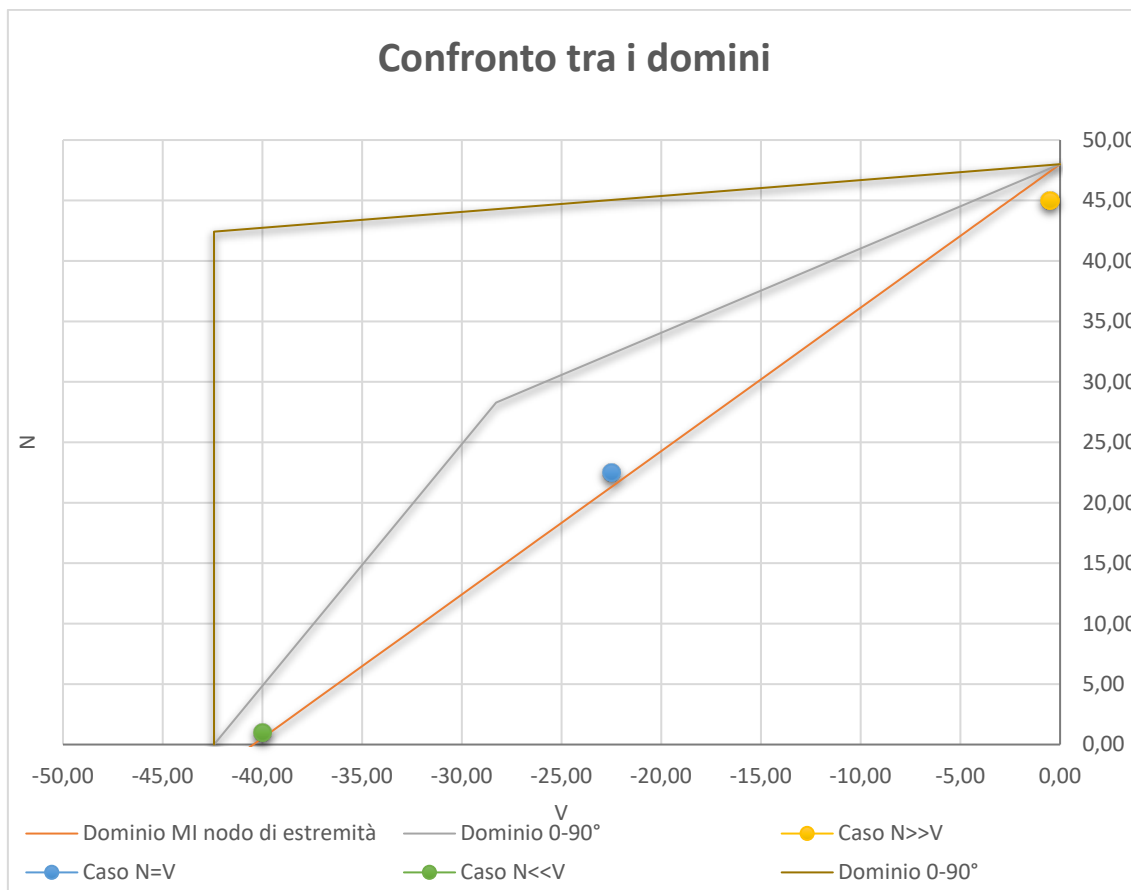


Grafico 5-2: Dominio appositamente modificato per la configurazione della piastra MI sul nodo esterno.

Il dominio risulta quindi rettilineo, in un quadrante del grafico N-V, ed è applicabile sul singolo connettore, analogamente a quanto fatto per il resto delle combinazioni di carico, in riferimento però alla configurazione del nodo esterno.

5.3. IPOTESI DI PIASTRE MID PER PROGETTAZIONE DISSIPATIVA

Questo capitolo si propone di indagare un possibile sviluppo del sistema X-Mini, sulla scorta delle innovazioni raggiungibili da questo sistema costruttivo. I lavori presentati nel paragrafo 4.2 sono indubbiamente una fonte di ispirazione allo sviluppo di questa indagine, e particolarmente lo è il principio fondamentale a cui si appoggiano questi, ovvero l'utilizzo di sistemi dissipativi per snervamento utilizzati come elementi sacrificabili e sostituibili. Questa filosofia costruttiva è applicabile sul sistema costruttivo in analisi rendendo dissipative le piastre MI ed MO, e pensando inoltre anche alla sostituzione delle dette componenti. Nei riguardi dei connettori innovativi precedentemente illustrati infatti, le piastre di X-Mini sono fissate tramite una bullonatura ad un componente in acciaio, e quindi non soggette alle incertezze del fissaggio su legno; a differenza degli altri sistemi inoltre, la loro posizione baricentrica rispetto alla parete permette una distribuzione simmetrica delle azioni, non attivando componenti eccentriche e indesiderate. Inoltre, come ulteriore sicurezza nei confronti del modo di rottura previsto, non c'è il rischio di cambiare il comportamento della connessione cambiandone la configurazione, poiché questa è unica e non passibile di errori. Come ulteriore istanza, si sottolinea anche che, nel caso di successo nell'intento di rendere efficaci le piastre come dissipatori, la sostituzione post sisma sarebbe potenzialmente semplice, potendo facilmente rimuovere i bulloni ed avvitando infine la nuova piastra; questo punto verrà discusso in seguito.

Dunque, fissato lo scopo e le ragioni di questa progettazione, è necessario definire il target da raggiungere in termini strettamente numerici. Facendo riferimento alle NTC 2018, le strutture in CLT progettate in modo dissipativo possono rientrare solamente in Classe di Duttività Bassa, avvalendosi di un fattore di sovra resistenza $\gamma_{Rd}=1,3$ tra le componenti duttili e quelle fragili. Di seguito le tabelle di riferimento, al punto §7.2.2 e §7.3.1 della normativa.

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Ra}	
			CD"A"	CD"B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-	
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovrarresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovrarresistenza definiti al § 7.9.5			

Figura 5-37: Fattori di sovrarresistenza γ_{Ra} da NTC 2018. Fonte:[25]

Tipologia strutturale	q_0	
	CD"A"	CD"B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_w/α_1	3,0 α_w/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_w/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	4,0 α_w/α_1	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate		
Strutture con controventi eccentrici	5,0 α_w/α_1	4,0
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 α_w/α_1	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 α_w/α_1	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni		
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati	3,0	2,0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		2,5
Strutture cosiddette miste, con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti		
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali		1,5

Figura 5-38: Valori massimi di q_0 del fattore di comportamento allo SLV da NTC 2018. Fonte:[25]

L'obiettivo è quello di ottenere un fattore di struttura $q=2,5$, ed il fattore di sovra resistenza è quello indicato, pari a 1,3, come detto. Al fine di perseguire l'obiettivo della tesi, si identifica la componente sovra-resistente nella connessione, ovvero X-ONE Mini, come discusso in precedenza. Le piastre di tipo MID dovranno quindi essere progettate per lo stesso dominio di progetto del connettore scalato utilizzando γ_{Rd} ; tuttavia, al contrario della versione non dissipativa delle piastre, dove esse devono ottenere una resistenza maggiore o uguale della frontiera del dominio di X-ONE Mini, l'approccio dissipativo consta invece nella progettazione della piastra in maniera inversa dal punto di vista del dominio di resistenza, avvicinandosi il più possibile alla frontiera, ma dall'interno, poiché il minimo valore deve essere garantito. Di seguito il dominio ridotto per la progettazione in capacità:

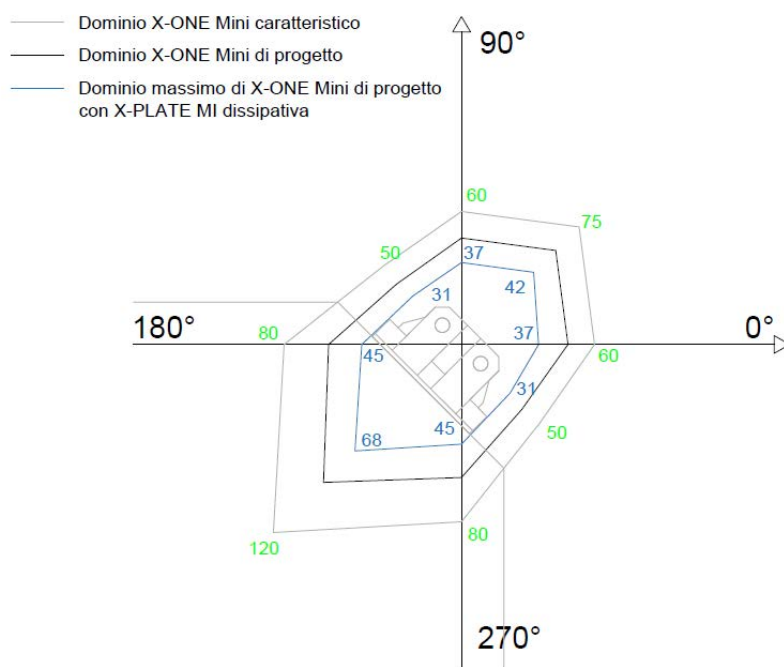


Figura 5-39: Dominio di X-ONE per progettazione di MI dissipativa

Come ipotesi iniziale, tuttavia, si è proceduto ad ipotizzare delle versioni della sola piastra MO, con un cambiamento di forma volto a favorire lo sfruttamento di un comportamento duttile della connessione; questo avviene poiché sostanzialmente il comportamento di questa piastra è maggiormente controllabile, uniassiale e quindi ottimizzabile al fine della sola sollecitazione di trazione. La piastra MI infatti, data la sua posizione, si trova ad essere caricata in maniera non conveniente ad un approccio duttile, poiché, se soggetta a compressioni elevate, potrebbe instabilizzarsi data la riduzione di sezione resistente necessaria per ottenere un componente dissipativo. Si mostrano dunque dei casi di utilizzo possibili della progettazione di tipo dissipativo per la piastra MO.

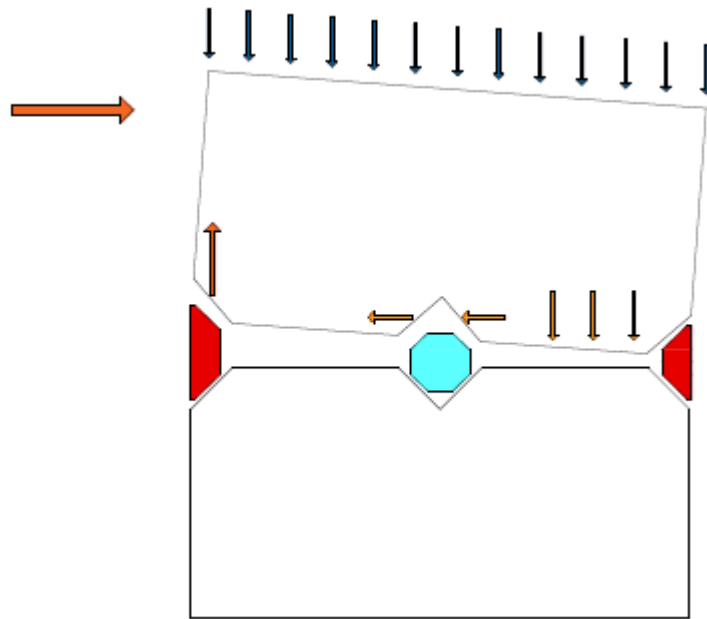


Figura 5-40: Configurazione tipo delle pareti con piastra MO dissipativa.

Questo è un caso comune di due pannelli collegati con il sistema X-Mini; la tal configurazione in generale può manifestare un comportamento dissipativo, poiché le piastre MO lavorano a trazione. Potrebbe essere possibile anche accoppiare dei pannelli singoli con piastre MO agli angoli, al fine di fornire un'ulteriore risorsa post-elastica a tutte le pareti, e non solo alle estremità. Di seguito una parete tipo:

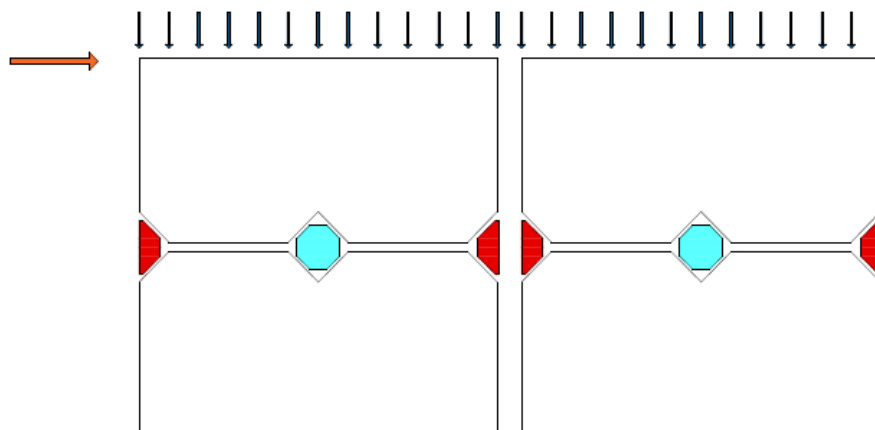


Figura 5-41: Esempio di parete realizzata con molti elementi dissipativi MO.

Quanto mostrato nelle figure soprastanti è il meccanismo per cui la piastra in questione è messa nelle condizioni di lavorare secondo le ipotesi. Come per gli edifici in legno assemblati con connessioni di tipo tradizionale però, uno dei problemi delle ipotesi di duttilità di un edificio è il carico assiale che interviene sulle pareti; il carico dei solai, infatti, quando insiste sulla parete, che altro non è che una sezione presso-inflessa, potrebbe essere tale da non innescare l'entrata in

trazione della piastra MO. Sebbene questo sia, in generale, positivo, poiché da solo il peso d'esercizio stabilizza l'edificio, nell'ipotesi di progettazione dissipativa vengono a mancare le caratteristiche di duttilità delle connessioni; a quel punto infatti l'unico intervento delle connessioni è fornito nei confronti del taglio e, date le ipotesi di progettazione delle piastre, l'unico contributo proviene dalla piastra MI. Tuttavia, questa resta un elemento pensato in campo elastico e quindi non è in grado di dissipare energia; la questione è aggravata dal fatto che il fattore di struttura non trovi un effettivo riscontro, e le azioni derivanti da sisma siano quindi incrementate di q volte. Dunque, le piastre MI e gli stessi connettori X-ONE Mini non riuscirebbero nemmeno a reggere i carichi di taglio effettivi, a meno di carichi sismici irrilevanti o eccessivo sovra dimensionamento.

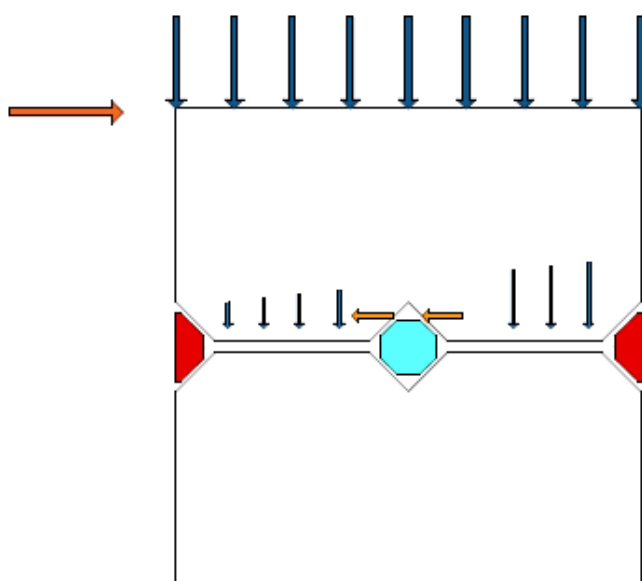


Figura 5-42: Situazione di carico assiale elevato sulla parete.

La considerazione riguardo al carico assiale deriva da quanto evidenziato nel paragrafo 3.2, in cui si sottolineava, grazie alle considerazioni dello studio [18], la presenza di un “carico di innesco” dell’HD; la problematica, portata ai discorsi di duttilità dell’edificio, è piuttosto rilevante, come detto. A testimonianza di ciò si vuole fare un esempio riguardante le strutture in legno con connessioni tradizionali. Si dia il caso che, utilizzando degli HD a chiodatura parziale si riesca a garantire un comportamento dissipativo di questi, bypassando i problemi di gerarchia delle resistenze, di valutazione delle rigidzze dell’edificio, e l’assenza di test a carico ciclico, ovvero le tematiche presentate nel capitolo in questione. Qualora ci fosse un’elevata azione assiale sollecitante l’edificio, tale da stabilizzare di per sé le pareti durante un evento sismico (con forze parecchio alto date le masse in gioco), gli angolari si troverebbero a sopportare una forza più elevata di quanto progettato, data la non entrata in funzione degli HD, seppure gli angolari stessi

fossero stati dimensionati per sviluppare della duttilità. A questo punto, se anche non avvenissero rotture negli angolari, scenario possibile uscendo dal campo di progetto, certamente si avrebbero rilevanti spostamenti orizzontali; se a conseguenza di ciò dovesse aumentare il carico ribaltante, dato ad esempio dall'effetto $P-\delta^4$, gli HD si troverebbero a sostenere effettivamente un carico di ribaltamento. Tuttavia, la duttilità sviluppabile da questi, e la stessa resistenza per di più, sarebbero di molto ridotte giunti a questo punto, come concluso nel recente studio di Pozza [41] presentato in precedenza; le ipotesi di progettazione dissipativa sono quindi molto remote, e lo scenario realistico è quello in cui una rottura prematura intervenga in qualsiasi caso.

Per quanto riguarda la progettazione con HD e angolari, è probabilmente necessario adottare una progettazione elastica per questi ultimi, al fine di evitare una crisi fragile in questi casi; va anche effettuato un controllo sullo spostamento orizzontale conseguente, per garantire ancora una buona duttilità degli HD qualora dovessero entrare in funzione. Si vuole sottolineare la rilevanza di questo problema nelle sue implicazioni: senz'altro esse devono portare a valutazioni più raffinate sul ruolo delle connessioni in caso di azione assiale elevata, poiché la duttilità, se sviluppabile in pochissime componenti dell'edificio, corrisponderà ad una bassa energia dissipata e ad un'azione sismica più elevata.

Tornando a focalizzare queste considerazioni sul sistema costruttivo X-Mini, risulta conveniente pensare ad un meccanismo dissipativo anche sulla piastra MI, perlomeno nei confronti del taglio, anche perché il comportamento osservato nel caso di carico TGL90, mostra un buon livello di sforzo interno, che se indirizzato potrebbe portare a plasticizzare alcune parti adeguatamente pensate. Certo è che le riflessioni appena effettuate sul ruolo dell'azione assiale si riflettono anche su questo sistema costruttivo, complicando le ipotesi fatte in precedenza sul comportamento delle piastre; ad esempio, essendo la MO un'equivalente dell'HD, si potrebbe dover indagare quale sia il suo comportamento se sottoposta anche a del taglio, e non solo in termini di rifollamento come visto nel paragrafo 5.2.2. La versione duttile, soprattutto, potrebbe avere dei problemi in termini di rigidità, che la porterebbero a deformarsi facilmente qualora la parete manifestasse degli scorrimenti rilevanti; a quel punto il comportamento duttile a trazione potrebbe esserne compromesso.

Si presenteranno dunque le ipotesi di piastre MO ed MI adatte ad una progettazione dissipativa, anche in relazione delle considerazioni effettuate, che troveranno altro spazio a conclusione

⁴ L'effetto $P-\delta$ corrisponde all'aumento del carico ribaltante dovuto allo spostamento δ del punto di applicazione del carico P, dovuto in questo caso al comportamento dinamico dell'edificio sollecitato da un sisma

dell'elaborato; si vogliono illustrare alcune considerazioni dal punto di vista tecnologico rispetto alla tematica presentata.

Considerazioni sulla sostituibilità

Dal punto di vista tecnologico, la soluzione è molto più integrabile nell'edificio rispetto ad altri sistemi visti nell'elaborato; ad esempio, come per X-RAD, potrebbero essere realizzate delle componenti come X-SEAL deputate ad assolvere ai requisiti di tenuta all'aria, al vento, isolamento termico e resistenza al fuoco. Inoltre, la disposizione puntuale di questi ancoraggi rende facilmente identificabile i punti di intervento, contrariamente a quanto avviene sui sistemi costruttivi tradizionali.

Come prima esigenza, dato il fatto che si ammetteranno degli scorrimenti reciproci tra i pannelli, propri del comportamento duttile delle connessioni, vi è la necessità adattare le soluzioni di involucro all'assorbimento degli spostamenti, ed all'intervento di sostituzione. Pensando dunque ai connettori utilizzati per queste piastre (MI ed MO), sarà necessario garantire l'accessibilità dall'interno e dall'esterno dell'edificio, per raggiungere sia la testa del bullone, sia il dado. Per quanto riguarda l'interno della parete, si effettua una riflessione sulla posizione della bullonatura: essa si troverà all'incirca a 10cm dal filo del solaio al grezzo e dunque, pensando ad una tipica soluzione del pacchetto di solaio in CLT, sicuramente sotto al piano del finito. Sarebbe dunque necessario predisporre una botola nella pavimentazione, di dimensione sufficiente a permettere ad un operatore di allentare e poi rimuovere i bulloni; tuttavia, resta problematico l'intervento sulle bullonature inferiori, che si trovano in spessore del solaio grezzo; la tolleranza tra la risega praticata nel pannello e la parete è solitamente di 5 mm, quindi lo spazio disponibile tra bullone e pannello di solaio si riduce a pochi centimetri. Si mostra una schematizzazione del dettaglio tipico per chiarire la difficoltà espressa, dove si mostrano le posizioni dei bulloni; il dettaglio originario è stato ottenuto dalle librerie di dettagli messi a disposizione dalla Rothoblaas s.r.l.

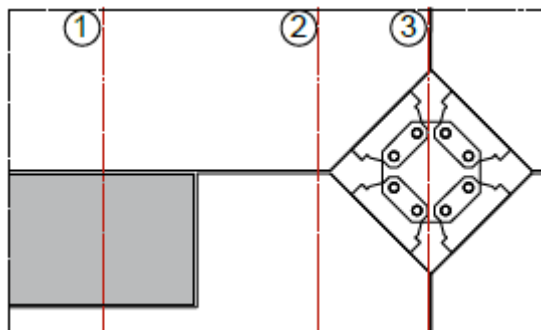


Figura 5-43: Nodo tipico di utilizzo della piastra MI, vista prospettica.

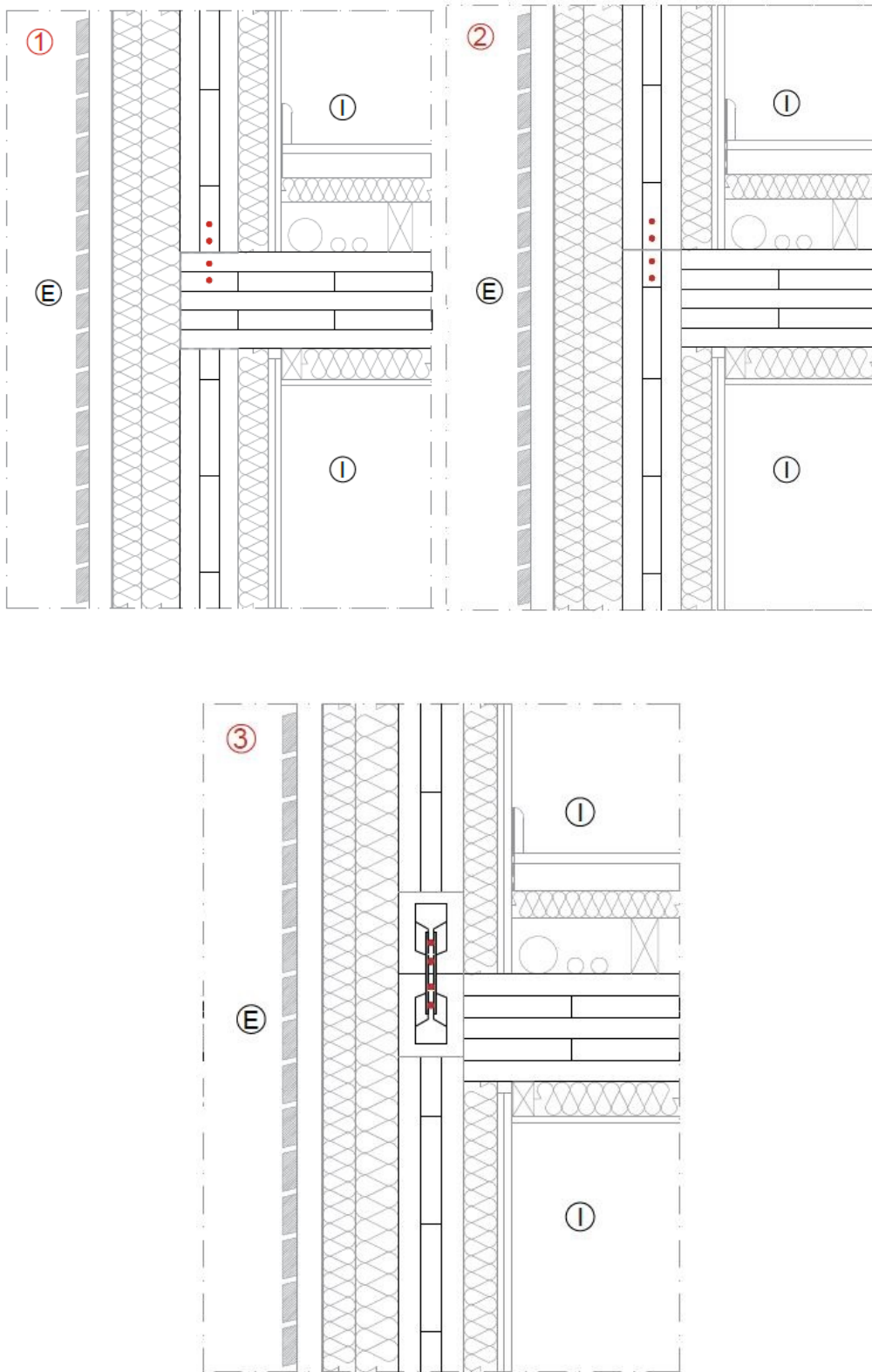


Figura 5-44: Schematizzazione, in sezione verticale, del nodo tipico pareti-solaio con MI, nelle posizioni indicate in figura; si evidenzia la posizione delle bullonature.

L'utilizzo di questo collegamento standard tramite una bullonatura rischia quindi di compromettere la potenzialità del sistema; tuttavia, esiste un'alternativa, che consiste nell'utilizzo di dadi a saldare sulla piastra interna. Questi sono dadi speciali, dotati di bugne, che vengono saldati mediante saldatura a proiezione oppure mediante saldatura a scarica capacitiva; sono inoltre realizzati in acciaio adatto a questo tipo di lavorazione. Si



Figura 5-45: Dado a saldare. mostra un'immagine del dado in questione.

A questo punto, in fase di montaggio delle due piastre, si potrà operare direttamente dall'esterno, così come per tutta la fase di sostituzione; non è necessario dunque disporre di ispezionabilità interna, almeno per questa esigenza. Per ciò che riguarda l'esterno della parete invece, si rende necessario garantire una semplice accessibilità ai componenti; inoltre, se si dovessero evidenziare livelli di spostamento interpiano importanti e scorrimenti tra pareti adiacenti, potrebbe essere necessario disaccoppiare gli elementi di involucro. Per quanto riguarda la soluzione più comune

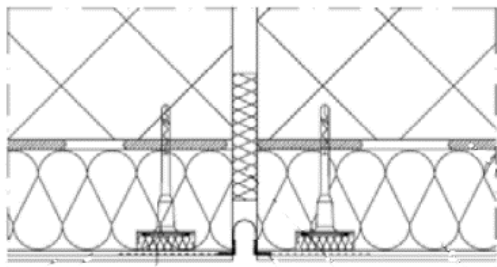


Figura 5-46: Dettaglio in sezione orizzontale di un giunto strutturale su cappotto.

attualmente in uso per la coibentazione degli edifici, ovvero l'isolamento a cappotto, le separazioni solitamente praticate riguardano i giunti strutturali degli edifici; queste vengono realizzate mediante la vera e propria interruzione del rivestimento, applicando inserti nel giunto ed elementi plastici nel momento della rasatura per ricucire l'apertura.

Probabilmente l'applicazione di tali elementi risulta problematica sia per la possibile creazione di ponti termici, sia per la tenuta all'aria, poiché si andrebbe ad evidenziare la discontinuità tra i pannelli, portandola fino all'estradosso; oltretutto, esteticamente si immagina poco gradevole. Comunque, proseguendo nell'ipotesi di adottare la soluzione proposta, in corrispondenza della connessione X-Mini, si potrebbe creare un riquadro di isolante contornato da elementi di questo tipo, che permettano quindi i movimenti reciproci di tale quadrilatero; la soluzione cos' definita appare ancor meno integrabile dal punto di vista architettonico, nonostante garantisca la sostituibilità degli elementi con pochi danni al rivestimento.

Un'ipotesi alternativa potrebbe invece essere quella di non adottare criteri particolari in grado di permettere le deformazioni dell'involucro, ma lasciare il cappotto come elemento di evidenza di un danno che abbia necessità di sostituzione. Un altro problema infatti, per quanto riguarda la possibilità di sostituzione dell'elemento, è capire quando questa sia necessaria; si potrebbe dunque utilizzare il sistema di rivestimento per valutare la necessità di intervento, ad esempio garantendo che il materiale isolante, con i suoi ancoraggi, sia in grado di deformarsi sotto carichi

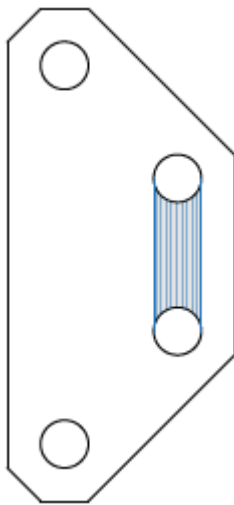
d'esercizio, ma, oltrepassati quei carichi, manifesti rotture che vanno a segnalare il problema. È chiaro che questa filosofia va considerata anche per gli elementi interni; questa possibilità rimane dunque aperta nell'ottica della resilienza ai carichi sismici.

Per quanto riguarda invece un'altra soluzione di involucro molto comunemente utilizzata per edifici in legno, ovvero la facciata ventilata, le considerazioni per ovviare agli spostamenti sono le stesse fatte per l'isolamento a cappotto, quando usato con gli adeguati elementi di separazione; questa tecnologia di involucro risulta forse più adatta da un punto di vista estetico, poiché i giunti verrebbero nascosti dalla soluzione di rivestimento. Come accortezza ulteriore, oltre alla separazione dei montanti tra i diversi piani, sarebbe opportuno adottare la separazione del rivestimento tra i diversi pannelli di parete, adottare delle soluzioni di connessione che permettano gli spostamenti, ad esempio attraverso asole oppure ancora realizzare un raddoppio delle strutture di supporto; ulteriore caratteristica del sistema di facciata dovrebbe essere la rimovibilità indipendente delle componenti di rivestimento attorno alle piastre, così da permettere una sostituzione agevole dei connettori snervati. Sebbene la soluzione a facciata ventilata abbia delle buone potenzialità, in caso di necessità di intervento, il rivestimento esterno potrebbe nascondere il problema, poiché vi è un certo distacco tra le superfici di questo e la parete stessa. Il tema del monitoraggio della deformazioni delle piastre, correlato a spostamenti interpiano o ad altri fattori, è dunque strettamente legato alle soluzioni di involucro di norma considerate, e dovrà essere un elemento di ulteriori indagini future.

5.4. DISCUSSIONE E RISULTATI

5.4.1 PIASTRA MO

Come osservato dalle analisi sulla versione sovra-resistente, lo stato di sforzo interno è abbastanza basso, mentre lo spostamento avviene anche sull'asse x poiché la distribuzione della rigidità assiale non è omogenea e questo causa una differenza nelle forze agenti sui bulloni. Al fine di favorire un maggior sfruttamento del materiale interno e di regolarizzare lo spostamento della piastra in trazione, è stato praticato un foro in zona non baricentrica, ed un intaglio laterale.



Nell'immagine a sinistra, si fa notare la sezione più rigida della piastra, che raccoglie parecchio sforzo rispetto al complessivo. Nell'immagine di destra si vede invece l'intaglio circolare ed il foro, volti proprio ad indebolire la sezione: così facendo, si indebolisce la piastra, provando inoltre a regolarizzare la rigidità, rispetto all'altra direttrice di sforzo posta tra i bulloni lontani.

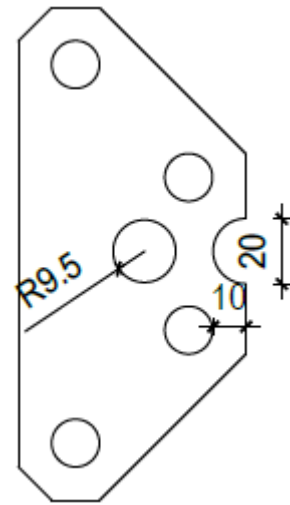


Figura 5-48: Direzione di maggior rigidità, piastra MO.

Figura 5-47: Piastra MO dissipativa, quotata in mm

Si vuole sottolineare che queste modifiche sono state ispirate non solo dal reale comportamento della piastra, ma anche dai sistemi esistenti nel campo delle costruzioni metalliche, ovvero sistemi atti a favorire lo snervamento nelle travi in acciaio: questi sistemi sono denominati "dogbone" [72] [73] data la loro particolare conformazione (Figura 5.49).

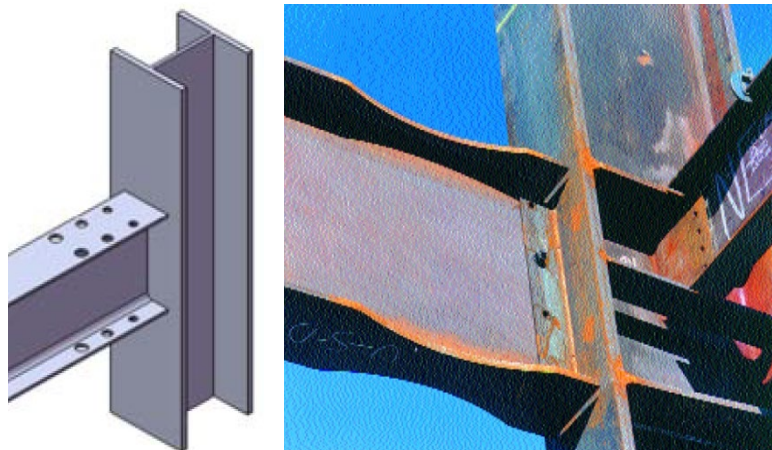


Figura 5-49: Dogbone connection. Fonte: [72][73]

In particolare, la similitudine tra le componenti è data dal fatto che, essendo queste conformazioni a clessidra praticate sulle ali dei profilati ad “I”, esse siano sottoposte prevalentemente ad azioni assiali; certamente, esiste anche una componente flessionale non comune al caso delle piastre MO.

Si riportano i grafici dello spostamento lungo x per le due piastre durante gli incrementi di spostamento, al fine di dimostrare il ragionamento effettuato nei riguardi della distribuzione di rigidezze.

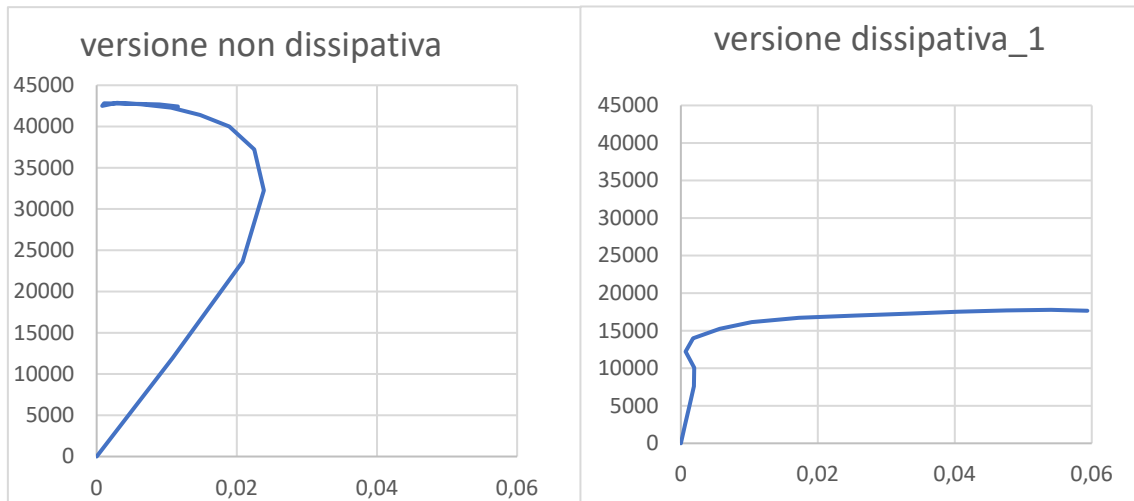


Figura 5-50: Spostamenti lungo l'asse x delle due versioni di piastra MO.

Si nota come nella versione duttile, almeno per il ramo elastico, il comportamento sia abbastanza simmetrico.

Si riportano le verifiche svolte, identicamente al caso sovra-resistente.

Piastra MO dissipativa v.1, t=2.5mm, Acciaio S235		
Verifiche di resistenza		
Taglio del Bullone	129,0	kN
Rifollamento	45,5	kN
Block Tearing	101,4	kN
Snervamento della piastra	32,4	kN
Tasso di verifica	87,79%	kN
Valore di rigidezza elastica		
Kser	291,5	kN/mm

Tabella 5-17: Verifiche di riepilogo sulla piastra MO dissipativa, versione 1.

La resistenza delle due piastre è appena al di sotto del dominio di X-mini ridotto del fattore γ_{Rd} ; la distanza tra i fori favorisce una crisi per rifollamento rispetto ad una per block tearing. La

presenza di due piastre garantisce due piani di taglio, per cui la rottura fragile del bullone non risulta essere il meccanismo debole, ancora una volta.

Risultati delle analisi

Dalle analisi elastiche si evince che il livello di sforzo è particolarmente elevato nella sezione appositamente ristretta, sulla scorta di quanto osservato nella piastra sovra-resistente, ed inoltre è alto anche in zona bulloni. Il foro centrale praticato è posizionato in maniera tale da indebolire la parte rigida e causare uno spostamento quasi verticale, senza componente lungo x . L'entità di spostamento su y , in campo elastico lineare, è di 0,107mm, su x è invece di due ordini di grandezza inferiore.

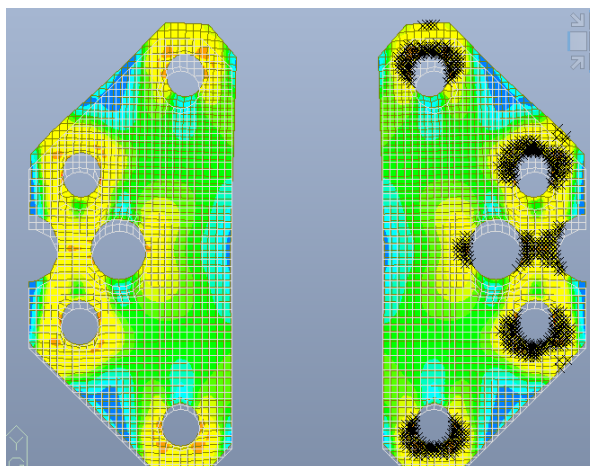


Figura 5-51: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO dissipativa v.1, analisi non lineare

La Figura 5-51, tratta dalle analisi non lineari, mostra gli sforzi corrispondenti all'incirca allo step in cui si raggiunge lo snervamento, in accordo con la bilatera che descrive l'atteggiamento della piastra sotto carico. Come si rileva, lo snervamento corrisponde alla crisi da rifollamento, che coincide con la strizione della zona ristretta; il valore sopra riportato è molto simile al calcolo da Eurocodice 3. Lo sforzo in zona centrale non è particolarmente alto, ma almeno la piastra è bilanciata nei suoi spostamenti.

5.4.1.1 VERSIONE DISSIPATIVA 2

Nonostante i buoni risultati ottenuti dalla versione dissipativa della piastra MO, si teme una rottura indesiderata del tratto compreso tra gli intagli durante l'applicazione di carichi ciclici, dovuto ad un restringimento di sezione forse troppo brusco. Si ritiene opportuno realizzare un'altra versione dissipativa della piastra, con degli intagli più gradualmente, valicando alcuni limiti precedentemente rispettati. Infatti, le distanze dai fori per i bulloni mantenute nell'effettuare gli intagli, sono state

dettate dal garantire la distanza minima del bullone dal bordo, imposta da Eurocodice 3. Tuttavia, l'unico carico applicato è la trazione, e quindi la tal distanza in realtà andrebbe rispettata solamente per la direzione del carico prevista e le direzioni ortogonali. Dunque, si è proceduto ad allungare il foro posto nel mezzo della piastra, realizzando un'asola, ed inoltre ad aumentare il raggio dell'intaglio disposto sul bordo; di seguito un'immagine quotata.

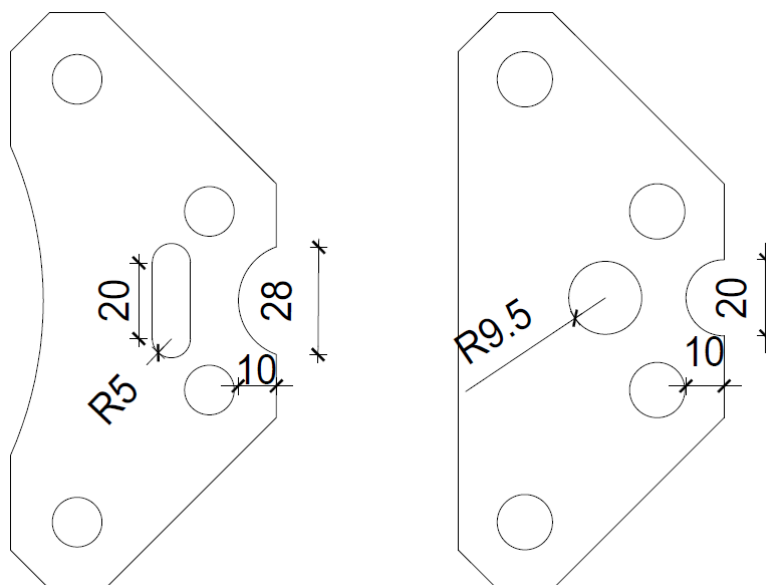


Figura 5-52: Versioni quotate (in mm) della piastra MO dissipativa a confronto.

Con l'utilizzo di questa piastra si perde il beneficio di avere uno spostamento lungo x quasi nullo, tuttavia, per l'entità di quest'ultimo, inferiore di un ordine di grandezza rispetto a quello su y, questo non pare troppo rilevante; inoltre, guardando i grafici di Figura 5-50: Spostamenti lungo l'asse x delle due versioni di piastra MO., è evidente come questa considerazione sia valida solo per bassi valori di carico.

Risultati della analisi

Ciò che si evince dall'analisi elastica è che il livello di sforzo è particolarmente elevato nella sezione appositamente ristretta ed intorno ai fori dei bulloni, in maniera simile alla precedente versione dissipativa; la zona che si evidenzia plasticizzata ha una estensione meno concentrata nei confronti della versione precedente.

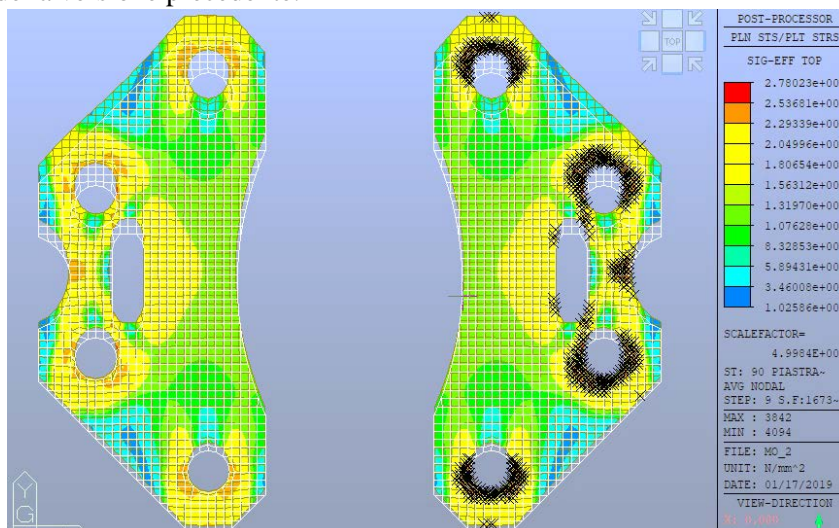


Figura 5-53: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO dissipativa v.2, analisi non lineare

5.4.2 PIASTRA MI

Quanto espresso nella sezione riguardante la progettazione dissipativa è senz'altro un ambito importante d'indagine, che viene ora proposto e approfondito, evidenziando alcune ipotesi semplificative adottate. Come è possibile riscontrare nel dimensionamento delle piastre MI, l'alta azione di compressione riscontrata nel dominio di X-ONE a 225° , diventa dimensionante per tutta la piastra; questo costringe ad uno spessore di acciaio importante per via della necessità di resistenza in compressione, ai meccanismi locali e all'instabilità. La possibilità dell'effettiva presenza di una tale azione assiale, maggiore della trazione speculare, non è scartabile a priori; nella modellazione FEM citata in precedenza a pag.85, svolta al fine di validare il calcolo della configurazione TR45TR45, si è verificato che anche questa eventualità possa avvenire per modi superiori al primo, e dunque va contemplata.

Tuttavia, valutando le entità delle forze in gioco comparate agli spostamenti subiti da X-ONE si pongono dei dubbi sull'effettiva possibilità di manifestazione all'interno delle pareti di tale differenza, soprattutto poiché queste hanno contatto tra di loro, sia sul lato di base che in altezza, e questo fa dedurre che la gran parte della compressione si trasmetta attraverso questi ingranamenti piuttosto che da una piastra con rigidità trascurabile a questo riguardo. Nella figura sottostante, si mostra il meccanismo immaginato per determinare il caso CMP45TR45; si riporta anche il modo alternativo di trasmissione dei carichi di compressione e un'analogia elettrica delle rigidità in gioco.

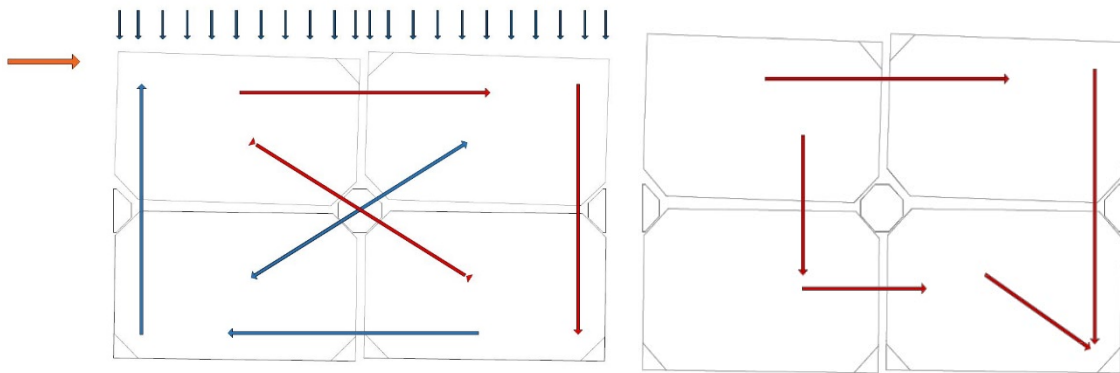


Figura 5-54: Meccanismi di trasmissione del carico di compressione (rosso) e trazione (blu) a sx. Distribuzione del carico di compressione a dx.

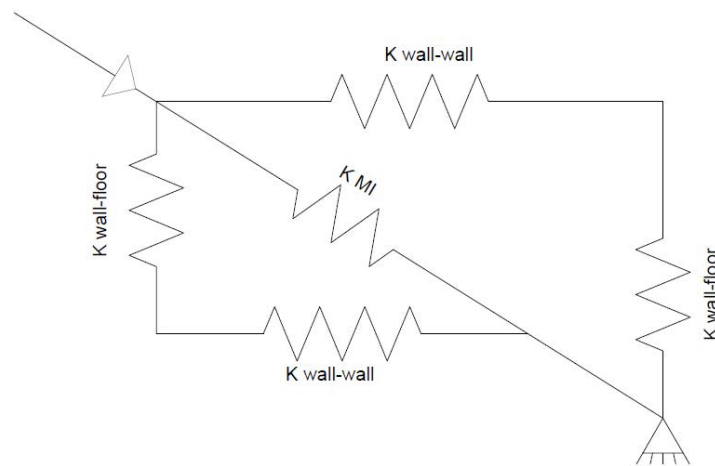


Figura 5-55: Analogia elettrica delle rigidità a compressione.

Come è possibile osservare in (Figura 5-54), la compressione si trasmetterà sicuramente attraverso le pareti; tuttavia, è necessario indagare ulteriormente quanto possa funzionare il bypass nei confronti della piastra MI, al fine di limitarne la grandezza del dominio utilizzato e dunque lo spessore della piastra. Per sviscerare questo tipo di problematica sono necessari dei test volti alla compressione del meccanismo, da svolgersi in futuro; in questo lavoro, invece, si adotteranno delle semplificazioni motivate. In particolare, si ricorda come la reale necessità di rendere la

piastra MI dissipativa sia dovuta alla combinazione di grande azione assiale e forza orizzontale agente sulla parete; nei riguardi delle combinazioni di calcolo utilizzate, questa corrisponde alla combinazione TGL90. Per le necessità dell'equilibrio statico, e la particolare conformazione del componente, il carico che si svilupperà sarà all'incirca uguale in compressione e trazione; di qui la decisione di limitare con questo ragionamento la compressione da dominio. Derivando infatti il taglio massimo dalla massima trazione applicabile, concentrandosi quindi sul primo quadrante, è stato possibile determinare il valore di compressione a 225° ed il taglio agente a 180° .

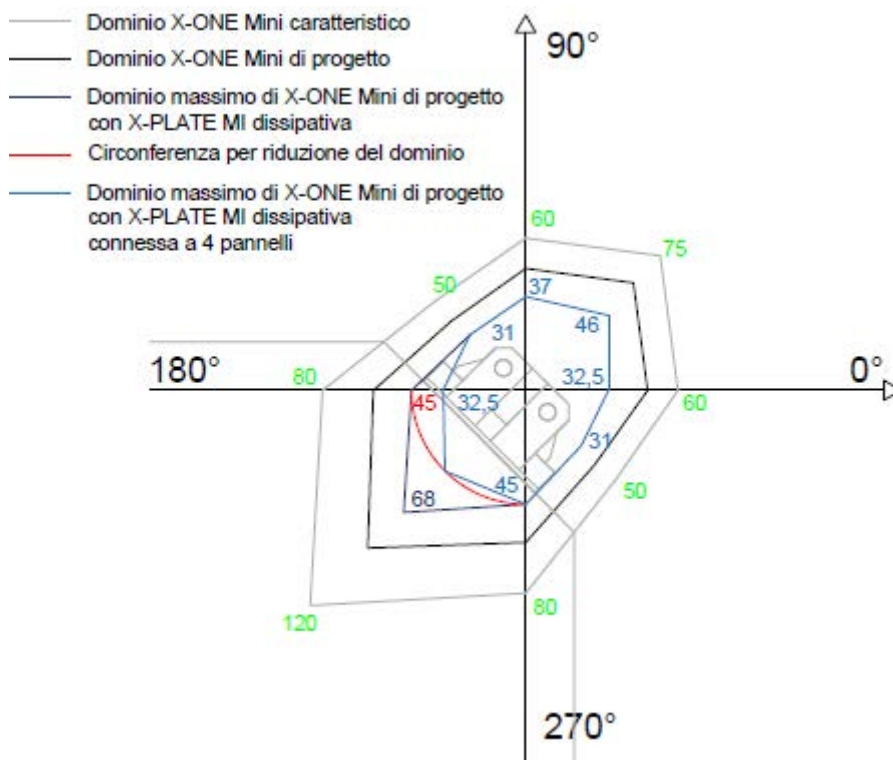


Figura 5-56: Dominio ipotizzato per il dimensionamento della piastra.

La decisione presa considera quindi un valore ragionevole, poiché raggiunge senz'altro lo scopo di avere, in ogni caso di carico immaginabile, delle risorse post elastiche da sfruttare, nei limiti di resistenza chiaramente. Dunque, agli scopi di questo lavoro, si ritiene soddisfacente tale considerazione; valutazioni più dettagliate potranno valutare la loro bontà anche nell'utilizzo di MI tra 4 pannelli per le varie situazioni di carico. Si fa notare anche che, nelle ipotesi di calcolo dissipativo, viene scartata la doppia trazione a 45° , poiché questo effettivamente è un caso piuttosto raro, oltre che sovra-resistente. Sarà compito del progettista valutare la riduzione di duttilità sviluppabile, qualora ritenesse che un modo di vibrare a più flessi fosse altamente incisivo per l'edificio che si pone di progettare. L'alta resistenza a questo meccanismo è dovuta ad un comportamento "a tubo" di tutta la piastra, quando sottoposta a trazione, osservato in precedenza nella piastra non dissipativa.

Al fine di favorire una plasticizzazione della piastra ed uno sfruttamento maggiore del materiale interno, è opportuno ridurre la “sezione resistente” tra le bullonature. A tal proposito, una ipotesi fatta è quella di eseguire dei tagli laser tra i fori della piastra, con sezioni semi-circolari, tenendo unicamente in considerazione la distanza dal bordo utilizzata nella forma iniziale della piastra. Di seguito quanto spiegato.

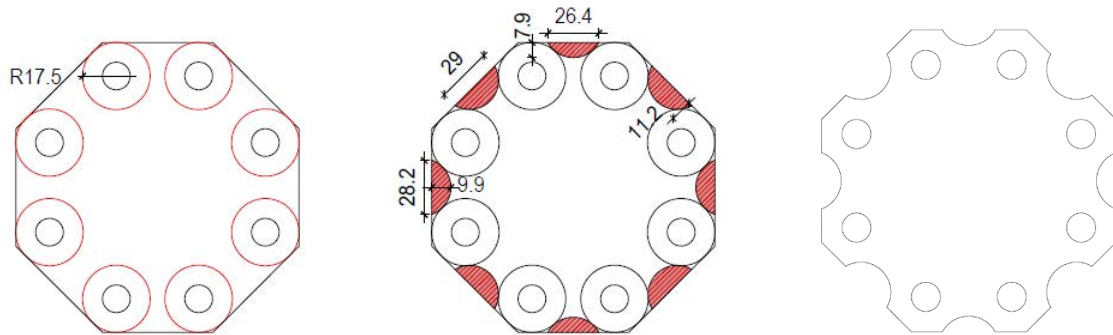


Figura 5-57: Determinazione degli intagli semicircolari sulla piastra MI, per diminuirne la rigidezza.

A valle di queste considerazioni, rimane la questione di riuscire a sviluppare un comportamento duttile ed una opzione è sicuramente ridurre lo spessore della piastra, anche perché le azioni di progetto sono state ridotte dal coefficiente di sovra resistenza. Tuttavia, il fatto che comunque intervenga una compressione sulla piastra, limita questa possibilità per il timore di un possibile comportamento instabile. In quest’ottica, va quindi preferito il mantenimento di una certa inerzia flessionale, per garantirsi da questi meccanismi anche in campo post elastico.

La chiave dell’ipotesi fatta in questa sede è da ricercarsi quindi nella necessità di evitare instabilizzazioni della piastra, ricercata simultaneamente all’indebolimento a trazione. In prima analisi, si è valutato di ottenere il risultato realizzando un foro centrale di dimensioni adeguate, riempito con l’inserimento a pressione di un materiale con rigidezza comparabile; risulta però problematica sia la lavorazione sull’acciaio da inserimento, da formare a “cuneo”, sia l’evitare che durante le sollecitazioni la parte inserita non cada al di fuori della piastra. Risulta però chiaro il meccanismo resistente, che basa la sua resistenza a compressione sullo sfruttamento di tutta la sezione, mentre per i carichi di trazione esso si basa sull’abbattimento della resistenza, limitata poiché lo sforzo è costretto a trasmettersi sulla sola sezione bucata. Al fine di ottenere un principio di comportamento simile, è stato valutato anche l’inserimento di bulloni, che potrebbero adempiere la stessa funzione; è chiaro che la forma di questi sia cilindrica e limitata a diametri commerciali, e che quindi vada trovata la disposizione ideale al fine di ottimizzare quanto di interesse. Il problema che si pone nell’utilizzo di bulloni tradizionali, però, è la tolleranza che va garantita tra bullone e foro, anche nell’ipotesi di filettare il foro della piastra; questo millimetro di distanza tra bullone e filetto, farà intervenire la sezione resistente del connettore cilindrico dopo

un certo livello di deformazione, che potrebbe essere già sufficiente a mandare in crisi instabile la sezione. È stato quindi ipotizzato l'utilizzo di viti autoformanti, capaci di allargare un pre-foro e definirlo esattamente sulla forma posseduta, riducendo senz'altro le tolleranze dimensionali rispetto al caso del bullone. Di seguito vengono mostrate le viti e gli utilizzi attuali; principalmente si tratta di strutture metalliche a tubolari, che con l'ausilio di questa tecnologia possono evitare l'utilizzo di bulloni eccessivamente lunghi o saldature per ovviare alla particolare forma dei tubolari. I diametri commerciali vanno da 2,5mm a 13,4; dopo vari tentativi, si è reso necessario l'utilizzo di questi ultimi. Al fine di spiegarne il posizionamento nella piastra, si mostrano delle immagini.



Figura 5-58: Viti autoformanti (dx) e loro utilizzo (sx)

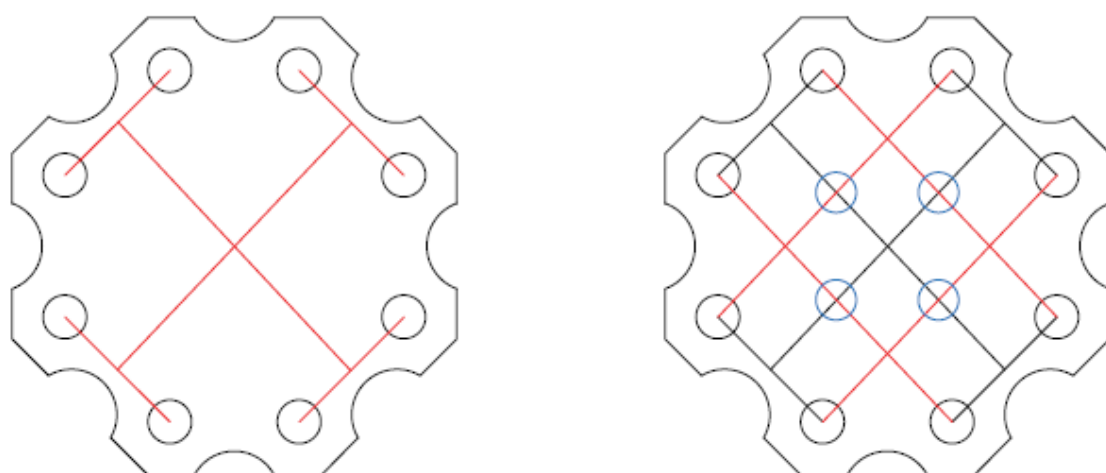


Figura 5-59: Posizionamento delle viti autoformanti sulla piastra MI dissipativa.

Nella figura di sinistra si mostra come, effettuati i tagli di bordo, ci si è preoccupati di trovare gli assi baricentrici della piastra, partendo dai baricentri dei connettori X-ONE Mini. L'immagine di destra mostra il posizionamento delle viti, disposte allineate agli assi baricentrici ed alle bullonature in direzione opposta: in questo modo, gli sforzi di compressione procedono in maniera rettilinea sul loro percorso, mentre quelli di trazione sono costretti a deviare, aumentando in termini di sforzi equivalenti di Von Mises poiché si innescano sforzi taglianti. Di seguito delle immagini volte a spiegare la modifica prospettata nella diffusione degli sforzi (Figura 5-60).

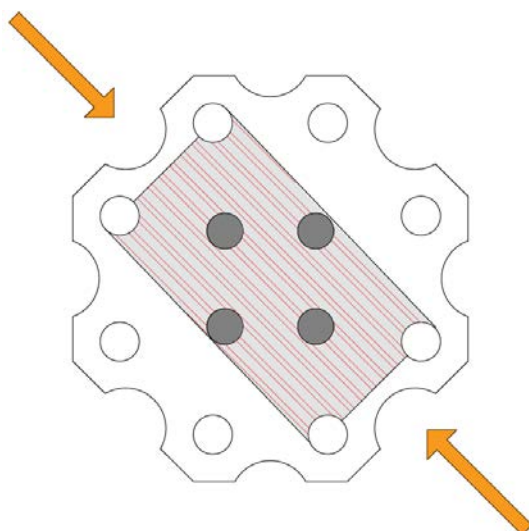


Figura 5-60: Comportamento a compressione immaginato per la piastra MI dissipativa.

Per ciò che riguarda la compressione, ci si attende che la piastra non riscontri una particolare differenza nella diffusione dello sforzo rispetto alla versione originale: il materiale della piastra premerà sul bullone, che lavorerà quindi come parte della sezione d'acciaio reagente.

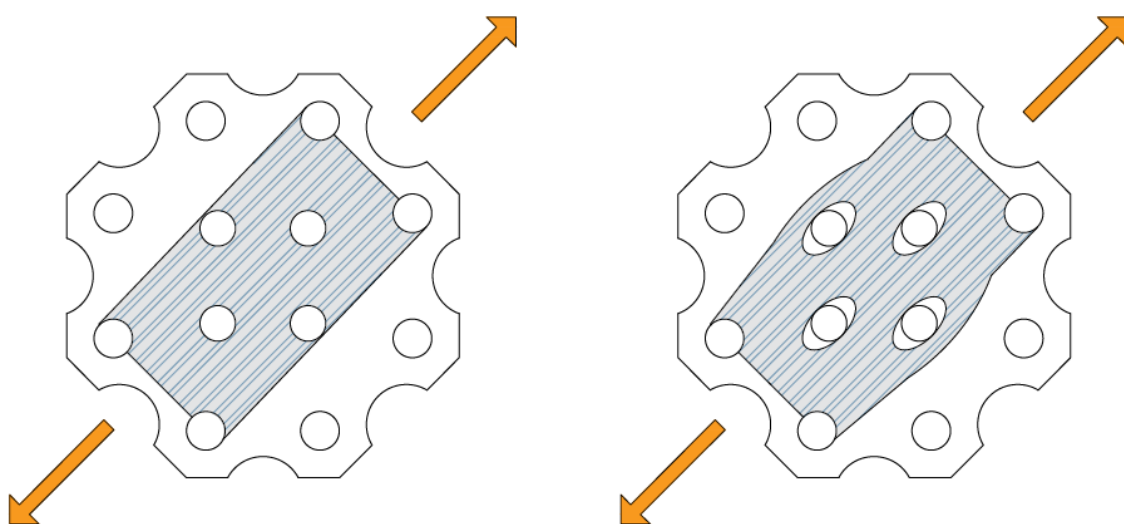


Figura 5-61: Comportamento a trazione immaginato per la piastra MI dissipativa.

Per quanto riguarda la trazione invece, ci si attende che gli sforzi devino, proprio perché impossibilitati a trasmettersi attraverso il bullone, dato che le pareti del foro si allontanano da quest'ultimo. Perciò, all'applicazione di taglio e di compressione-trazione sulla piastra, si attende un comportamento favorevole allo sviluppo di duttilità per via della trazione che interviene su una sezione ridotta, ed una certa sovra-resistenza a compressione. Si osserverà in realtà la formazione di una concentrazione di sforzi sul perimetro del quadrilatero avente come vertici le dette viti, che si deforma a taglio come una sezione quadrata. Il comportamento, che sarà chiaramente visibile nella parte dedicata alle analisi FEM, è dato dal fatto che i carichi di trazione e compressione si diffondono non solo a 45°, come immaginato negli schemi delle figure soprastanti, ma raggiungono anche le bullonature immediatamente vicine a fianco di quelle caricate dalle forze esterne; questo avviene poiché il percorso del carico è più corto e quindi la rigidità assiale non è affatto trascurabile.

Infine, data la difficoltà nel raggiungere una deformazione plastica sul perimetro di questo quadrilatero, sono stati praticati dei piccoli fori, questa volta vuoti, per favorire ancora una volta la deviazione degli sforzi. Di seguito l'immagine della versione definitiva della piastra.

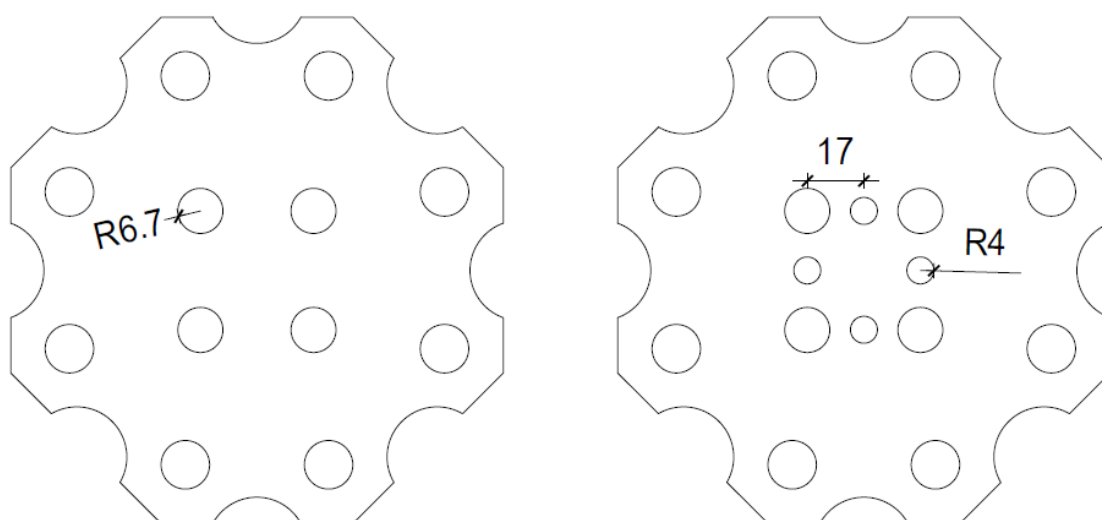


Figura 5-62: Versione di MI dissipativa iniziale (sx) e definitiva (dx)

Lo spessore ipotizzato è di 4mm, e l'acciaio, come per la versione duttile della piastra MO, è l'S235. Per quanto riguarda l'installazione delle viti autoformanti saranno necessari 4 connettori a gambo cilindrico al servizio di due piastre; se l'assemblaggio venisse effettuato fuori opera, sarebbe quindi necessario l'uso di idonei distanziatori per assicurare le posizioni reciproche delle due piastre. Al contrario, in opera questo non sarebbe necessario poiché si potrebbero montare dopo il fissaggio di tutti e quattro i pannelli da collegare alle bullonature previste.

Verifiche locali

Come per la versione sovra resistente della piastra, si procede a riportare le verifiche locali effettuate e quelle globali; i valori in rosso rappresentano casi non significativi.

Valori di input da X-ONE e verifiche								
Angolo	0	45	90	135	180	225	270	315
F _k input [kN]	60	75	60	50	80	120	80	50
F _d input [kN]	33,8	42,3	33,8	28,2	45,1	67,7	45,1	28,2
F _d agente sul bullone [kN]	16,9	21,2	16,9	14,1	22,6	33,8	22,6	14,1
Verifica	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Tasso di sfruttamento	71,92%	89,89%	71,92%	59,93%	36,22%	66,52%	36,22%	59,93%

Tabella 5-18: Riepilogo delle azioni e verifiche locali sulla piastra MI dissipativa.

Verifica a taglio del bullone								
Angolo	0	45	90	135	180	225	270	315
F _{v,Rd} bullone [kN]	64,5	64,5	64,5	64,5	64,5	64,5	64,5	64,5
Verifica	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Tasso	28,62%	35,77%	28,62%	23,85%	34,98%	52,46%	34,98%	23,85%

Tabella 5-19: Verifica a taglio del bullone, piastra MI dissipativa.

Verifica a rifollamento della piastra								
F _{b,Rd} rifollamento [kN]	25,67	25,67	25,67	25,67	62,31	62,31	62,31	25,67
Tasso rifollamento	71,92%	89,89%	71,92%	59,93%	36,22%	54,32%	36,22%	59,93%
Verifica	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabella 5-20: Verifica a rifollamento della piastra MI dissipativa.

Verifica a tranciamento della piastra								
V _{Rd} block tearing [kN]	104,73	100,69	104,73	77,37	3337,73	3337,73	3337,73	71,85
Tasso block tearing	35,26%	45,84%	35,26%	39,77%	1,35%	2,03%	1,35%	42,83%
Verifica	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Tabella 5-21: Verifica di block tearing, piastra MI dissipativa.

Il caso dimensionante, in questa ipotesi, è il rifollamento per un carico applicato a 45° sul connettore: come precedentemente dimostrato, questa va ad influenzare anche il taglio e la compressione, quindi è la condizione effettivamente più rilevante. In questa verifiche locali è osservabile come tutti i meccanismi siano sovra-resistenti al dominio di riferimento: è necessario che quindi, le combinazioni di carico sulla piastra determinate nell'analisi del paragrafo 5.1.3.2 abbiano valori minori o uguali al dominio, al fine di raggiungere i parametri richiesti dalla progettazione dissipativa.

Per quanto riguarda l'instabilità, si riporta ancora una volta il calcolo da NTC 2018, non modificato nei parametri utilizzati, quindi non considerando fori, viti autoformanti e intagli di vario genere. Si confronterà infine il risultato con i valori delle analisi di buckling; per quanto riguarda queste ultime, sono stati aggiunti dei vincoli ulteriori a quanto descritto nel paragrafo 5.2.1. Le viti autoformanti sono state infatti modellate con fori nella piastra, i cui punti di approssimazione sono stati vincolati attorno al loro centro esattamente come fatto nel caso dei bulloni, nel loro piano. Inoltre, è stato aggiunto un vincolo ulteriore che lega lo spostamento dei nodi attorno al foro ad essere complanari, mediante link rigidi alla rotazione su due assi, posti tra i detti punti e il centro della vite autoformante; questo è stato fatto al fine di simulare il comportamento ad instabilità dei punti in questione.

Instabilità per compressione a 45°		
Lunghezza	112,41	mm
Lunghezza di libera inflessione	89,93	mm
Larghezza efficace	63,5	mm
Area	254	mm ²
Momento d'inerzia	338,67	mm ⁴
N_{cr} euleriano	173,59	kN
$\underline{\lambda}$	0,59	
Curva instabilità	A	
α	0,21	
φ	0,71	
χ	0,90	
$N_{b,Rd}$	101,77	kN
Verifica	OK	
Tasso	66,52%	

Tabella 5-22: Instabilità della piastra dissipativa secondo NTC 2018.

Di seguito si riportano i valori resistenti della piastra.

Piastra MI dissipativa, t=4mm, Acciaio S235		
Riepilogo verifiche locali		
Taglio del Bullone	129,0	kN
Rifollamento	51,3	kN
Block Tearing	71,8	kN
Verifiche di instabilità		
Calcolo ad asta Euleriana	173,6	kN
Azione assiale resistente da EC3	101,77	kN
Buckling COMP 1	183,45	kN
Buckling CMP45TR45	235,0	kN
Buckling TR45TR45	235,33	kN
Verifiche di resistenza		
TR45TR45	47,5	kN
tasso	103,1%	
CMP45TR45	44,01	kN
tasso	97,53%	
TGL90	32,0	kN
tasso	97,92%	

Tabella 5-23: Verifiche complessive della piastra MI dissipativa.

Come è possibile osservare, l'instabilità elastica da modello è comparabile a quella calcolata; risulta tuttavia dimensionante, rispetto al confronto tra questi valori, la resistenza a compressione dal calcolo da NTC. Come spiegato, il caso di carico TR45TR45 non risulta essere valutato come dimensionante; il risultato raggiunto è buono dal punto di vista di TGL90 e CMPR45TR45, molto simili a dire il vero proprio per intenzione. Si riportano i valori di rigidezza ottenuti.

K ser [kN/mm]	
TR45TR45	471,82
CMP45TR45	198,45
TGL90	203,59

Tabella 5-24: Rigidezza per ogni direzione di carico per piastra MI dissipativa.

Di seguito si riporta il dominio ottenuto con questa configurazione confrontato con il dominio target, ed infine la versione definitiva di piastra e connettore insieme.

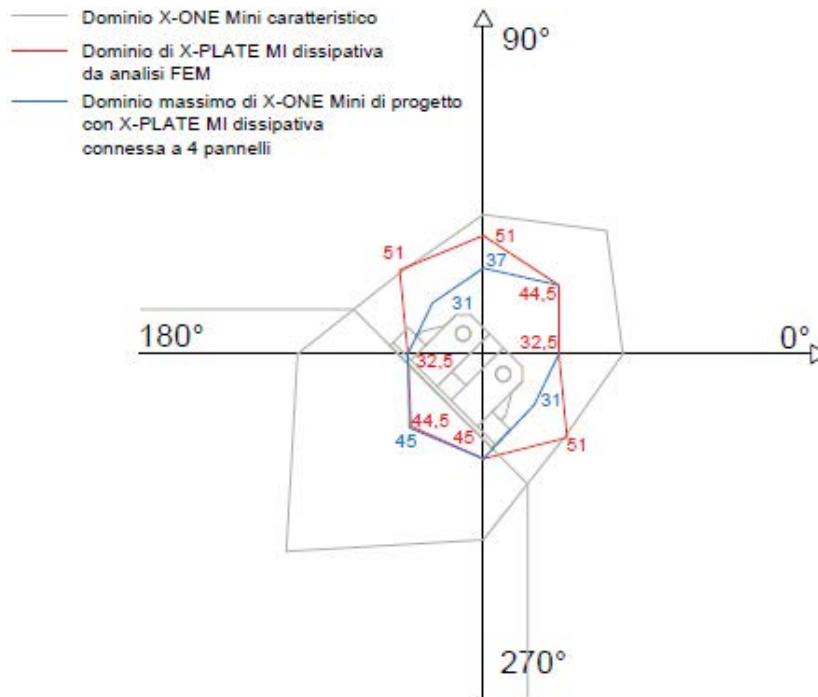


Figura 5-63: Confronto tra dominio target e dominio resistente.

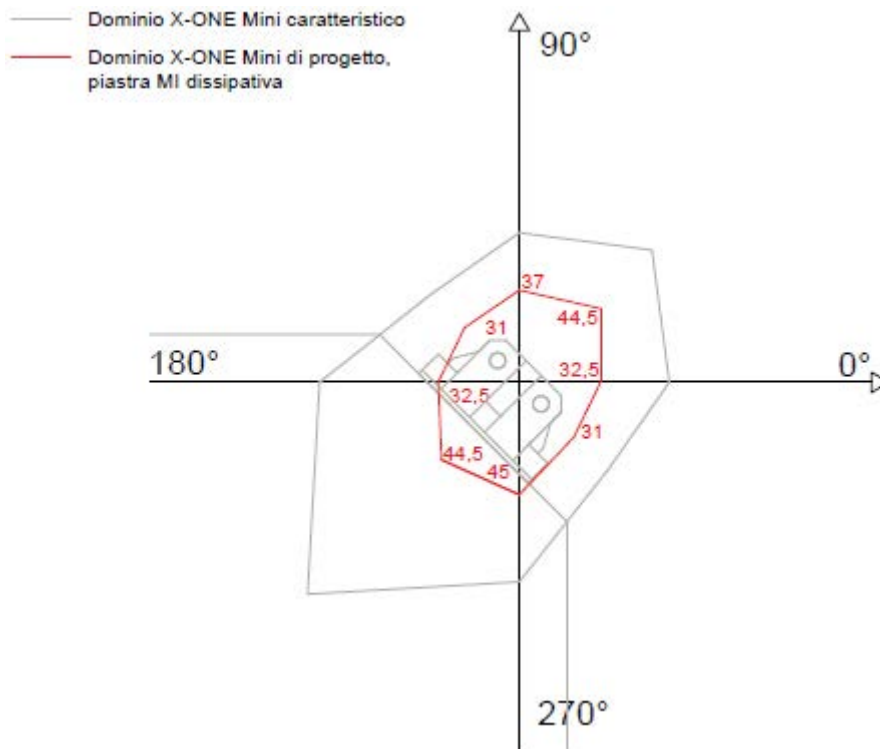


Figura 5-64: Dominio di progetto finale per utilizzo a solo taglio o tra 4 pareti della piastra MI dissipativa.

Si riporta un confronto tra dominio caratteristico dell’X-ONE Mini, dominio di progetto della piastra MI sovra resistente e dominio della piastra “dissipativa”, dove è possibile cogliere quanto incida la riduzione dai valori sperimentali a quelli a disposizione di un progettista nei due casi.

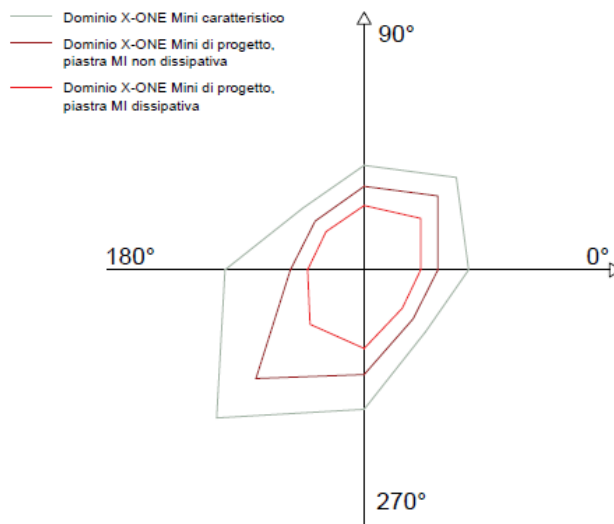


Figura 5-65: Confronto tra il dominio di X-ONE caratteristico e i domini di progetto riferiti alle due versioni di MI.

Risultati delle analisi

I risultati delle analisi vengono descritti in maniera discorsiva; dettagli si possono trovare nell'Appendice. Le analisi di buckling mostrano un comportamento molto simile alla piastra intera, che quindi avrà una sola concavità per il caso di carico COMP 1 e due per le restanti. Per quanto riguarda la combinazione TR45TR45, il fatto che le viti autofornanti favoriscano uno snervamento della sezione interna quando sottoposta a trazione, non cambiano però la modalità di crisi individuata nella versione non dissipativa. Infatti, come si evidenzia nell'analisi a controllo di spostamento, si rileva una plasticizzazione solo a livello dei fori sede delle bullonature; la distribuzione degli sforzi vede inoltre maggiormente sollecitate le zone esterne della piastra.

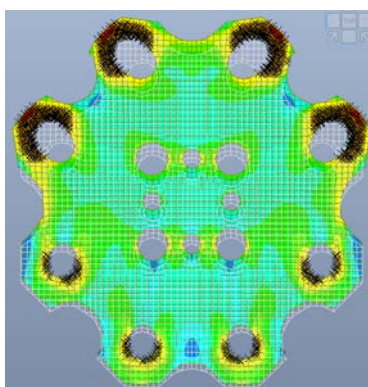


Figura 5-66: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi non lineare, TR45TR45.

Si assiste ad un comportamento inatteso, ovvero una tensione a livello delle viti autoformanti: questa può essere dovuta al posizionamento dei vincoli. Sembrerebbe che all'azione di trazione a 45° reagiscano soprattutto i bulloni prossimi a quelli caricati, per quanto riguarda la componente orizzontale. Nasce quindi una compressione nella piastra, che passa dai connettori a gambo cilindrico. Per ciò che riguarda la combinazione CMP45TR45, l'analisi elastica evidenzia un alto tasso di sforzo, specialmente concentrato attorno ai connettori a gambo cilindrico, ovvero bulloni e viti autoformanti, e ciò viene confermato anche dall'analisi a controllo di spostamento; si veda la figura sottostante.

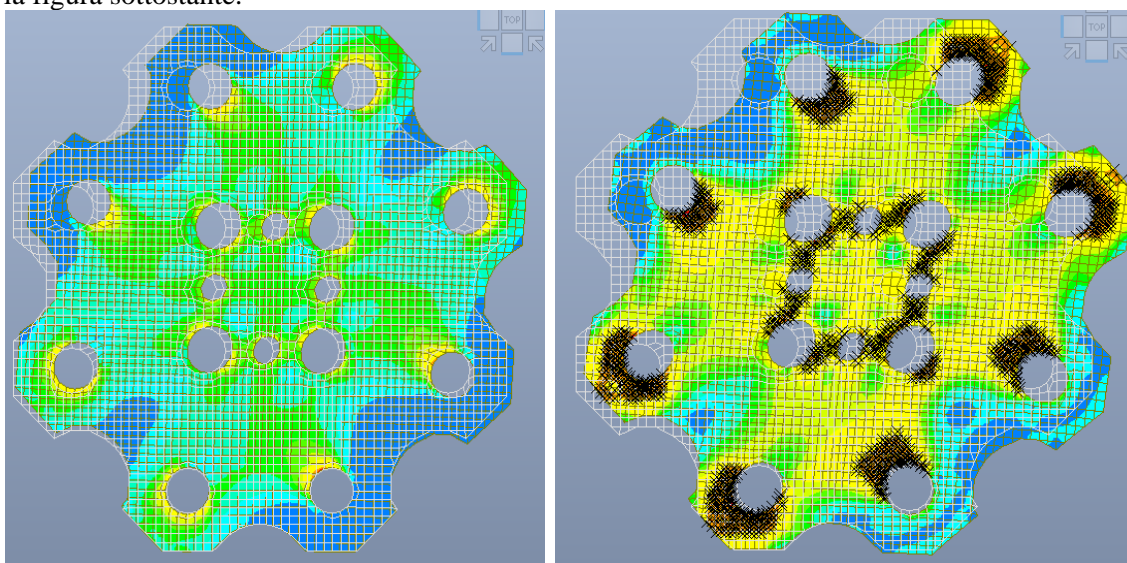


Figura 5-67: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi elastica (sx) e analisi non lineare (dx), CMP45TR45.

Al fine di meglio comprendere l'effettivo funzionamento del meccanismo, si riportano anche le mappe tensionali che rappresentano gli sforzi di compressione e di trazione.

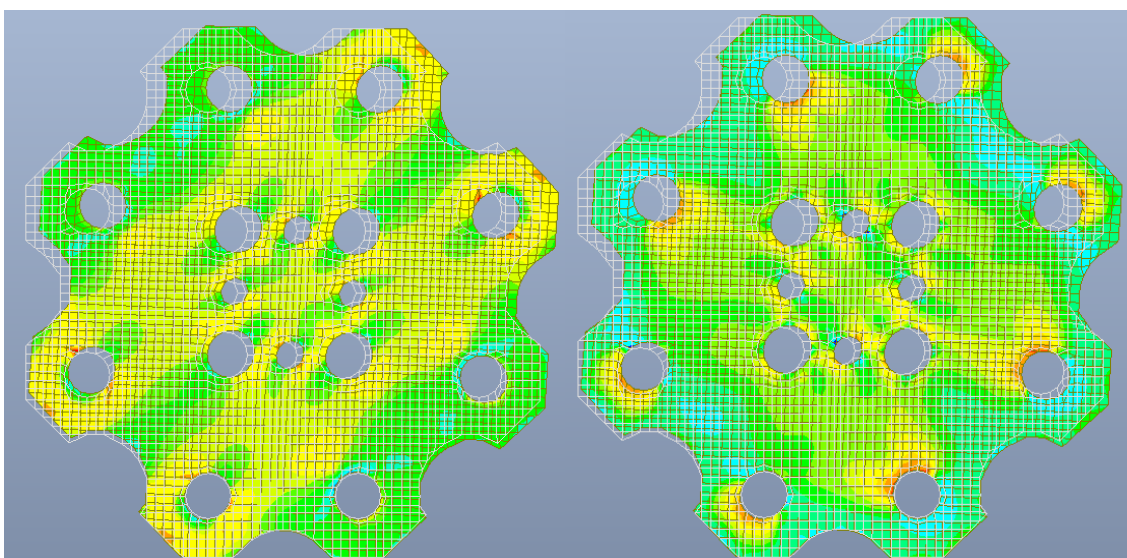


Figura 5-68: Mappa delle tensioni MAX (sx) e MIN (dx), piastra MI dissipativa, analisi non lineare, CMP45TR45.

Sia a trazione che a compressione, si rileva come il meccanismo di funzionamento immaginato trovi una ottima corrispondenza; tuttavia, si rilevano degli alti sforzi attorno alle sedi delle viti autoformanti in entrambe le mappe tensionali. Questo è dovuto agli sforzi di taglio esistenti data la presenza di un carico orizzontale elevato in questa configurazione, oltre ai fori di piccole dimensioni che costringono gli sforzi a deviare il loro percorso ideale. Per questo motivo, sebbene vi sia un aumento considerevole di sforzo sulla sezione quando sottoposta a trazione, la plasticizzazione del materiale viene raggiunta solo nel quadrilatero di materiale delimitato dalle viti autoformanti. Sono stati fatti dei tentativi anche modificando la rigidità dei link utilizzati per modellare questi connettori, definendone un valore alto (200 kN/mm), come sarà verosimilmente data l'alta resistenza di questi bulloni, e bassa (1kN/mm); tuttavia, la diffusione sostanziale di sforzi rimane identica. Quanto si evince dalla modellazione è che la plasticizzazione si ottiene in alcuni punti, data la presenza di sforzi taglianti, ma non si raggiunge nel materiale per sola trazione; sarebbero infatti necessari diametri delle viti autoformanti maggiori, potendo di fatto eliminare i fori cavi. Per quanto riguarda il caso di carico TGL90, la deformata e le considerazioni sono analoghe.

Considerazione sull'utilizzo di MI dissipativa sul nodo di estremità

Per quanto riguarda l'ipotesi di piastra MI dissipativa, si è deciso di valutare il suo utilizzo nei nodi di estremità delle pareti, analogamente a quanto fatto per la versione non dissipativa al paragrafo 5.1.3.2. Dato l'approccio progettuale da adottare in campo dissipativo, non è possibile effettuare unicamente un ragionamento analitico; va garantito infatti il comportamento duttile della piastra ad un valore inferiore al dominio di progetto di X-ONE Mini. Nella progettazione non dissipativa si era assunto come valore limite il valore preso sulla frontiera del dominio di X-ONE, che tuttavia sottende il fatto che quella versione della piastra MI fosse sovra-resistente a tali azioni. Tuttavia, al fine di avere effettivamente il dominio limite, si è ugualmente proceduto a definire la frontiera del dominio di X-ONE Mini ridotto per la progettazione dissipativa con l'approccio analitico. Al fine di verificare però l'effettiva resistenza della piastra, è stata effettuata una modellazione ad elementi finiti del **Caso limite 3** (pag. 97).

Di seguito si mostra quindi il dominio entro cui la piastra dovrà rientrare ai fini della progettazione dissipativa ai sensi delle NTC 2018. Come per la versione non dissipativa, in grigio è mostrato il dominio ottenuto sovrapponendo i valori del secondo quadrante di X-ONE Mini, in arancione invece il dominio rispondente all'utilizzo reale.

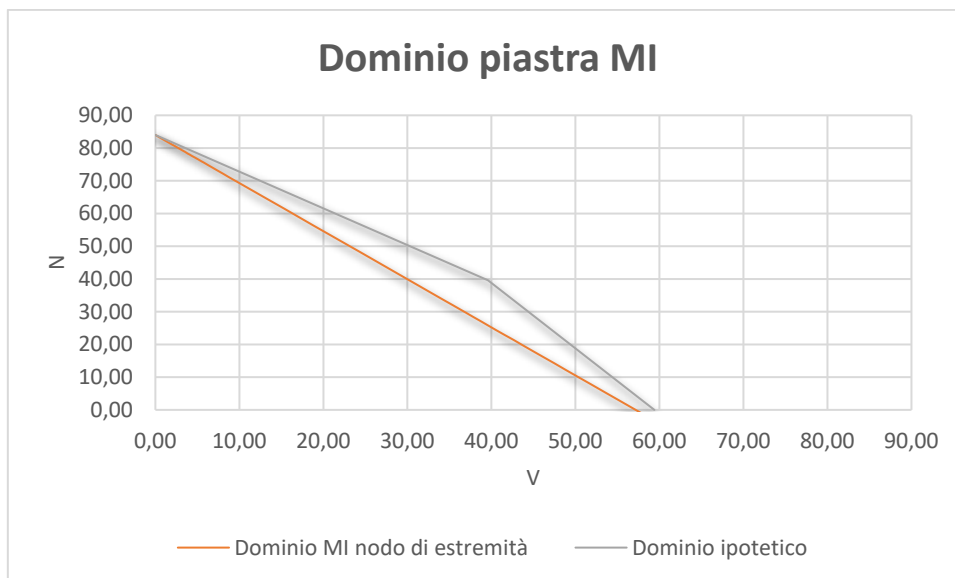


Grafico 5-3: Dominio di riferimento per l'utilizzo di MI nel nodo d'angolo.

Dunque, mediante l'analisi dei dati di output del modello e l'approssimazione di questi mediante una bilatera, si stabilisce dove giace il punto resistente della piastra nel piano NV.

È stato quindi utilizzando il modello FEM della piastra con gli stessi vincoli utilizzati nel caso di CMPR45TR45, per svolgere un'analisi elastica ed una a controllo di spostamento. I carichi sono stati posti coerentemente al Caso limite 3, ponendosi sulla frontiera del dominio; i carichi per l'analisi elastica sono di 35,2 kN di trazione sul vincolo di sinistra e 17kN di taglio su entrambi, ovvero combinazione corrispondente all'applicazione di 34kN complessivi sia a taglio che a trazione. Nell'analisi a controllo di spostamento, si pongono al solito carichi unitari per i tagli, e di conseguenza verrà infine espressa la trazione.

Risultati delle analisi

L'analisi elastica evidenzia uno sforzo oltre allo snervamento dell'acciaio S235 in zona bulloni, del connettore di sinistra soprattutto, ovvero quello più caricato; anche internamente lo sforzo è abbastanza elevato, dovuto principalmente alla presenza di sforzi tangenziali. L'analisi non lineare infine mostra che, sebbene ci sia un lieve snervamento in corrispondenza dei fori interni, il meccanismo prevalente che porta la piastra a cedere è il rifollamento dei bulloni; data la sovra-resistenza garantita a questo meccanismo, la piastra non è idonea a sfruttare questa tipologia di carico in maniera duttile. Probabilmente, dato il livello di sforzo particolarmente alto a trazione in questo caso di carico, si comporterebbe meglio con una sezione cava, pur avendo molta deformabilità a taglio.

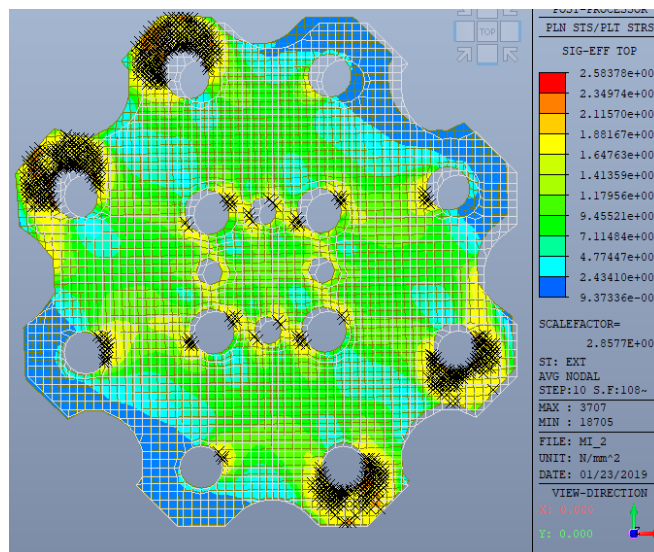


Figura 5-69: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi non lineare, Nodo esterno

Lo snervamento delle due piastre si raggiunge a 41 kN di taglio e altrettanti di trazione; le azioni si riferiscono alla piastra nella sua interezza. Il valore finale presenta dunque della sovraresistenza al dominio in questa combinazione e non è dunque adatta agli scopi; inoltre, come detto, ciò che governa lo snervamento della piastra è il meccanismo locale di rifollamento, perciò non sarebbe possibile affidare il comportamento dissipativo a questo elemento. Di seguito i valori resistenti finali.

F_{yk}	γ_{M0}	F_{yd}
41,0	1,05	39,1

Tabella 5-25: Valore resistente caratteristico e di progetto per la piastra MI dissipativa v.1, utilizzata su nodo esterno.

5.4.3 MI: IPOTESI ALTERNATIVE DI PIASTRA DUTTILE

I ragionamenti effettuati hanno portato ad una piastra capace di sviluppare deformazioni plastiche pur mantenendo una certa rigidezza nei confronti delle sollecitazioni: il comportamento della connessione sarà governato senz'altro dalla deformabilità di X-ONE Mini. La forma della piastra è stata pensata in modo conservativo volto ad attivare un efficace presidio ai carichi di compressione; tuttavia, come si è potuto riscontrare, la piastra riesce a diffondere gli sforzi anche seguendo il suo perimetro, comportandosi come un quadrilatero sottoposto a forze orizzontali. Si decide di vagliare altre ipotesi di piastra orientate alla progettazione dissipativa; se ne presentano due ipotesi.

VERSIONE 2

La prima delle due ipotesi riguarda l'utilizzo di una piastra cava, poiché senz'altro questa potrebbe garantire uno sviluppo di deformazioni plastiche maggiore di quella presentata in precedenza. Data la forma posseduta, senz'altro la rigidità di queste piastre per carichi di compressione a 45° e taglio non è molto alta, e dunque si è dovuto aumentare lo spessore utilizzato ed utilizzare un materiale più performante delle piastre viste in precedenza (S355): questo avviene anche per garantirsi nei confronti di possibili instabilità. Per ciò che riguarda i carichi di compressione, riferendosi all'accoppiamento canonico di 4 pannelli, si può senz'altro ritenere che, qualora la piastra abbia capacità di deformarsi fino ad un certo livello di spostamento in combinazione CMP45TR45, la trasmissione della compressione sarebbe infine sostenuta per la maggior parte dall'ingranamento delle pareti: va dunque valutato, anche in questo caso, il funzionamento del bypass di compressione. Come prima ipotesi dunque, è stato utilizzato un acciaio S355, e lo spessore è posto uguale a 5mm; si riporta la geometria del componente.

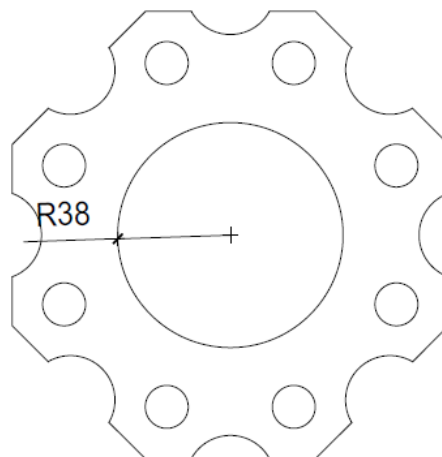


Figura 5-70: Piastra MI dissipativa, versione 2.

Ciò che risulta dalle modellazioni è che la rigidità non sia effettivamente molto alta, eccetto il caso di doppia trazione a 45°. In questa combinazione, sebbene il comportamento di questa soluzione sia senz'alcun dubbio migliore della prima versione della piastra MI, mostrando ampie porzioni di materiale che sviluppano deformazioni plastiche, l'elemento risulta essere sovra resistente al dominio di X-ONE Mini per progettazione dissipativa. Non risulta quindi adatto agli scopi proposti; si mostra una tabella riepilogativa dei risultati per le varie combinazioni ed i relativi tassi di verifica.

Piastra MI dissipativa, t=5mm, Acciaio S235		
Verifiche di stabilità		
Buckling COMP 1	150,47	kN
Buckling CMP45TR45	95,9	kN
Buckling TR45TR45	95,60	kN
Verifiche di resistenza		
TR45TR45	93,9	kN
tasso	203,53%	
CMP45TR45	41,38	kN
tasso	91,69%	
TGL90	29,0	kN
tasso	88,97%	

Tabella 5-26: Riepilogo delle verifiche sulla piastra MI dissipativa, versione 2.

Risultati delle analisi

È interessante osservare la forma di instabilità, che si sviluppa proprio in corrispondenza del connettore X-ONE Mini. Come possibile notare dai valori delle verifiche di stabilità, ed anche dalla forma del primo modo instabile, si capisce come il carico più severo per il componente sia il taglio.

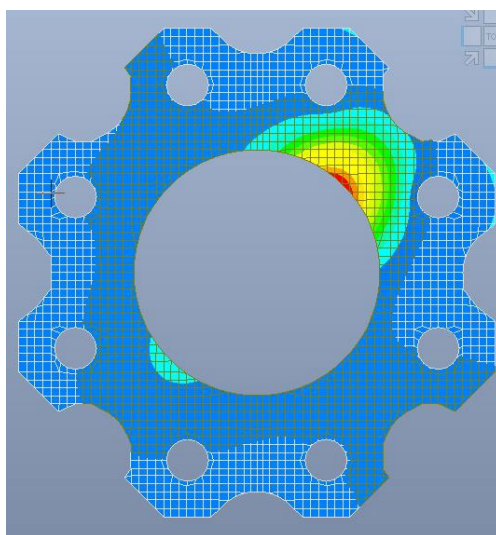


Figura 5-71: Mapa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa versione 2, analisi di buckling, CMPT45R45

Per quanto riguarda le analisi non lineari, il comportamento della piastra in combinazione TR45TR45 è migliore rispetto alle altre versioni, in termini di sfruttamento della sezione, testimoniando che una forma tubolare si adatti bene a questo tipo di carico; tuttavia, questo non è

stato sufficiente ad ottenere un valore resistente utilizzabile per la progettazione dissipativa. Il problema, ancora una volta, è governato dal rifollamento, ed identico è l'esito sull'utilizzo della piastra sul nodo esterno. Per quanto riguarda la combinazione CMP45TR45, come ormai noto questa è molto simile alla TGL90; si riporta l'analisi a controllo di spostamento in campo elastoplastico per quest'ultima combinazione, dove si evidenzia un alto tasso di plasticizzazione della sezione.

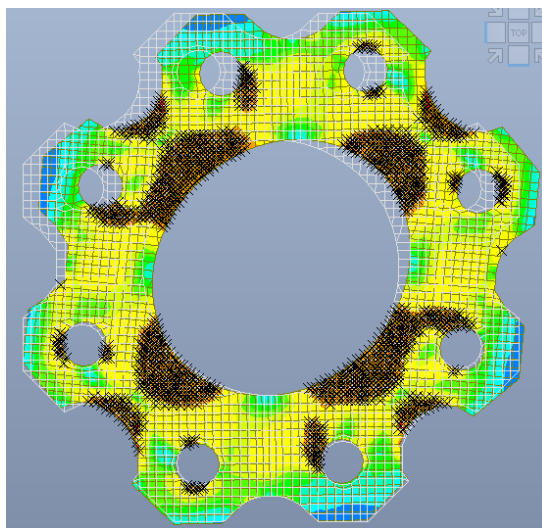


Figura 5-72: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi non lineare, TGL90.

Nonostante il livello di spostamento raggiungibile, e la grande quantità di materiale che sviluppa deformazioni plastiche e garantisce un'ottima duttilità, si fa notare come, già al valore di carico pari a circa 16 kN complessivi per le due piastre, vi sia presenza di materiale snervato. Questo può dare problemi in fase di esercizio, poiché a valori modesti di carico la piastra si trova a sopportare valori di sforzo molto alti.

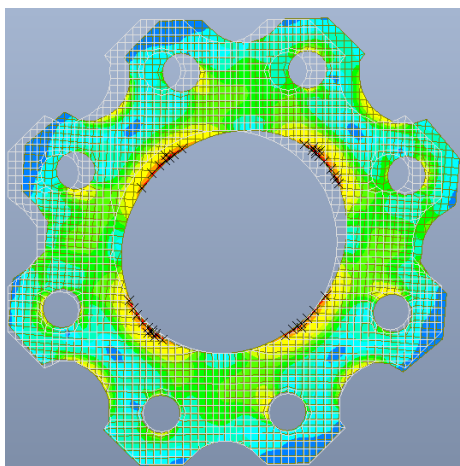


Figura 5-73: Piastra MI dissipativa, versione 2, materiale snervato a bassi livelli di carico

Inoltre, come prima evidenziato, i valori di rigidezza elastica sono di molto inferiori alle altre versioni della piastra, tali da modificare il comportamento del sistema connettori e piastre;

K ser [kN/mm]	
TR45TR45	371,38
CMP45TR45	62,52
TGL90	63,13

Tabella 5-27: Valori di K elastica di MI dissipativa, versione 2.

Quanto visto in questa versione della piastra è quindi un buon comportamento dal punto di vista della dissipazione energetica, che tuttavia può riscontrare dei problemi dal punto di vista del carico d'esercizio; la rigidezza, non molto alta, potrebbe concorrere ad aggravare la problematica dell'esercizio e della duttilità sviluppabile dal sistema, se pensata in accoppiamento ad una piastra MO di tipo dissipativo.

VERSIONE 3

Quanto maturato nelle due versioni della piastra è l'importanza di garantire un livello adeguato di plasticizzazione del materiale e di curarsi anche della rigidezza dell'elemento e della fase di esercizio; inoltre, si è evidenziata l'attitudine a diffondere il carico proveniente dalle bullonature sul perimetro del componente, che porta lo stesso a subire particolarmente le deformazioni taglianti. A questo punto, si è sviluppata una terza versione della piastra, ispirandosi alla forma cava ma riempiendo il vuoto con del materiale. Al fine di assecondare la preponderanza di deformazione a taglio, il materiale interno è stato forato seguendo una griglia, in modo da creare un reticolo a maglia circolare; i fori così disposti avranno un nodo molto rigido tra loro, favorendo che lo scorrimento in orizzontale avvenga tramite deformazioni taglianti (e in piccola misura anche flessionali) delle parti comprese tra due soli fori (Figura 5-74). In questo modo, le deformazioni raggiungibili sono alte ed il comportamento sarà duttile.

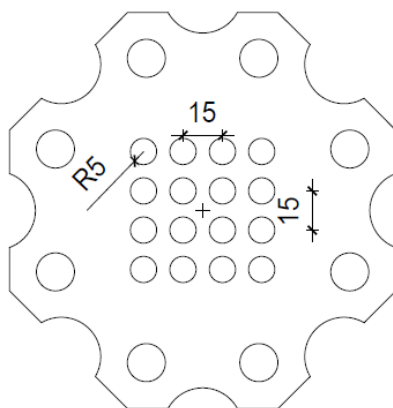


Figura 5-74: Piastra MI dissipativa, versione 3.

Si mostra dunque il riepilogo del dimensionamento effettuato per rispondere ai requisiti di progettazione duttile.

Piastra MI dissipativa, t=4mm, Acciaio S235		
Verifiche di stabilità		
Buckling COMP 1	109,16	kN
Buckling CMP45TR45	109,3	kN
Buckling TR45TR45	109,30	kN
Verifiche di resistenza		
TR45TR45	46,7	kN
tasso	101,15%	
CMP45TR45	44,59	kN
tasso	98,81%	
TGL90	31,7	kN
tasso	97,24%	

Tabella 5-28: Riepilogo delle verifiche sulla piastra MI dissipativa, versione 3.

Come è possibile notare, i valori rispecchiano un ottimo sfruttamento dei margini concessi dalla progettazione dissipativa; si mostrano anche i valori di rigidità per le combinazioni di carico, che senz'altro influenzeranno in misura minore la deformabilità del connettore X-ONE Mini.

K ser [kN/mm]	
TR45TR45	462,91
CMP45TR45	161,35
TGL90	164,12

Tabella 5-29: Valori di K elastica di MI dissipativa, versione 3.

Risultati delle analisi

Di seguito si mostrano le deformate di buckling; si evidenzia come, mentre nella seconda versione della MI dissipativa il modo di instabilità sia sempre lo stesso per tutte e tre le combinazioni di carico, in questa versione vi siano invece alcune differenze tra le stesse. La combinazione COMP 1 torna ad avere una deformata ad una concavità, seguendo di nuovo quelle viste nella altre versioni della piastra MI, eccetto la versione due che manifesta delle instabilità localizzate. La deformata diventa a due concavità per le altre due combinazioni, come atteso, ma presenta alcune differenze. Infatti, è presente un'asimmetria delle concavità nella combinazione CMP45TR45:

probabilmente, l'assenza del vincolo sull'asse verticale dettato da questa combinazione, permette spostamenti su quell'asse che tendono a distorcere la piastra (Figura 5.2.1.2-22).

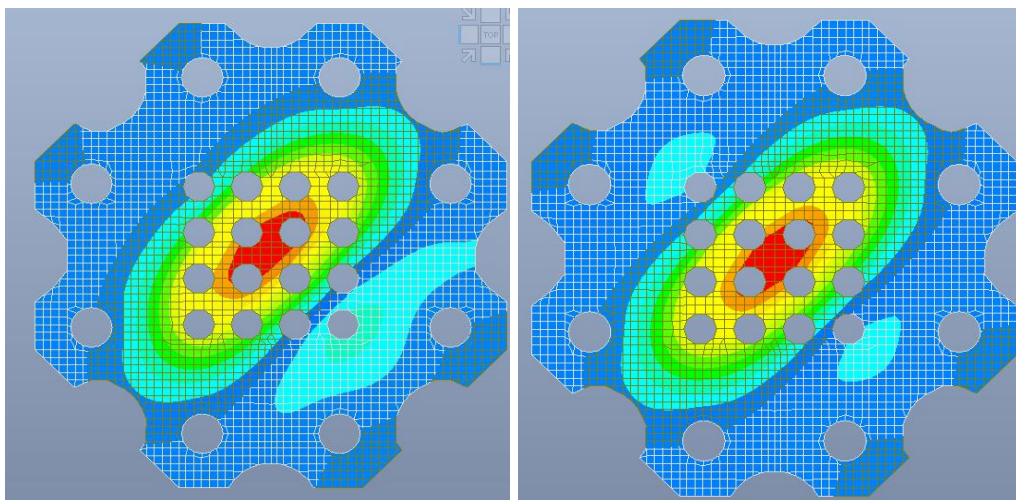


Figura 5-75: Deformata al primo modo di instabilità, piastra MI dissipativa v.3, analisi di buckling, CMP45TR45 (sx) e TGL90 (dx).

Per quanto riguarda le analisi non lineari, la combinazione TR45TR45 evidenzia uno scarso sfruttamento della sezione, avvicinandosi al comportamento della sezione piena. Il comportamento nella combinazione di CMP45TR45, come immaginabile, è simile a quello riscontrabile in quella definita come TGL90. La sezione appare adeguatamente sfruttata in quanto a livello di plasticizzazione, e appare un buon compromesso tra la necessità di portare in campo post elastico una grossa porzione di materiale e di garantire una rigidità elastica soddisfacente.

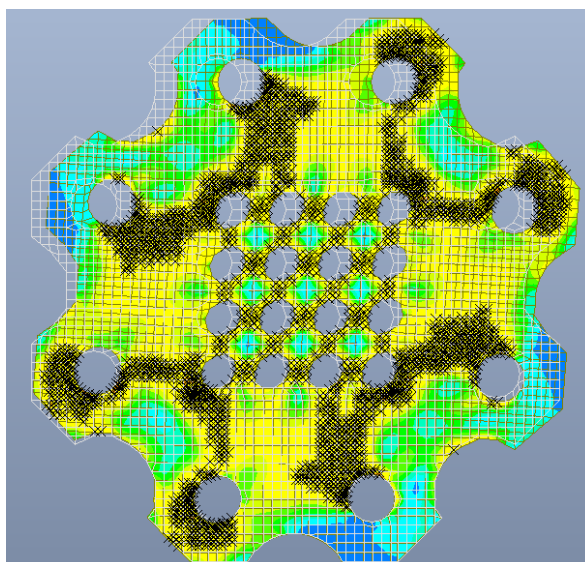


Figura 5-76: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi non lineare, TGL90.

Riassumendo, sono state presentate tutte le versioni definite “dissipative” per la piastra MO ed MI, e ne sono stati descritti i potenziali punti di forza e di criticità sulla scorta delle ipotesi assunte.

Niente ancora è stato però detto nei riguardi degli spostamenti ottenibili, che sono strettamente legati alla questione del fattore di struttura realmente utilizzabile. Le considerazioni a riguardo sono riportate nelle conclusioni.

6. CONCLUSIONI

Sono state analizzate le piastre d'acciaio di un nuovo sistema di connessione ispirato a X-RAD, chiamato X-Mini. Le piastre sono state dimensionate in quanto a spessore sulla scorta della verifica di meccanismi locali. Sono state poi modellate con elementi finiti per simulare l'applicazione di carichi in varie configurazioni, utilizzando come riferimento il dominio di resistenza del connettore d'angolo X-ONE Mini; le configurazioni sono state definite nei riguardi della posizione di utilizzo delle piastre nel sistema, con l'aiuto di modellazioni FEM di interesse pareti effettuate con un metodo già approfondito per il sistema X-RAD, e sulla scorta di considerazioni ed elaborazioni manuali. È stata poi pensata una versione delle piastre volta ad assecondare quanto indicato nelle recenti NTC 2018 in merito alla progettazione dissipativa; poiché le strutture in CLT accedono solamente alla classe CDB, il fattore di sovra-resistenza da utilizzarsi per i meccanismi fragili è di 1,3. Il dominio di progetto di X-ONE Mini è stato quindi diminuito del 27% circa, ponendo il connettore come componente sovra resistente della connessione.

Riassumendo, la piastra MO è stata assottigliata, forata ed intagliata rispetto alla versione sovra resistente a X-ONE Mini, al fine di raggiungere uno snervamento diffuso del materiale; se ne sono presentate due ipotesi, che si differenziano per l'ampiezza degli intagli. La piastra MI, data la posizione di tipico utilizzo all'interno dell'edificio, è stata approfondita passando attraverso alcune ipotesi semplificative; il carico di taglio è stato concepito come caso dimensionante. Sono state proposte tre versioni della componente: la prima, forse conservativa e più costosa, presenta un sistema ideato per sopportare alti livelli di compressione, favorendo uno snervamento per trazione; la seconda, invece, di forma cava, nonostante le ottime prestazioni in termini di materiale plasticizzato, presenta basse rigidità e materiale snervato per carichi d'esercizio; infine la terza, dotata di una griglia forata in zona centrale, risulta rispondere in maniera soddisfacente agli scopi proposti.

Come considerazione ulteriore a quanto evidenziato nella tesi, si vogliono approfondire ulteriori ragioni a supporto di questo approccio alla progettazione, ovvero quello di tipo dissipativo. Nel sistema tradizionale sono state già sviscerate le problematiche a livello certificativo e relative alla gerarchia delle resistenze, che portano a dubitare delle reali capacità di dissipazione e probabilmente a preferire infine l'approccio più conservativo della progettazione in campo

elastico; per quanto riguarda il sistema X-Mini l'idea è quella invece di lasciare entrambe le possibilità aperte e fruibili. Infatti, le alternative che attualmente la NTC 2018 dispone sono quelle per cui le piastre MID sono state progettate in questo lavoro, ovvero la progettazione dissipativa e quella non dissipativa; nell'ipotesi di affrontare la progettazione di un edificio regolare in altezza, i fattori di struttura massimi applicabili sono $q=2,5$ e $q=1,5$, rispettivamente. Si ipotizzi "E" il generico effetto del sisma, e si ipotizzi di valutare l'entità di questo su una piastra MO; il sisma, nell'ipotesi di azione assiale ordinaria sulle pareti, provocherà forze di trazione sulla componente metallica. Come risulta dagli output del presente lavoro, data la gerarchia delle resistenze da applicare obbligatoriamente con un fattore minimo pari a 1,3, la resistenza del sistema dissipativo sarà minore della versione sovra resistente al connettore X-ONE Mini; in particolare, per MO, $\frac{F_{Rd,D.}}{F_{Rd,N.D.}} = \frac{32,5}{48} = 0,67$.

Per quanto riguarda invece il carico che effettivamente agisce sulla piastra, nel caso di approccio non dissipativo, questo sarà diviso per 1,5, mentre in caso di scelta opposta, il denominatore della frazione sarà pari a 2,5. Valutando quindi quanto sia la differenza dell'azione considerata agente nei due casi, si riscontra un rapporto di 0,6 tra "E" dissipativa e quella non dissipativa. Dunque, andando a confrontare il rapporto tra resistenze e sollecitazioni, si riscontra come l'azione diminuisca più rapidamente rispetto alla resistenza. Si mostra un breve esempio numerico di cosa comporti questa scelta, effettuato per un fabbricato di 3 piani, regolare in altezza, sito nel comune di Milano. L'effetto del sisma è stato valutato con l'azione statica equivalente calcolata come da Eurocodice 8 [30] (Tabella 6.1).

Parametri per l'azione sismica SLV		
H	9	m
C	0,05	
T	0,260	s
Categoria di sottosuolo	C	
Categoria topografica	T1	
Sacc	0,197	

Tabella 6-1: Parametri per il calcolo dell'azione sismica SLV.

A questo punto vengono indicate anche le caratteristiche principali dell'edificio in questione.

Parametri dell'edificio		
n° piani	3	
Altezza di piano	3	m
Superficie di piano	80	m ²
Lunghezza lato corto	8	m
Lunghezza lato lungo	10	m
Carico del solaio	9	kN/m ²
Carico della copertura	5	kN/m ²
Massa totale di piano	720	kN
Massa totale della copertura	400	kN
Massa totale dell'edificio	1840	kN

Tabella 6-2: Parametri descrittivi dell'edificio.

Per determinare l'azione agente sulla piastra MO più sfavorita, che si troverà al piano primo, vengono determinati i tagli di piano ed in seguito il momento agente sull'orizzontamento di riferimento. Si supponga che l'azione provenga in direzione parallela alle pareti del lato corto dell'edificio, e si ipotizzino solo le due pareti perimetrali come controventanti. Questa ipotesi appare abbastanza inusuale, poiché senz'altro vi saranno altri setti interni date le luci in questione; tuttavia, si ipotizza che le pareti abbiano aperture tali da considerare come resistente l'intero setto, con un braccio di leva di 7m (Tabella 6.3).

Azione sismica		
λ	0,85	
Taglio alla base	308,1	kN
F piano 1	66,0	kN
F piano 2	132,1	kN
F piano 3	110,0	kN
Momento agente al piano primo	1056,4	kNm
Momento agente su parete	528,2	kNm
braccio della coppia	7	m
F su MO	75,5	kN

Tabella 6-3: Calcolo dell'azione sismica sulla piastra MO.

Questa forza è stata determinata senza utilizzare un fattore di struttura, e dunque è possibile confrontare cosa comporti la progettazione con un approccio dissipativo rispetto ad un approccio non dissipativo, semplicemente dividendo la risultante trovata per i rispettivi q_0 . Si confrontano dunque i valori di output con i valori resistenti (Tabella 6-4).

$F_{elastica}$ [kN]	NON DISSIPATIVA			DISSIPATIVA		
	F_{ND} [kN]	$F_{Rd,ND}$ [kN]	% sfuttamento	F_D [kN]	$F_{Rd,D}$ [kN]	% sfuttamento
75,46	50,30	48	104,80%	30,18	32,5	92,87%

Tabella 6-4: Confronto tra azione agente e resistente nel caso di progettazione dissipativa e non.

Quanto si riscontra è che la stessa connessione sia verificata o meno cambiando l'approccio progettuale, ma non solo: il risparmio di materiale è molto elevato considerando gli spessori in gioco. Paradossalmente, la doppia piastra dissipativa, realizzata in acciaio S235 e di spessore 2,5 mm, garantisce la sicurezza dell'edificio laddove la piastra non dissipativa, fabbricata con acciaio S355 e di spessore 5 mm, non risulta verificata, o perlomeno non lo è il connettore. Il guadagno è quindi doppio, sia dal punto di vista della sicurezza strutturale, sia dal lato economico; non va però sottovalutata l'attinenza al progetto del valore del fattore di struttura proposto per la progettazione dissipativa. Infatti, le considerazioni sono effettive solo qualora la struttura abbia la capacità di deformarsi in campo plastico in maniera corrispondente; andrà quindi verificato e validato quanto detto, anche in relazione all'entità dell'azione assiale agente che influisce in maniera rilevante alla questione.

In particolare, la progettazione delle piastre è stata effettuata con un approccio alle forze, ovvero basandosi su di un dominio target, cercando di ottenere un buon rapporto tra materiale snervato e non; d'altro canto, qualora non venisse soddisfatta la domanda di spostamento che un edificio può richiedere, le considerazioni restanti non avrebbero un reale riscontro. Nel caso specifico, è possibile osservare nell'Appendice i valori di spostamento del punto di controllo: come detto, questo è un nodo baricentrico della bullonatura collegato ai bulloni mediante legame rigido, che non definisce un elemento plate.

Prendendo come esempio le piastre MO di tipo dissipativo, è stato possibile determinare che il valore di snervamento si attesta su uno spostamento di circa 0,12mm della piastra: osservando il principio di funzionamento, la sezione ristretta dovrebbe comportarsi come un provino sottoposto a trazione, e dunque è possibile calcolarne l'allungamento a rottura, approssimandone il comportamento. Si sottolinea però come questo calcolo sia di molto semplificato, poiché la resistenza a rifollamento della piastra è appena superiore di quella della sezione indebolita, e dunque senz'altro questo limiterà le possibilità di deformazione della parte centrale.

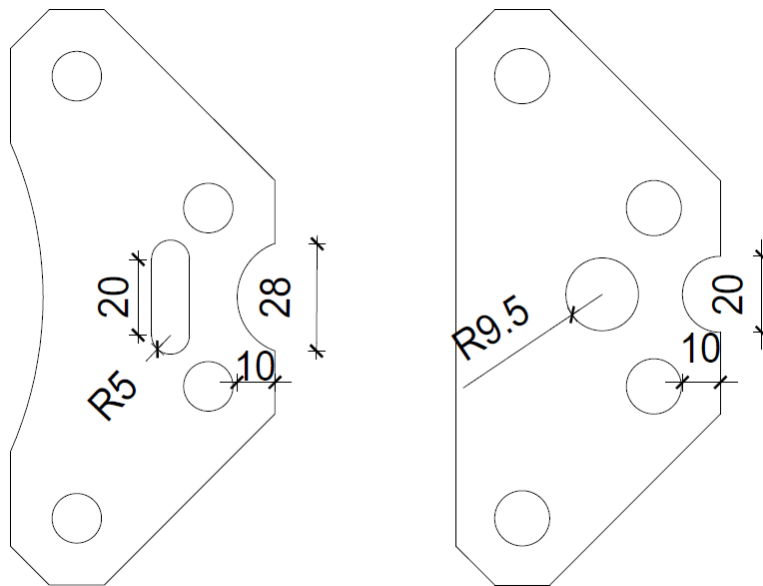


Figura 6-1: Versioni della piastra MO dissipativa.

ALLUNGAMENTO A ROTTURA PIASTRE MO DISSIPATIVE		
l ₀	33,81	mm
dl versione 1	0,02	mm
dl versione 2	0,06	mm
allungamento massimo	20%	
dl a rottura	6,762	mm

Tabella 6-5: Allungamento a rottura delle piastre dissipative MO.

Come riportato in Tabella 6-5, sebbene in confronto al valore raggiunto allo snervamento, il valore di spostamento ultimo sia di molto superiore, questo appare comunque abbastanza ridotto se confrontato con i valori di riferimento standard, ovvero quelli della normativa EN12512. Questo significa che l'elemento non è propriamente adatto a soddisfare le esigenze di spostamento necessarie ad attuare effettivamente il fattore di struttura. Inoltre, confrontando i valori ottenuti dalla connessione dissipativa proposta da Marchi et al. [62], citata nel paragrafo 4.2, con quanto raggiunto dallo schematico calcolo manuale, si possono effettuare le stesse considerazioni: di seguito un grafico esplicativo (Figura 6-2).

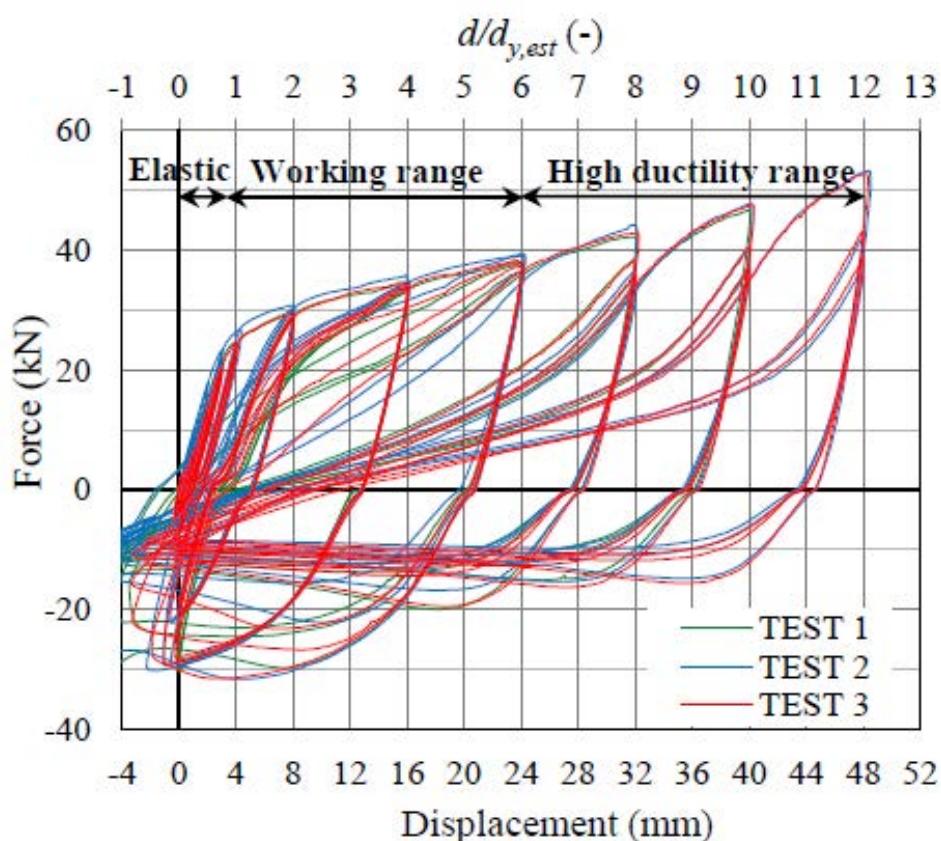


Figura 6-2: Grafico di tre test ciclici a trazione del connettore dissipativo X-Bracket. Fonte: [74]

La criticità riscontrata nelle piastre MO ha due principali motivazioni: la prima è la dimensione della connessione, abbastanza ridotta, che non permette di accomodare degli spostamenti di ordine elevato; la seconda è la forma della piastra stessa. Infatti, nonostante la dimensione longitudinale dell'elemento pari circa a 15cm, i bulloni più vicini due reciproci connettori distano soli 33,8mm. Di fatto, questo ha limitato le forme ottenibili, poiché le possibilità di realizzare intagli gradualmente verso l'interno sono abbastanza ridotte. Per quanto riguarda le piastre MI, la questione è abbastanza comparabile, sebbene un calcolo così semplificato per l'allungamento a rottura non sia in generale praticabile.

Per ovviare alla criticità evidenziata da questo sistema ed attrezzarsi per la domanda di spostamento, potrebbe essere necessario ampliare la sezione del taglio della parete, mantenendo quindi i connettori X-One Mini reciproci più distanti. Il taglio potrebbe essere ampliato solamente in altezza, oppure anche in larghezza: questa seconda opzione potrebbe essere più indicata per mantenere le caratteristiche simmetriche delle piastre MI, garantendo quindi lo stesso tipo di taglio sugli angoli delle pareti. Si mostra a seguire uno schema di quanto si intende (Figura 6-3, Figura 6-4).

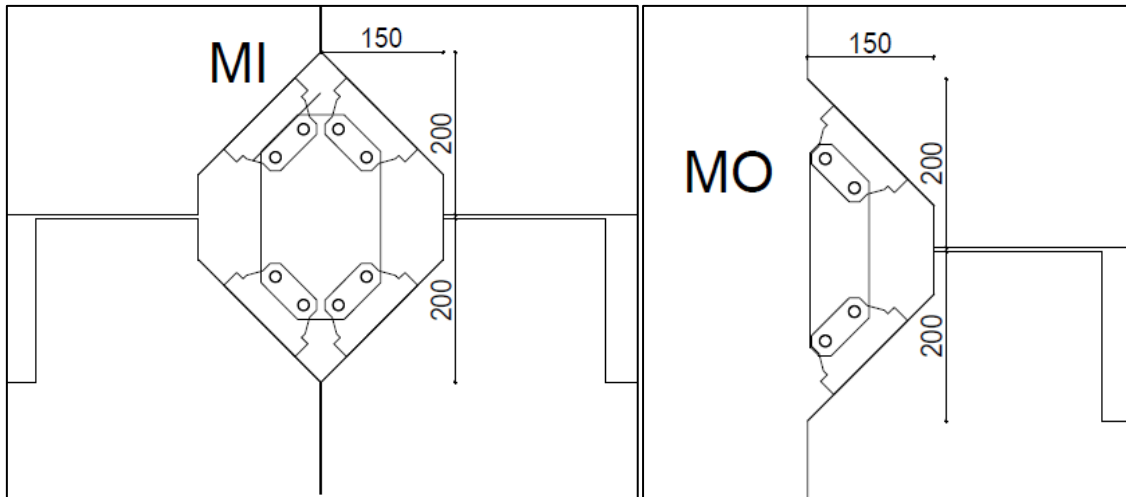


Figura 6-3: Piastre MI ed MO ingrandite lungo l'asse longitudinale.

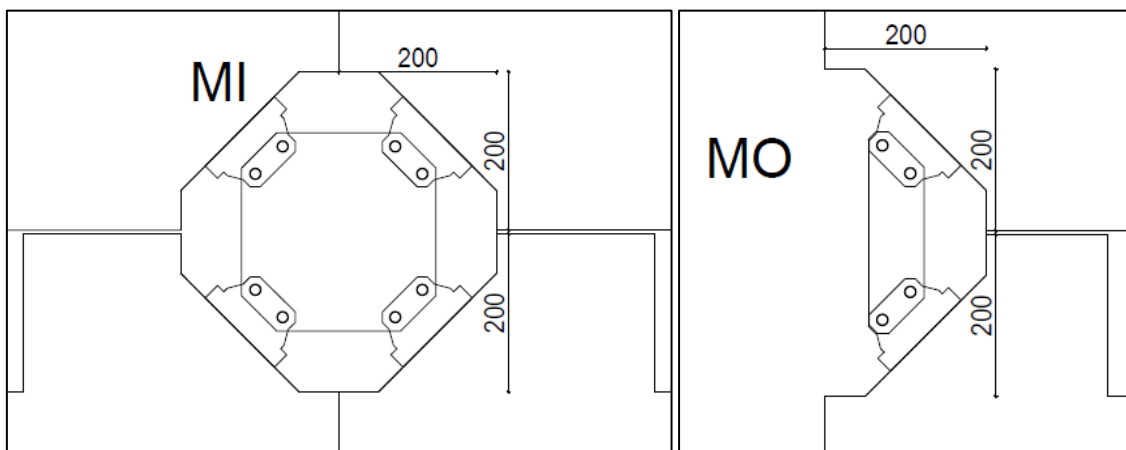


Figura 6-4: Piastre MI ed MO ingrandite con tagli simmetrici sulla parete.

Questo intervento sulle dimensioni degli elementi, ad esempio per la piastra MO, potrebbe favorire un restringimento più omogeneo in zona centrale della piastra, probabilmente garantendo anche un comportamento più uniforme dell'elemento rispetto alle due sezioni attualmente ipotizzate. A questo punto, favorendo un'apertura del giunto tra le pareti, bisognerebbe però porre attenzione anche ai problemi di strappo. Infatti, quando sottoposta ad un carico sismico, la piastra è sollecitata con cicli ad inversione di carico: a trazione potrebbe, e dovrebbe, subire un'escursione in campo plastico, per poi tornare alla posizione iniziale quando la sezione di parete nelle vicinanze è compressa. Il ritorno alla situazione di partenza, dato l'allungamento conseguito a trazione, potrebbe portare la piastra ad instabilizzarsi: ciò solitamente si traduce in una rigidità iniziale nulla al successivo ciclo di carico, che causa infine una forza impulsiva di strappo. Questo è il motivo per cui, ad esempio, i controventi delle strutture in acciaio si realizzino attualmente con elementi di inerzia notevole, e nello studio citato di Sarti et al. [54] il dissipatore studiato sia stato equipaggiato con elementi volti ad aumentarne l'inerzia flessionale. Sulla versione ora

ipotizzata per la piastra MO bisognerebbe dunque controllare opportunamente la detta inerzia, al variare dei parametri che governano anche lo snervamento per trazione, ovvero: spessore, larghezza della sezione indebolita e ampiezza del taglio sulla parete.

Per quanto riguarda la piastra MI invece, si sottolinea come le forme ottenute possano essere tranquillamente usate anche ampliando i tagli sul pannello, ottenendo sicuramente uno spostamento ultimo più adatto agli scopi. Naturalmente, vi sono diverse implicazioni conseguenti a queste considerazioni, ed una su tutte riguarda la rigidità degli elementi.

Si fornisce uno dei punti di vista inerenti alla criticità, prendendo come esempio X-RAD. Il connettore X-ONE mostra una rigidità più o meno simile in tutte le direzioni di carico, pari a 25 kN/mm; le piastre MID sono volutamente molto più rigide, e dunque il comportamento globale del collegamento si può approssimare a quello del solo connettore, schematizzandolo con delle bielle a rigidità assiale equivalente in un modello di calcolo. Le piastre MI e MO del sistema X-Mini, modellate in questo lavoro, presentano una rigidità effettivamente superiore a quanto ottenibile dal solo connettore: come riferimento è stato preso il valore noto del connettore X-ONE di X-RAD. Tuttavia, i risultati preliminari nell'ambito del progetto di ricerca TRE3 su X-ONE Mini riportano rigidità pari a 16 e 14 kN/mm, rispettivamente a taglio e trazione, dunque le considerazioni sono ancor più calzanti. Le versioni duttili delle piastre manifestano comunque una rigidità utile per la filosofia costruttiva di X-RAD; la sola piastra con rigidità che incide in maniera non trascurabile sulla connessione è la versione cava della piastra MI. Ingrandendo invece le piastre ed intervenendo sulla forma nell'ottica di renderle dissipative, certamente si introducono delle deformabilità maggiori, d'altra parte necessarie ad accogliere la domanda di spostamento: questo inciderà sulla rigidità della piastra, cambiandone l'ordine di grandezza e dunque costringendo a valutarne il comportamento d'assieme con il connettore. La considerazione che si evince, in fondo a queste ipotesi volte alla progettazione dissipativa, è che sarà necessario adottare forme intermedie tra quelle della piastra cava e quelle della piastra forata con pattern rettangolare, naturalmente qualora si dimostri che non esiste il pericolo di valori di compressione elevati sul connettore; la conclusione nasce anche sulla scorta degli esempi presenti in letteratura, che sfruttano deformazioni di tipo flessionale, dalle quali è possibile ottenere livelli di spostamento elevati con grandi risorse plastiche sfruttabili.

Come ulteriore appunto sulla questione della rigidità, si riporta una considerazione già accennata nel paragrafo 5.3, sulla deformabilità a taglio nella progettazione di tipo dissipativo, nelle varie configurazioni attuabili. Si ammette infatti che la piastra MO non si possa caricare di taglio, e dunque la MI vada a caricarsi per tale azione, come espresso nelle ipotesi di progettazione delle piastre. Sono state sviluppate alcune ipotesi di piastre MI di tipo dissipativo, tali da

permettere una dissipazione energetica anche all'applicazione di taglio puro sui connettori, quindi nel caso di azione assiale elevata sulla parete. Come visto, si rende necessario aumentare le dimensioni delle piastre al fine di accomodare maggiori spostamenti; a questo punto, bisogna verificare che la piastra MI non permetta scorrimenti tali da influenzare il comportamento della piastra MO. È stato infatti mostrato come il carico di taglio causi su quest'ultima una coppia sui bulloni, che potrebbe portare ad una crisi per rifollamento poiché già caso quasi dimensionante nella versione duttile. Inoltre, data la bassa rigidezza a taglio della stessa piastra, eventualmente aumentata in caso di un maggiore intaglio nella parete, a scorrimenti importanti della parete corrisponderebbero delle deformazioni dell'elemento che potrebbero portarlo a non avere la stessa duttilità sviluppabile e resistenza per trazione pura.

Si vogliono infine riportare gli sviluppi futuri legati alla completa caratterizzazione del sistema, sulla scorta di tutte le considerazioni effettuate nell'ambito di questo lavoro di tesi. Sebbene infatti, in questo elaborato, lo scopo di inserire nella geometria esistente delle piastre dissipative non sia riuscito per via della limitata disponibilità di spostamento, sono tuttavia state indicate delle modalità di intervento e delle criticità da tenere in considerazione. Dunque, al fine di perseguire l'obiettivo iniziale sarà necessario intervenire sulla dimensione delle piastre, controllando i parametri di interesse per ottenere un compromesso tra rigidezza e duttilità. Sarebbe opportuno eseguire altre analisi FEM, sottoponendo però la piastra a dei carichi ciclici al fine di verificare l'efficacia dei ragionamenti effettuati, adottando un legame costitutivo differente che tenga in conto del comportamento isteretico. È necessario anche affiancare a ciò dei test a quattro pannelli, volti a capire quanto effettivamente la compressione possa intervenire sulla piastra MI, che risulta attualmente limitata al solo uso per carichi di taglio nella versione dissipativa. Infine, in parallelo ai test su parete e ad analisi dettagliate tramite FEM, sarebbe utile anche effettuare dei test volti a caratterizzare il comportamento dei connettori, in base a tutte le considerazioni finora evidenziate: con questo si vuole comprendere infatti anche la caratterizzazione del funzionamento della piastra MO duttile a trazione applicando crescenti livelli di spostamento orizzontale reciproco tra i due connettori di supporto.

A tal proposito si sottolinea come, seppure l'intenzione iniziale di X-RAD fosse quella di lavorare indistintamente con taglio e trazione, eliminando alcune tra le incertezze esistenti nel mondo delle costruzioni a pareti in CLT, in questa sede è stato tuttavia necessario disaccoppiare il problema al fine di affrontare in modo consono il comportamento dissipativo della struttura. Questo è stato necessario data la compressione che si trova a passare nella piastra MI, l'influenza del carico assiale sul comportamento duttile, ed anche all'utilizzo limitato ad un caso di carico per la piastra MO.

Realizzato uno studio completo del comportamento strutturale, sarebbe infine auspicabile lo sviluppo di strategie di involucro e relativi dettagli costruttivi per un semplice utilizzo di questa innovazione tecnologica, realizzando così un comportamento di sistema dell'intera soluzione. Come evidenziato in precedenza, riguardo al tema dell'integrazione del sistema nell'edificio, è importante legare la questione tecnologica a quella di monitoraggio, al fine di capire quando vi sia la necessità di intervenire. È necessario capire anche quanto il sistema sia effettivamente "ricentrante", ovvero quanto l'edificio tenda a tornare alla posizione iniziale se sollecitato da carichi orizzontali: questo è di fondamentale importanza poiché supporterebbe le considerazioni sulla sostituibilità degli elementi. A questo proposito, tali considerazioni si potrebbero ottenere nell'ambito dei test della piastra MI su quattro pannelli di parete.

Nonostante le criticità evidenziate nella progettazione di piastre duttili, l'analisi del presente elaborato vuole proporsi con esito favorevole rispetto alle possibilità del sistema costruttivo X-Mini per un approccio dissipativo. Esso può contare infatti su modi di rottura controllabili in modo ben identificabile, semplicità di integrazione tecnologica nelle soluzioni di involucro, alto livello di prefabbricazione e precisione di montaggio. È quindi un'interessante opportunità insistere nella definizione di questo tipo di piastre, poiché queste possono rappresentare un'innovazione rilevante nel campo dell'edilizia in legno.

APPENDICE

PIASTRA MO_VERSIONE NON DISSIPATIVA

Analisi elastica

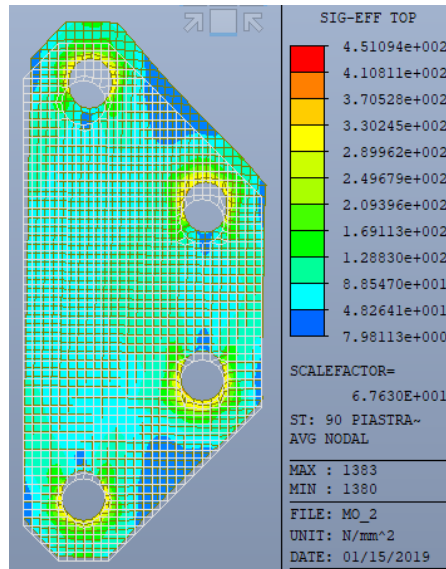


Figura A. 1: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO, analisi elastica.

Analisi a controllo di spostamento

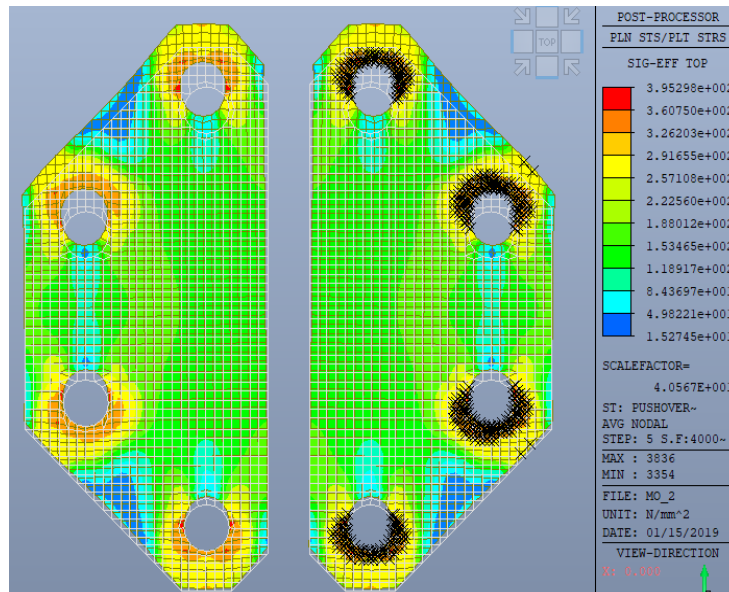


Figura A. 2: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI, analisi non lineare.

Curva bilaterale

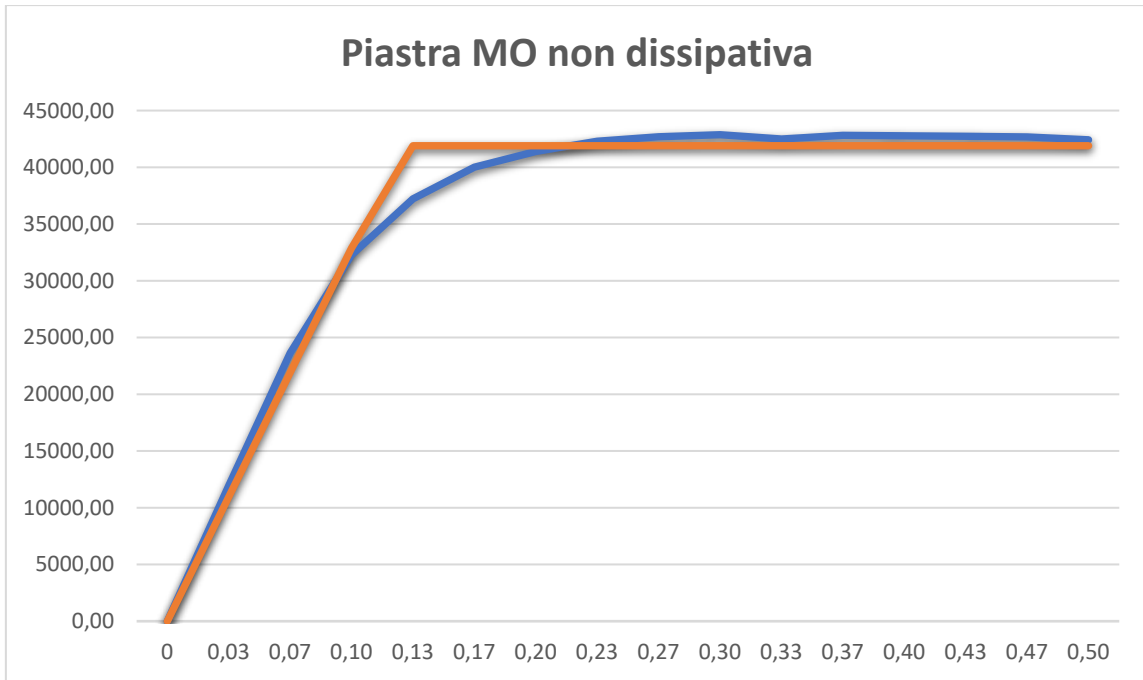


Grafico A. 1: Bilaterale approssimante piastra MO non dissipativa.

Valore di snervamento: circa 80 kN per le due piastre. Valore di spostamento: $x=0,12745\text{mm}$. $X_{\text{max}}=0,5\text{mm}$

PIASTRA MO_VERSIONE DISSIPATIVA 1

Analisi elastica

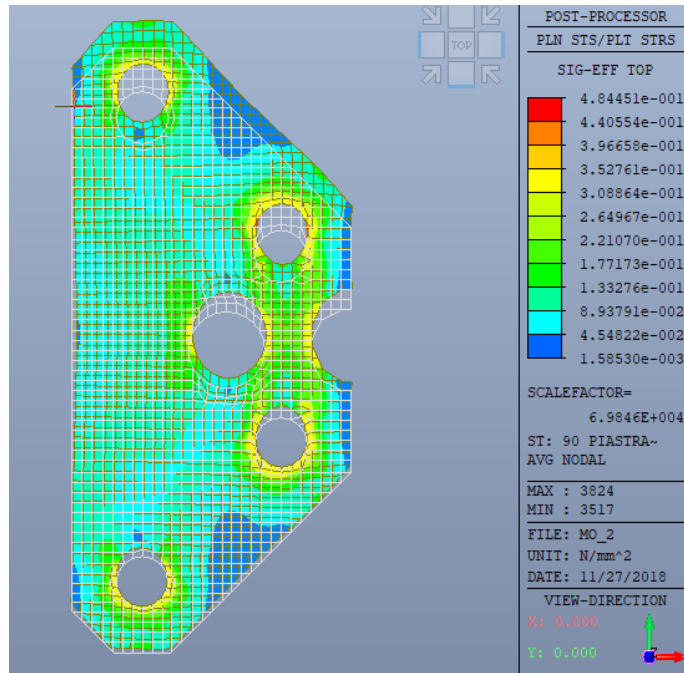


Figura A. 3: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO dissipativa v.1, analisi elastica.

Analisi a controllo di spostamento

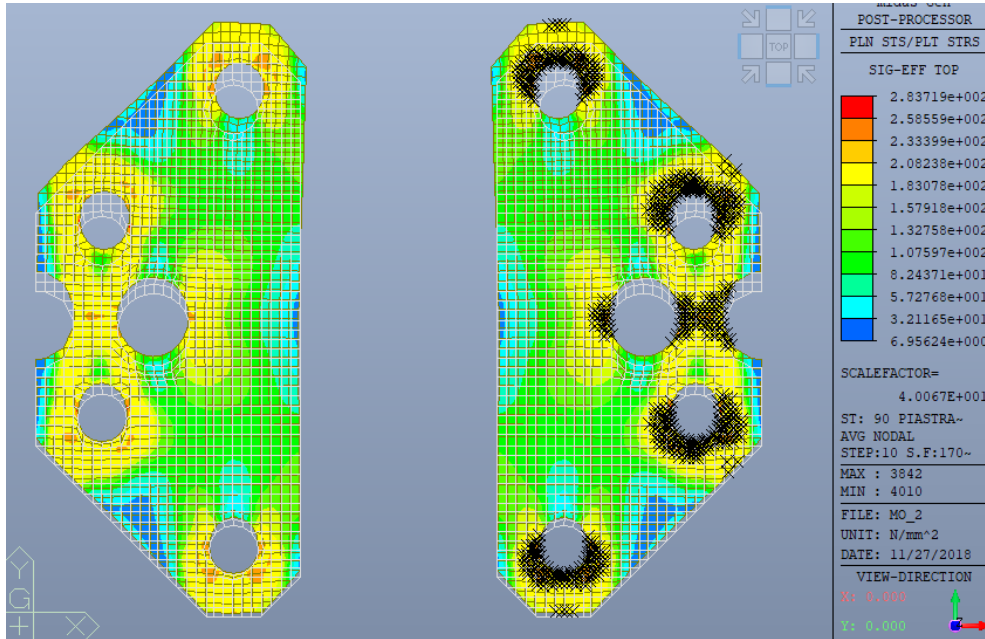


Figura A. 4: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO dissipativa v.1, analisi non lineare.

Curva bilaterale

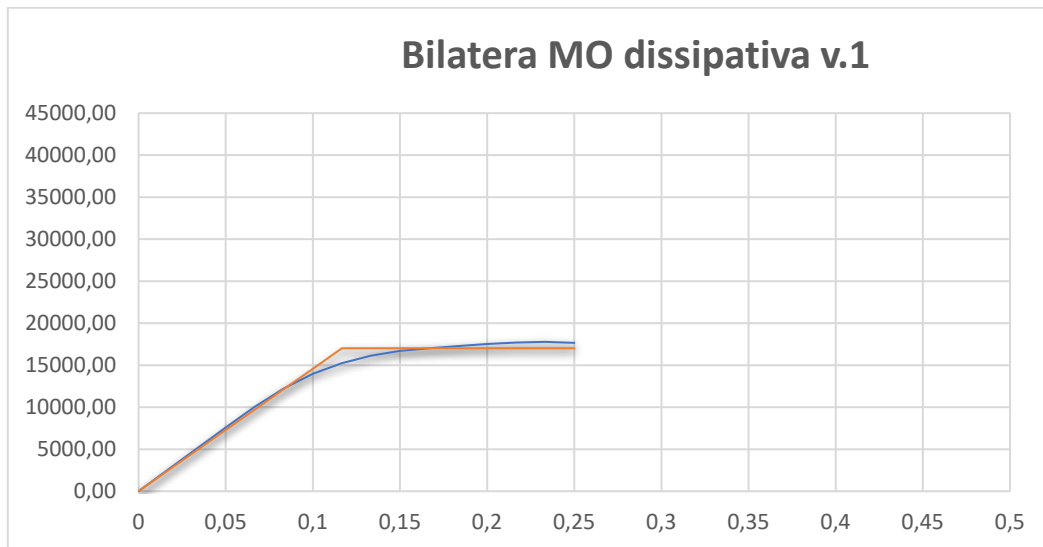


Grafico A. 2: Bilaterale approssimante, piastra MO dissipativa v.1.

Valore di snervamento: circa 32 kN per le due piastre. Valore di spostamento: $y=0,116\text{mm}$. $Y_{\text{max}}=0,25\text{mm}$

PIASTRA MO_VERSIONE DISSIPATIVA 2

Analisi elastica

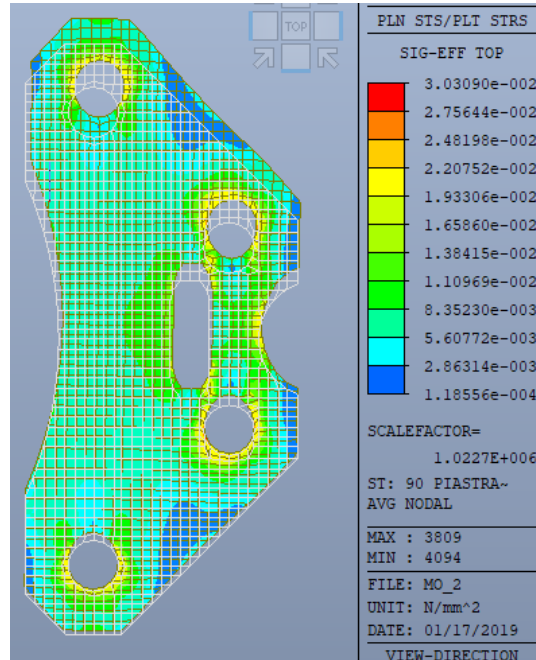


Figura A. 5: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO dissipativa v.2, analisi elastica.

Analisi a controllo di spostamento

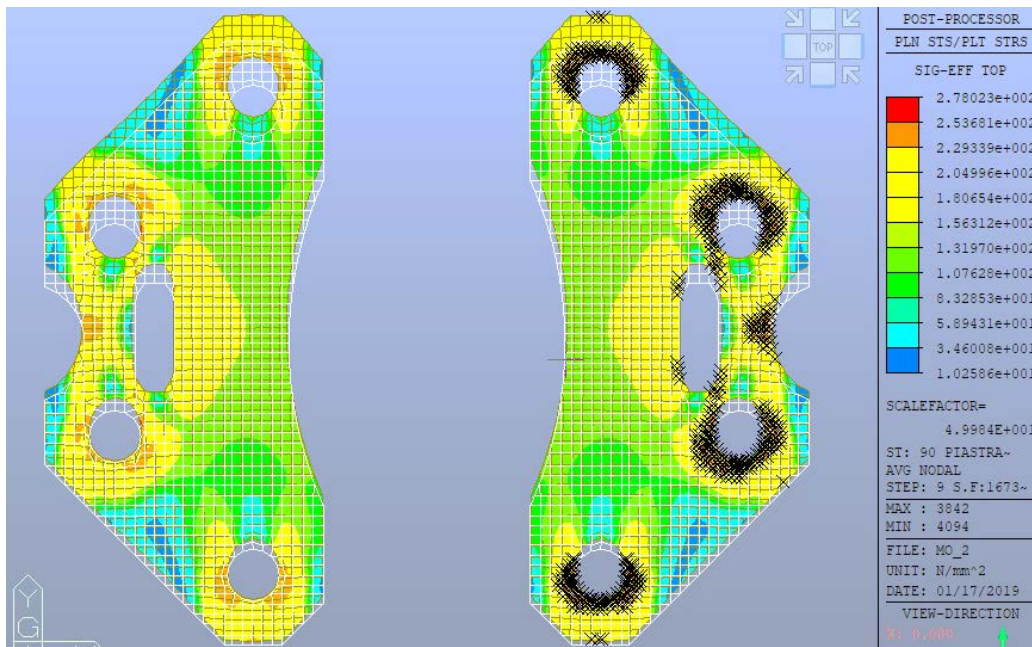


Figura A. 6: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MO dissipativa v.2, analisi non lineare.

Curva bilatera

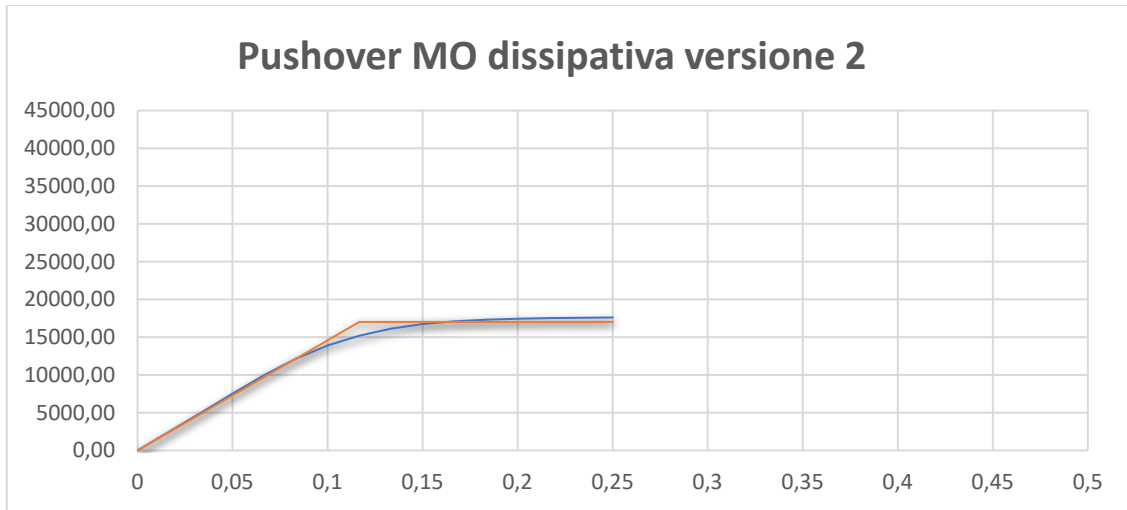


Grafico A. 3: Bilatera approssimante, piastra MO dissipativa v.2.

Valore di snervamento: circa 32 kN per le due piastre. Valore di spostamento: $y=0,117\text{mm}$. $Y_{\text{max}}=0,25\text{mm}$

PIASTRA MI_VERSIONE NON DISSIPATIVA

Analisi di buckling

DEFORMATA BUCKLING COMP 1

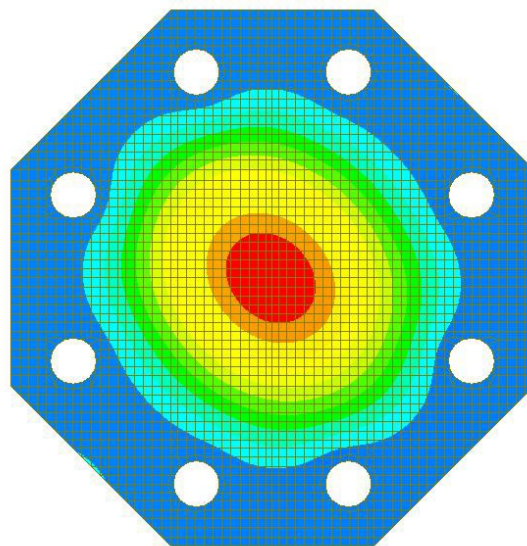


Figura A. 7: Deformata al primo modo di instabilità, COMP 1.

DEFORMATA BUCKLING CMP45TR45

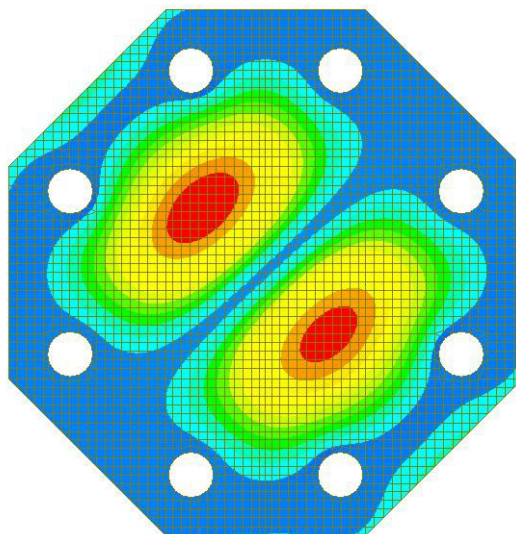


Figura A. 8: Deformata al primo modo di instabilità, CMP45TR45.

DEFORMATA BUCKLING TGL90

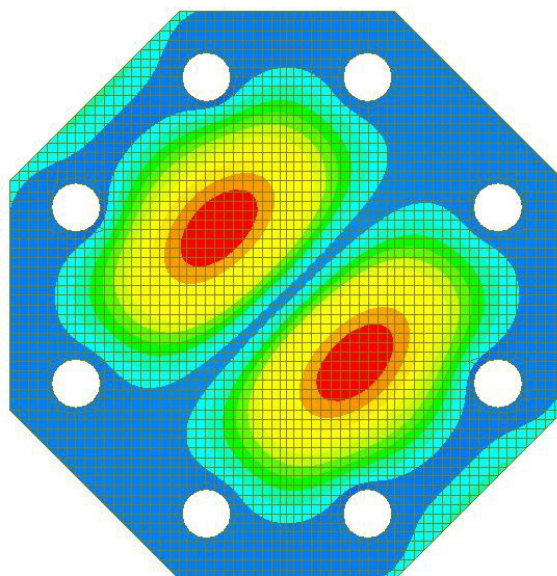


Figura A. 9: Deformata al primo modo di instabilità, TGL90.

Combinazione di carico TR45TR45

Analisi elastica

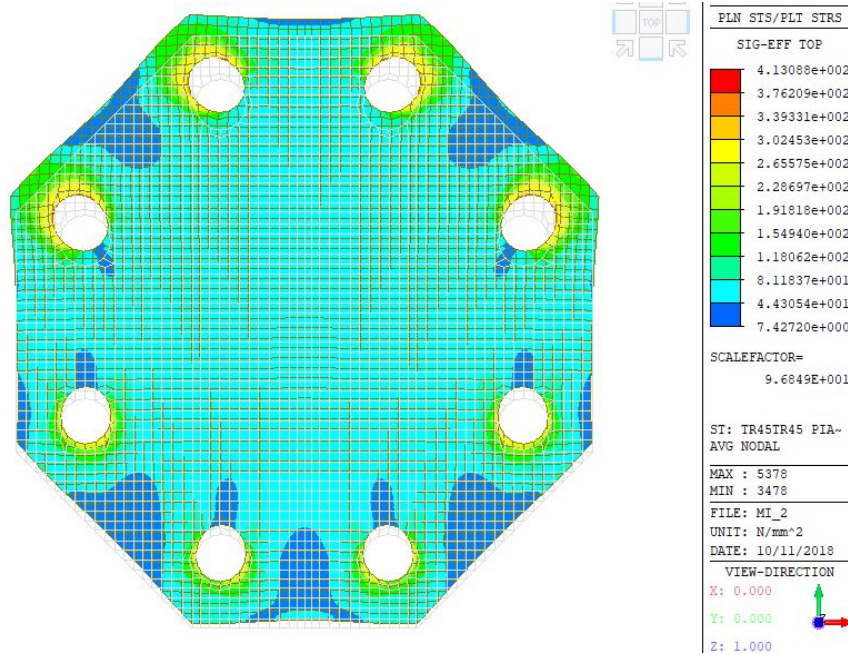


Figura A. 10: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI, analisi elastica, combinazione TR45TR45.

Analisi a controllo di spostamento

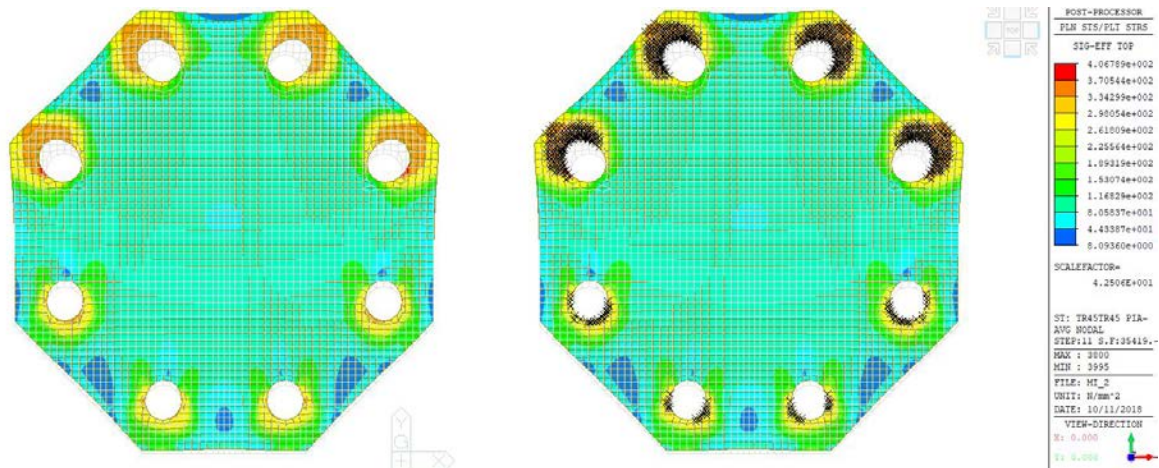


Figura A. 11: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI, analisi non lineare, combinazione TR45TR45.

Curva bilatera

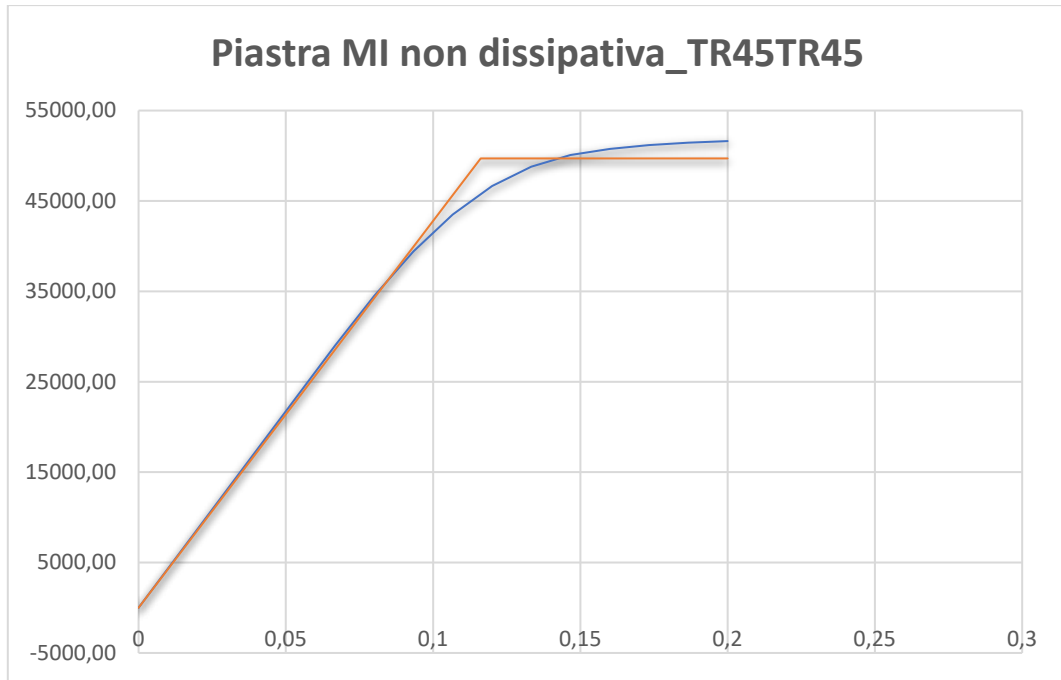


Grafico A. 4: Bilatera approssimante, TR45TR45, piastra MI non dissipativa.

Valore di snervamento: circa 50 kN per la singola piastra. Valore di spostamento: $x=0,1079\text{mm}$. $X_{\text{max}}=0,116\text{mm}$

Combinazione di carico CMP45TR45

Analisi elastica

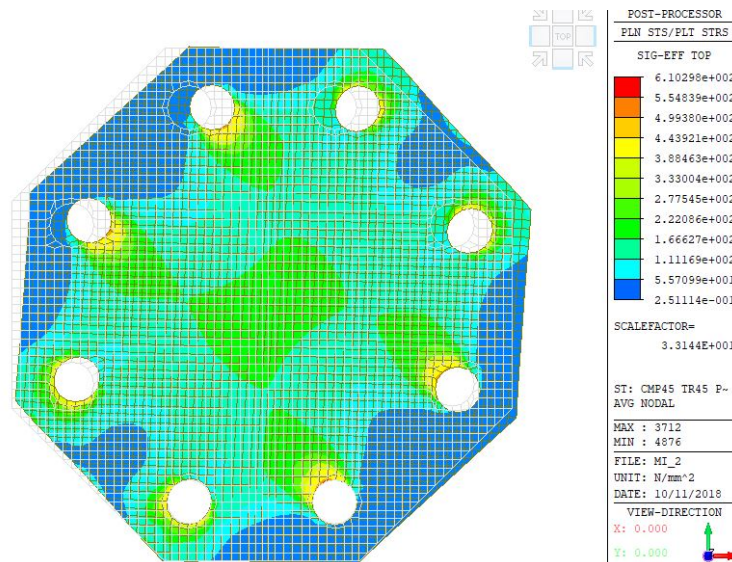


Figura A. 12: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI, analisi elastica, combinazione CMP45TR45.

Analisi a controllo di spostamento

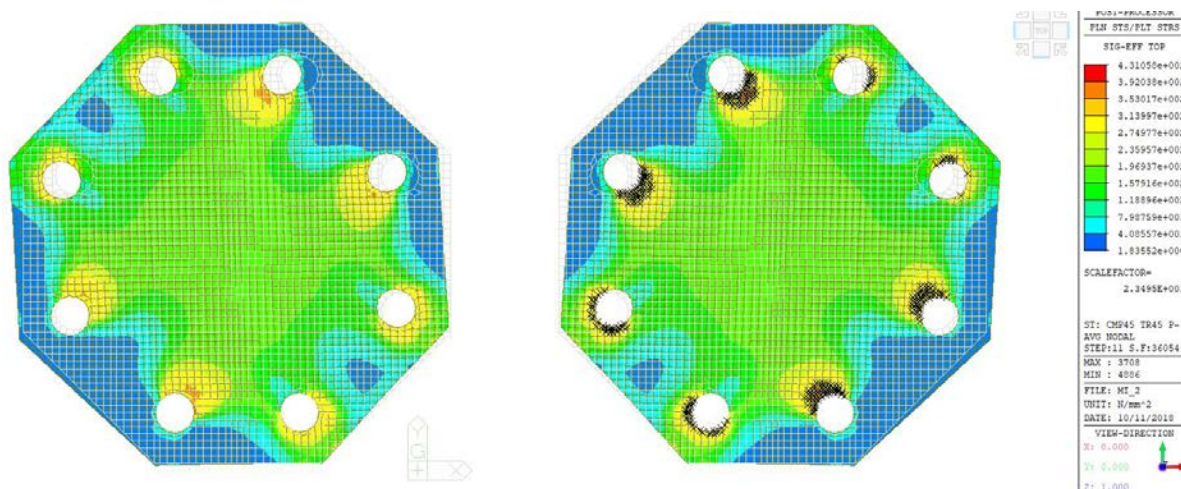


Figura A. 13: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI, analisi non lineare, combinazione CMP45TR45.

Curva bilatera

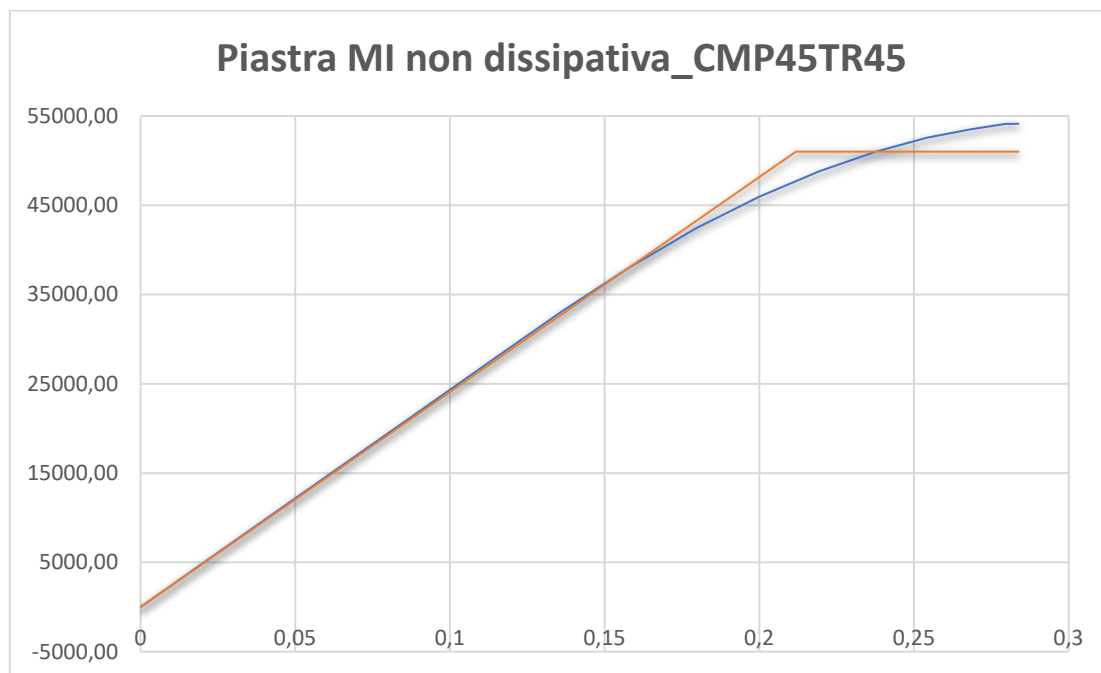


Grafico A. 5: Bilatera approssimante, CMP45TR45, piastra MI non dissipativa.

Valore di snervamento: circa 51 kN per la singola piastra. Valore di spostamento: $x=0,21$ mm. $X_{max}=0,28$ mm.

Combinazione di carico TGL90

Analisi elastica

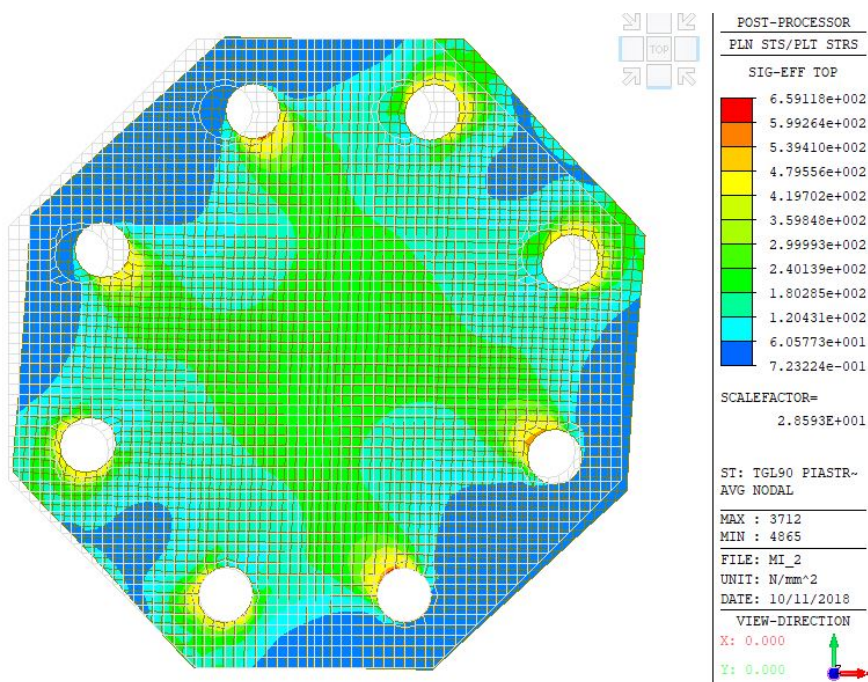


Figura A. 14: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI, analisi elastica, combinazione TGL90.

Analisi a controllo di spostamento

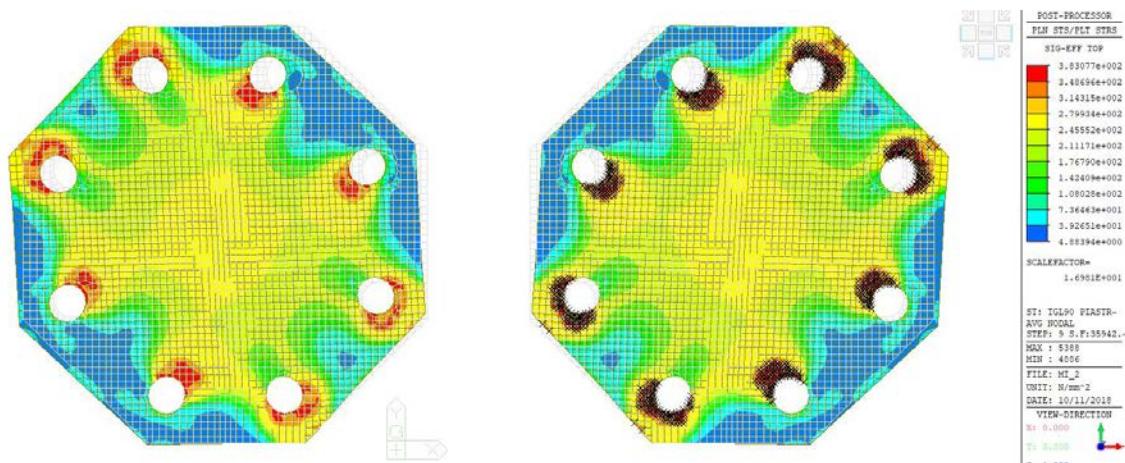


Figura A. 15: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI, analisi non lineare, combinazione CMP45TR45.

Curva bilatera

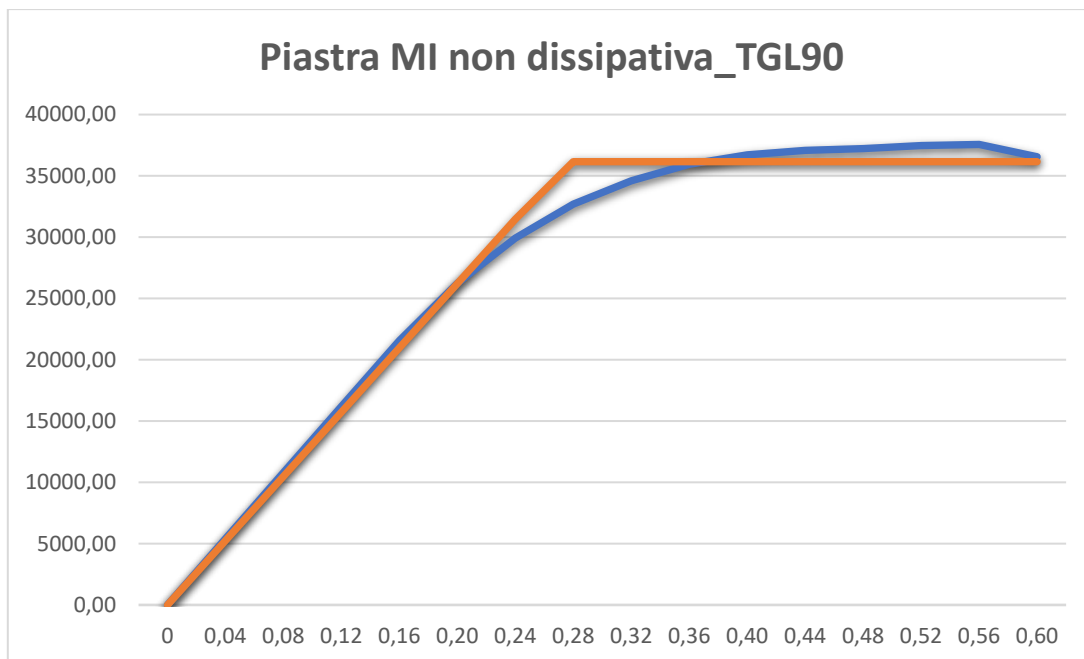


Grafico A. 6: Bilatera approssimante, CMP45TR45, piastra MI non dissipativa.

Valore di snervamento: circa 36 kN per la singola piastra. Valore di spostamento: $x=0,276\text{mm}$. $X_{\text{max}}=0,6\text{mm}$

PIASTRA MI_ VERSIONE DISSIPATIVA 1

Analisi di buckling

DEFORMATA BUCKLING COMP 1

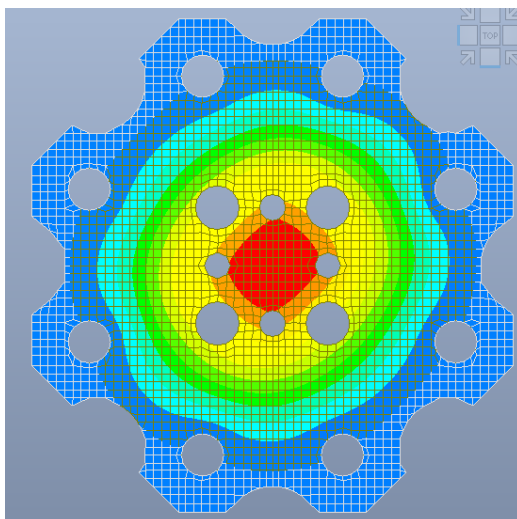


Figura A. 16: Deformata al primo modo di instabilità, COMP 1, piastra MI dissipativa v.1.

DEFORMATA BUCKLING CMP45TR45

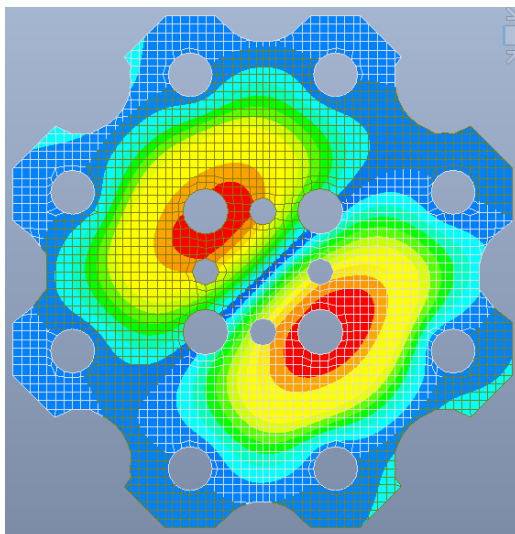


Figura A. 17: Deformata al primo modo di instabilità, CMP45TR45, piastra MI dissipativa v.1.

DEFORMATA BUCKLING TGL90

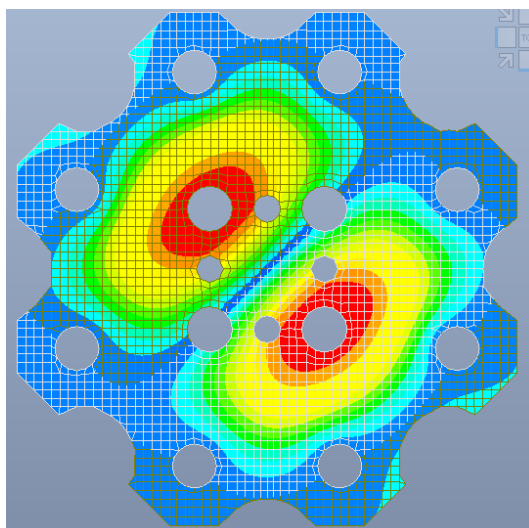


Figura A. 18: Deformata al primo modo di instabilità, TGL90, piastra MI dissipativa v.1.

Combinazione di carico TR45TR45

Analisi elastica

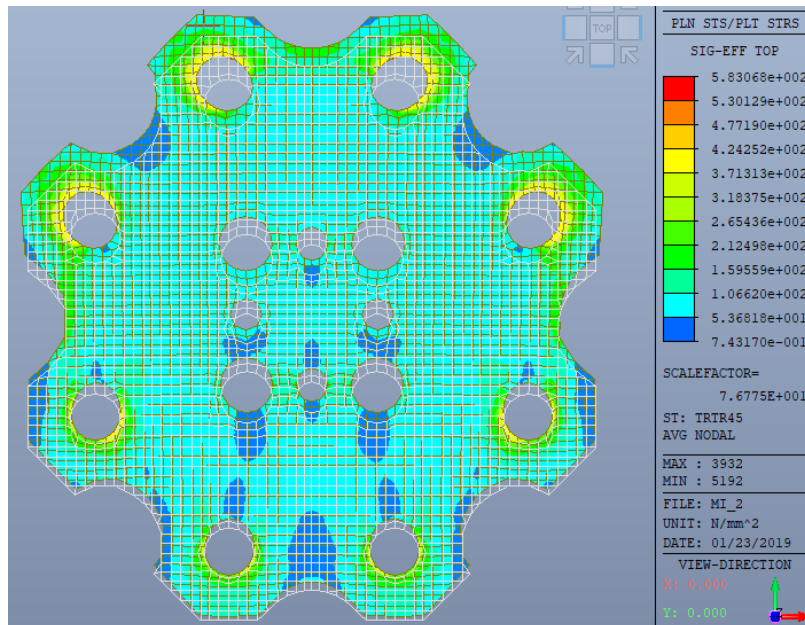


Figura A. 19: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi elastica, TR45TR45.

Analisi a controllo di spostamento

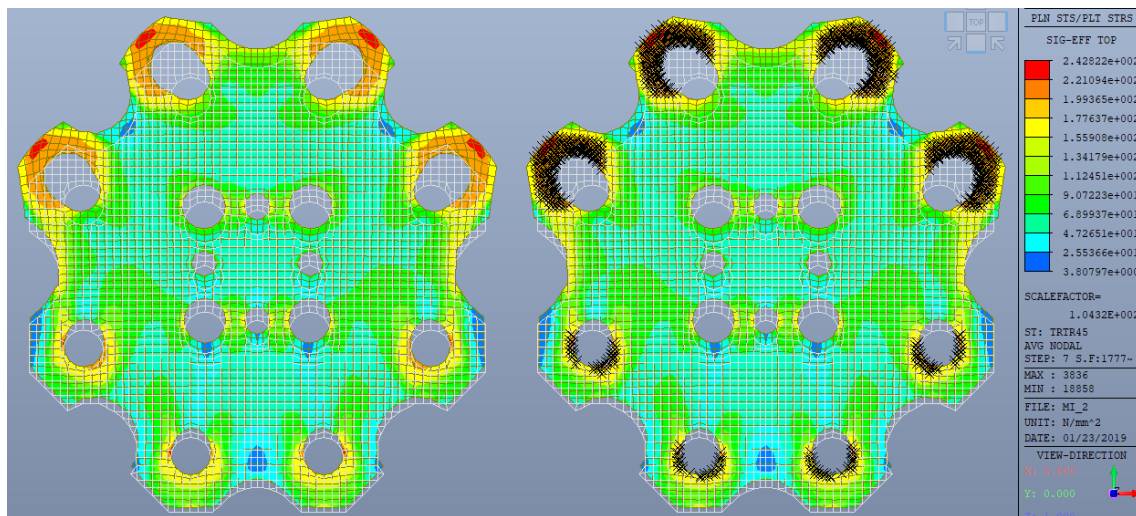


Figura A. 20: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi non lineare, TR45TR45.

Curva bilatera

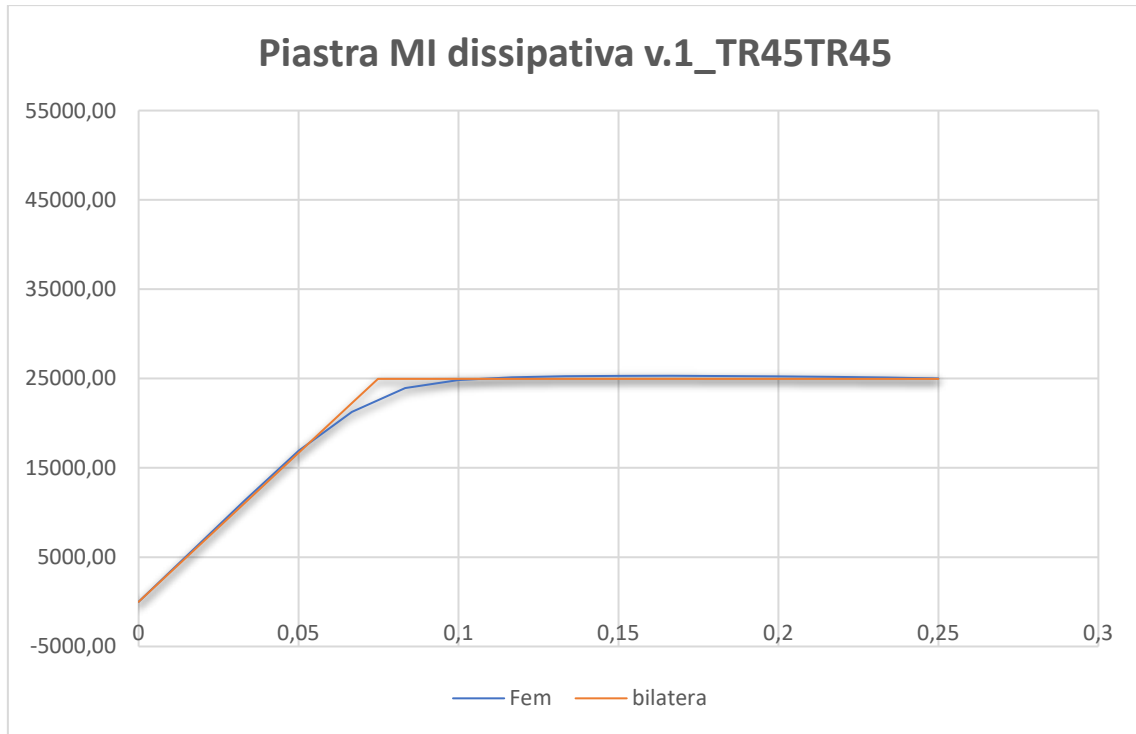


Grafico A. 7: Bilatera approssimante, TR45TR45, piastra MI dissipativa v.1.

Valore di snervamento: circa 50 kN per le due piastre. Valore di spostamento: $y=0,053\text{mm}$. $Y_{\text{max}}=0,25\text{mm}$

Combinazione di carico CMP45TR45

Analisi elastica

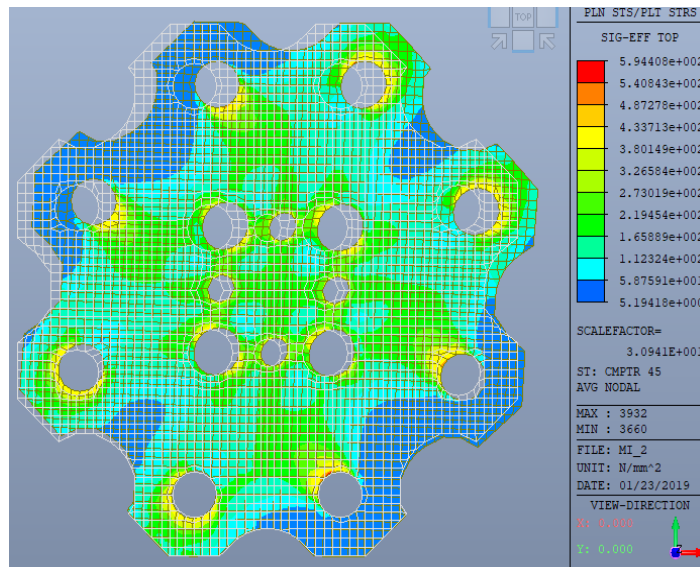


Figura A. 21: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi elastica, CMP45TR45.

Analisi a controllo di spostamento

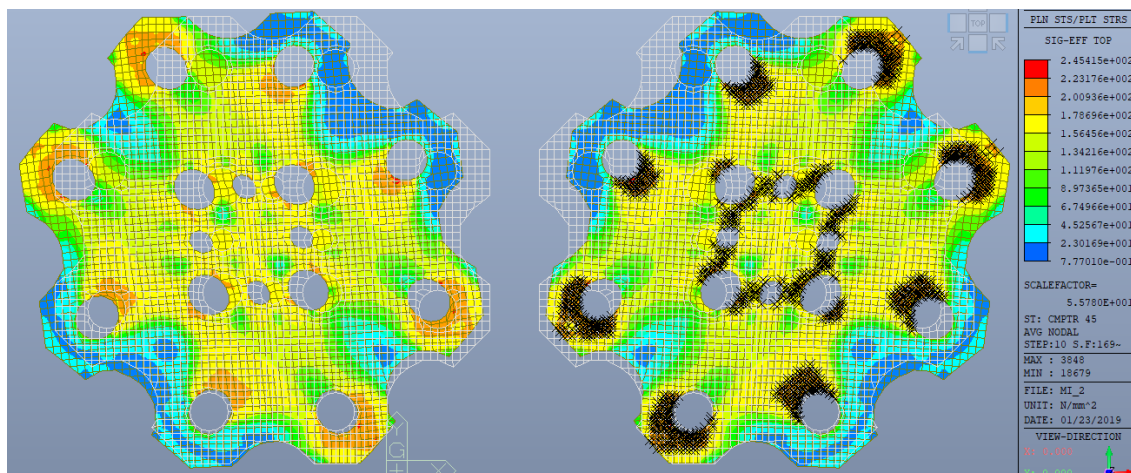


Figura A. 22: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi non lineare, CMP45TR45.

Curva bilatera

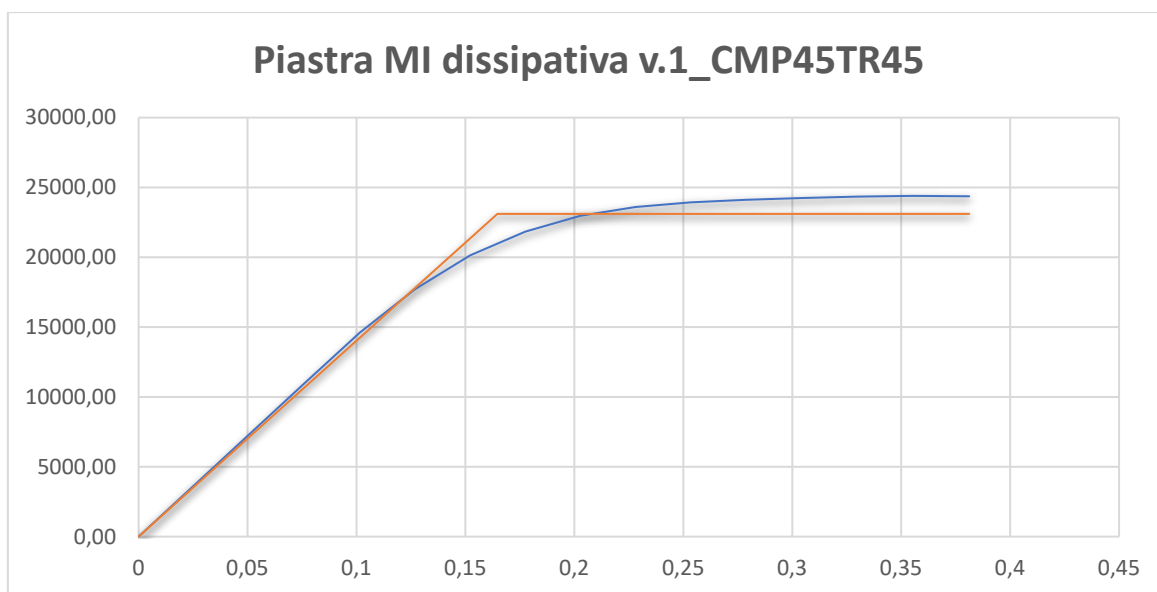


Grafico A. 8: Bilatera approssimante, CMP45TR45, piastra MI dissipativa v.1

Valore di snervamento: circa 46,2 kN per le due piastre. Valore di spostamento: $x=0,165\text{mm}$. $X_{\text{max}}=0,38\text{mm}$

Combinazione di carico TGL90

Analisi elastica

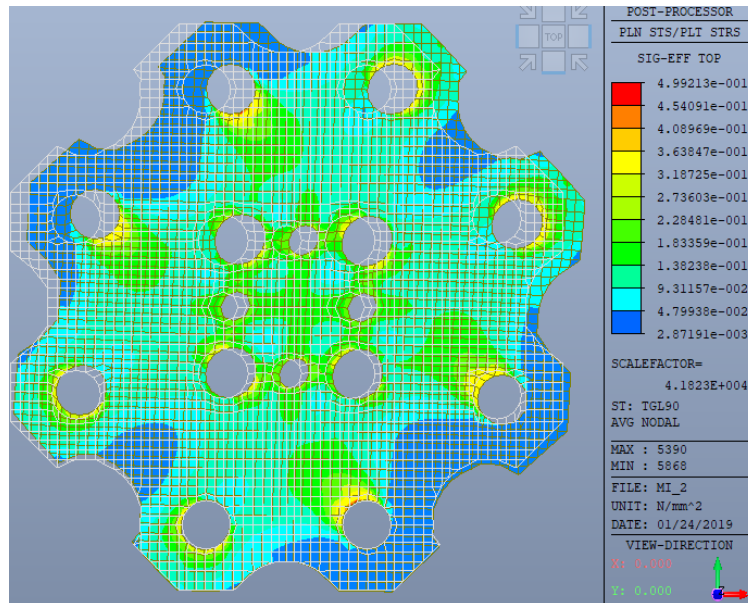


Figura A. 23: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi elastica, TGL90.

Analisi a controllo di spostamento

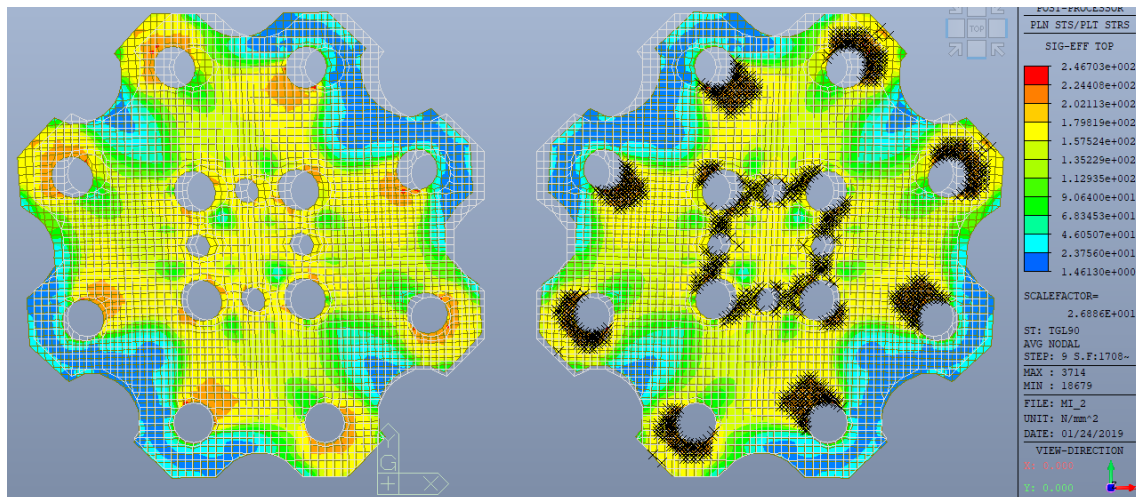


Figura A. 24: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi non lineare, TGL90.

Curva bilatera

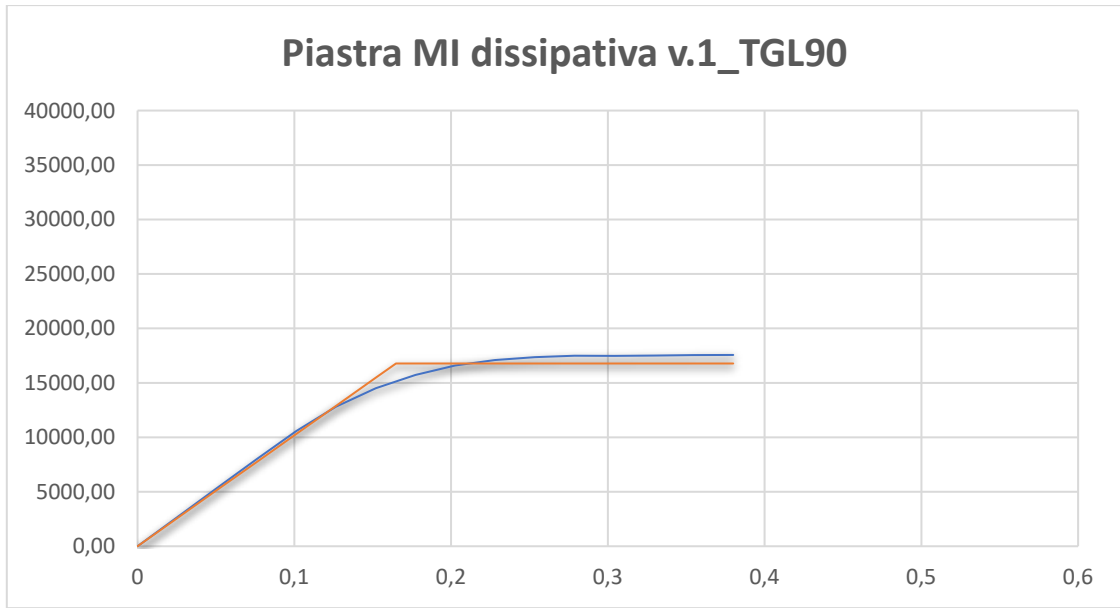


Grafico A. 9: Bilatera approssimante, TGL90, piastra MI dissipativa v.1.

Valore di snervamento: circa 33,6 kN per le due piastre. Valore di spostamento: $x=0,165$ mm. $X_{max}=0,38$ mm

Utilizzo sul nodo esterno, caso limite $N=V$

Analisi elastica

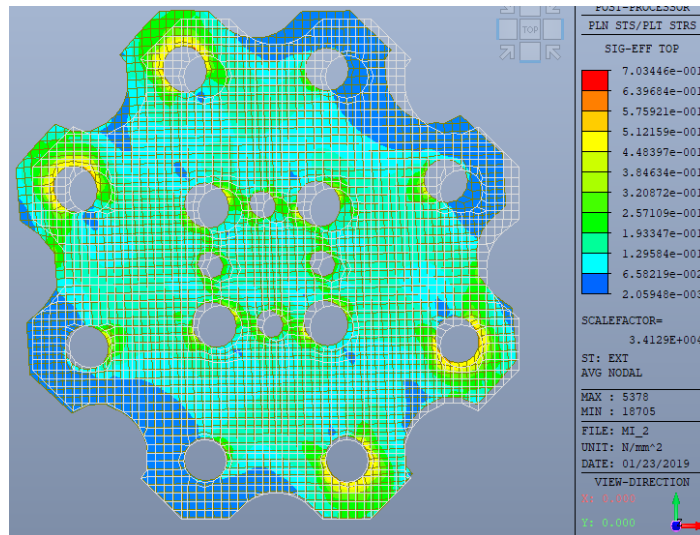


Figura A. 25: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi elastica, Nodo esterno.

Analisi a controllo di spostamento

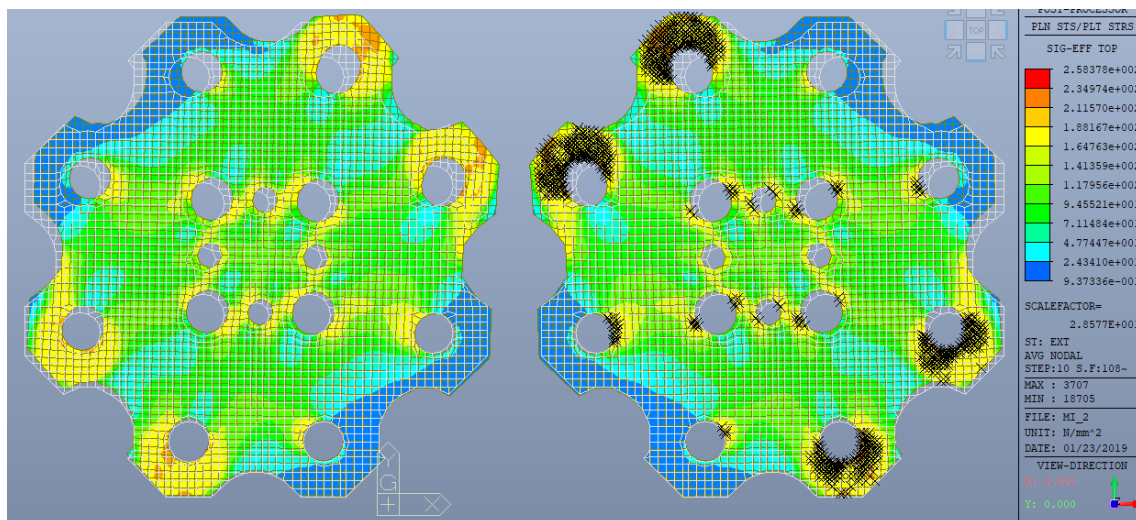


Figura A. 26: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa, analisi non lineare, Nodo esterno.

Curva bilaterale

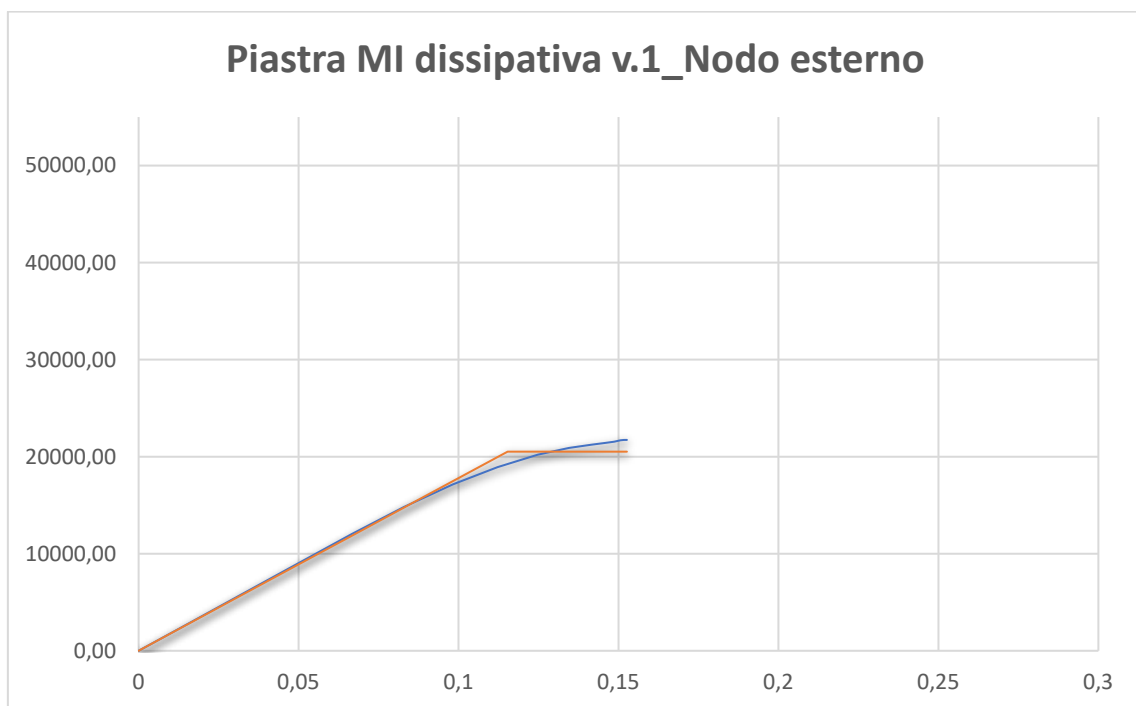


Grafico A. 10: Bilatera approssimante, nodo esterno, piastra MI dissipativa v.1.

Valore di snervamento: circa 20,5 kN per la singola piastra. Valore di spostamento: $x=0,11$ mm.

PIASTRA MI_VERSIONE DISSIPATIVA 2

Analisi di buckling

DEFORMATA BUCKLING COMP 1

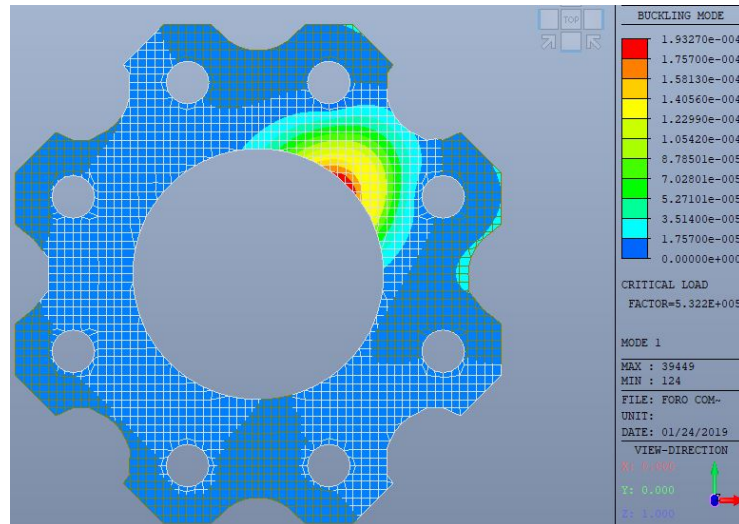


Figura A. 27: Deformata al primo modo di instabilità, COMP 1, piastra MI dissipativa v.2.

DEFORMATA BUCKLING CMP45TR45

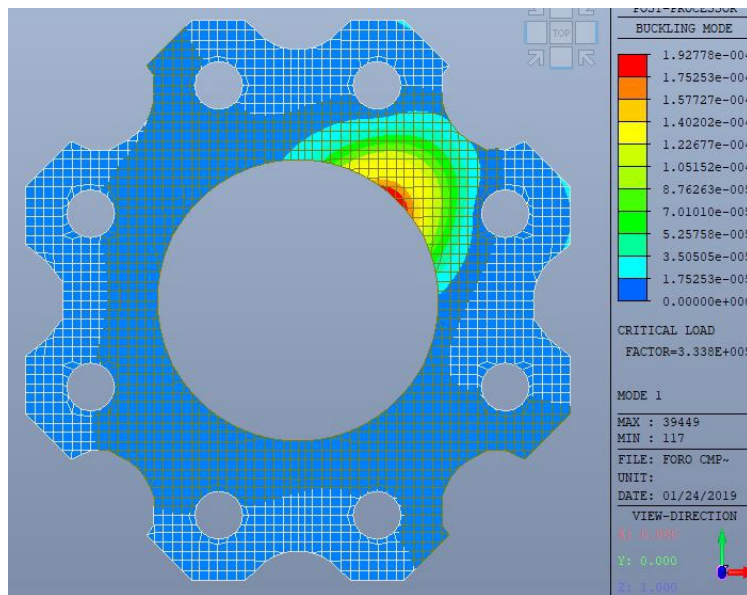


Figura A. 28: Deformata al primo modo di instabilità, CMP45TR45, piastra MI dissipativa v.2.

DEFORMATA BUCKLING TGL90

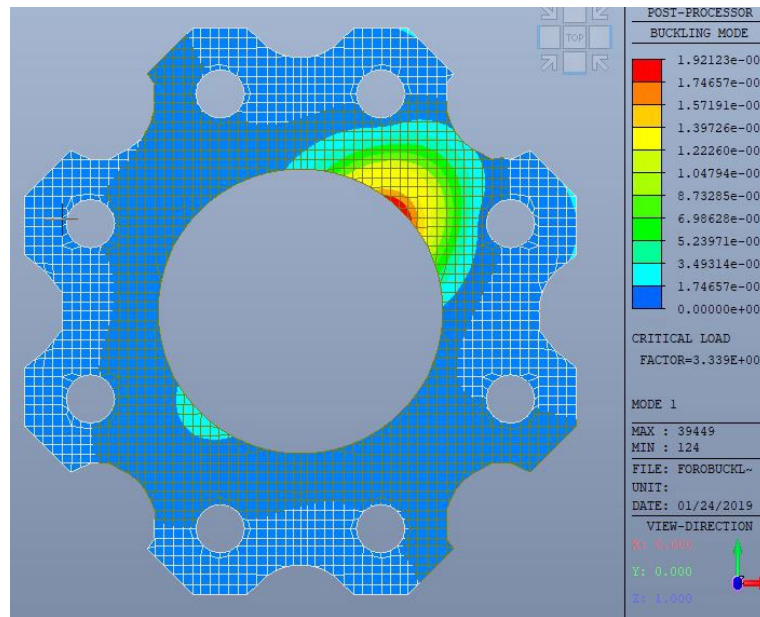


Figura A. 29: Deformata al primo modo di instabilità, TGL90, piastra MI dissipativa v.2.

Combinazione di carico TR45TR45

Analisi elastica

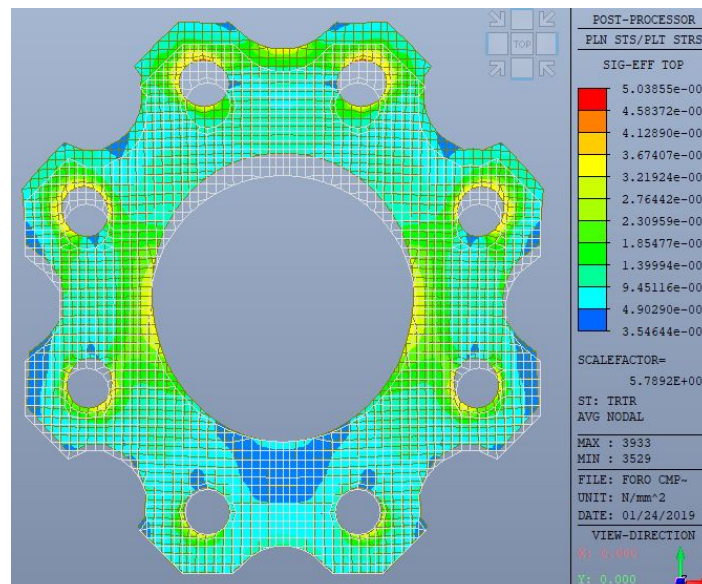


Figura A. 30: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi elastica, TR45TR45.

Analisi a controllo di spostamento

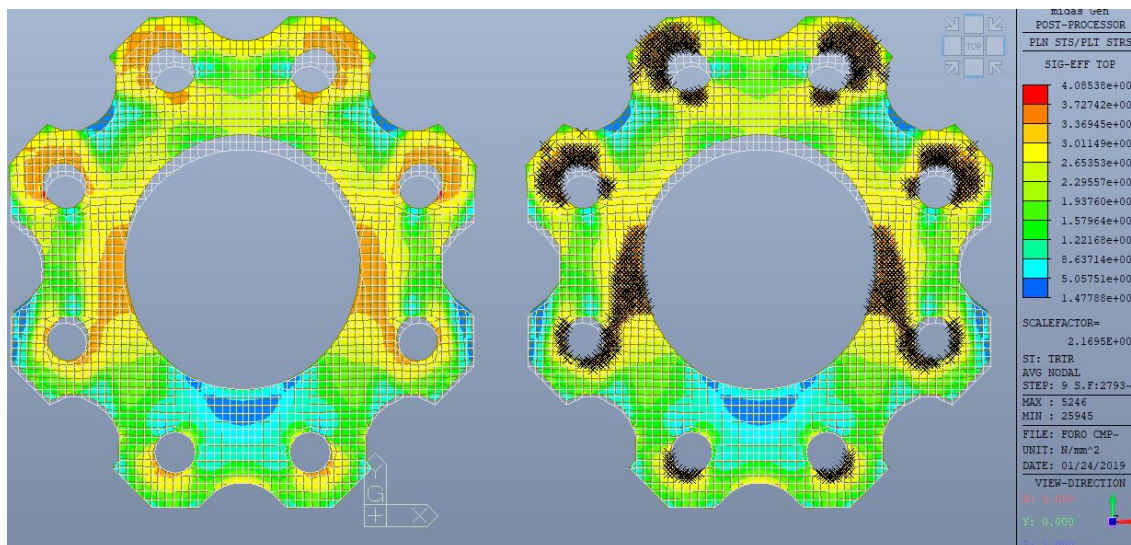


Figura A. 31: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi non lineare, TR45TR45.

Curva bilatera

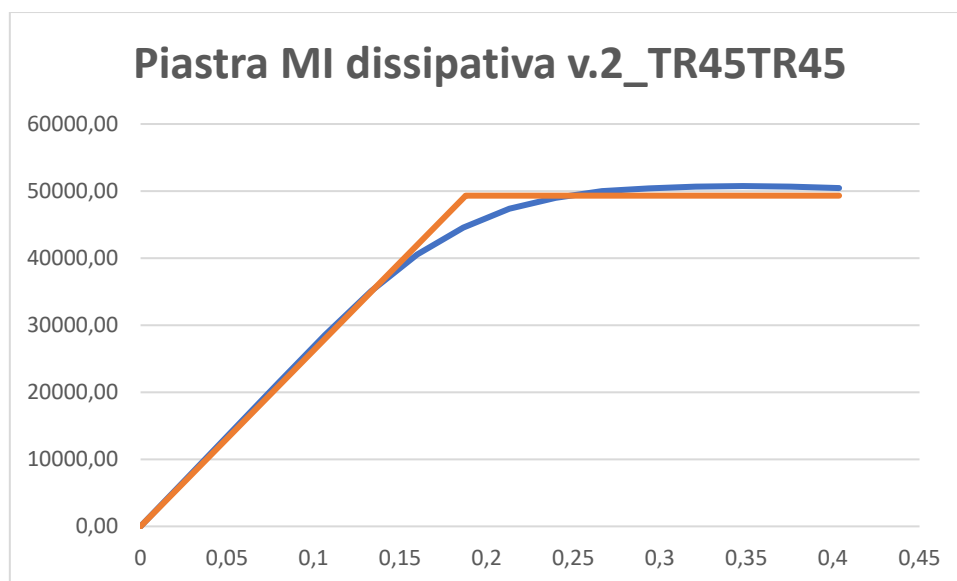


Grafico A. 11: Bilatera approssimante, TR45TR45, piastra MI dissipativa v.2.

Valore di snervamento: circa 48 kN per la singola piastra. Valore di spostamento: $x=0,19$ mm. $X_{max}=0,4$ mm.

Combinazione di carico CMP45TR45

Analisi elastica

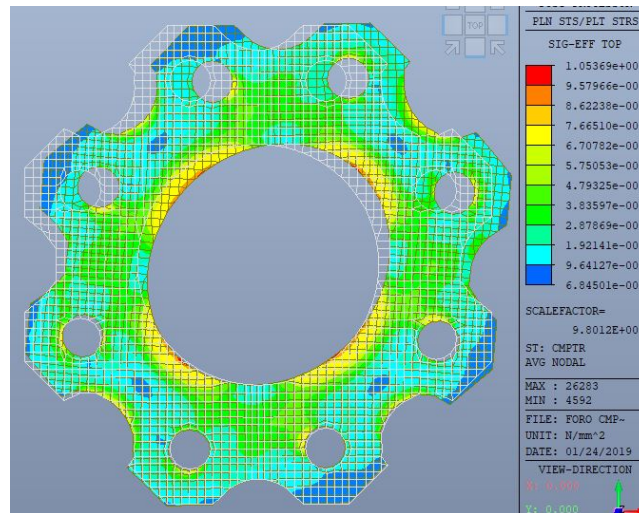


Figura A. 32: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi elastica, CMP45TR45.

Analisi a controllo di spostamento

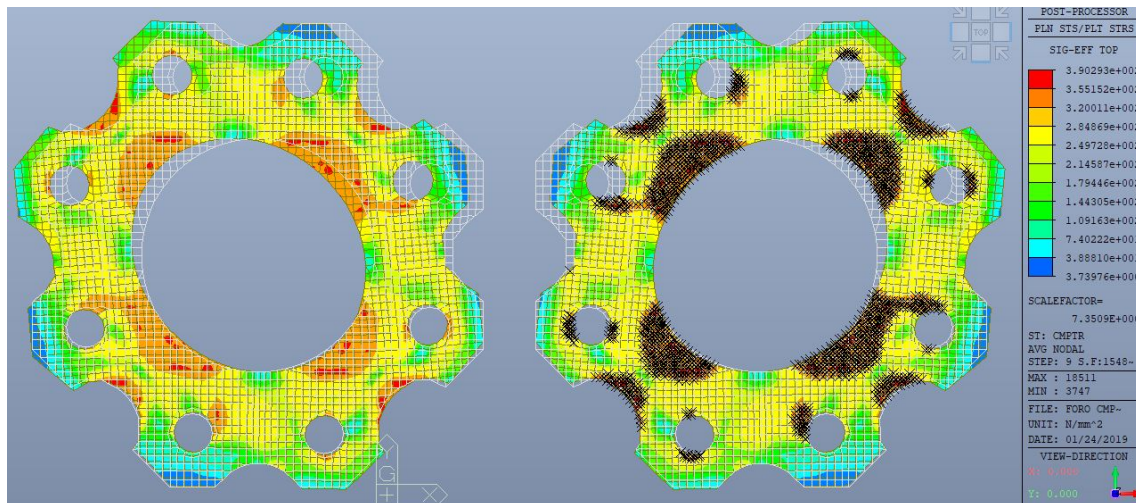


Figura A. 33: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi non lineare, CMP45TR45.

Curva bilatera

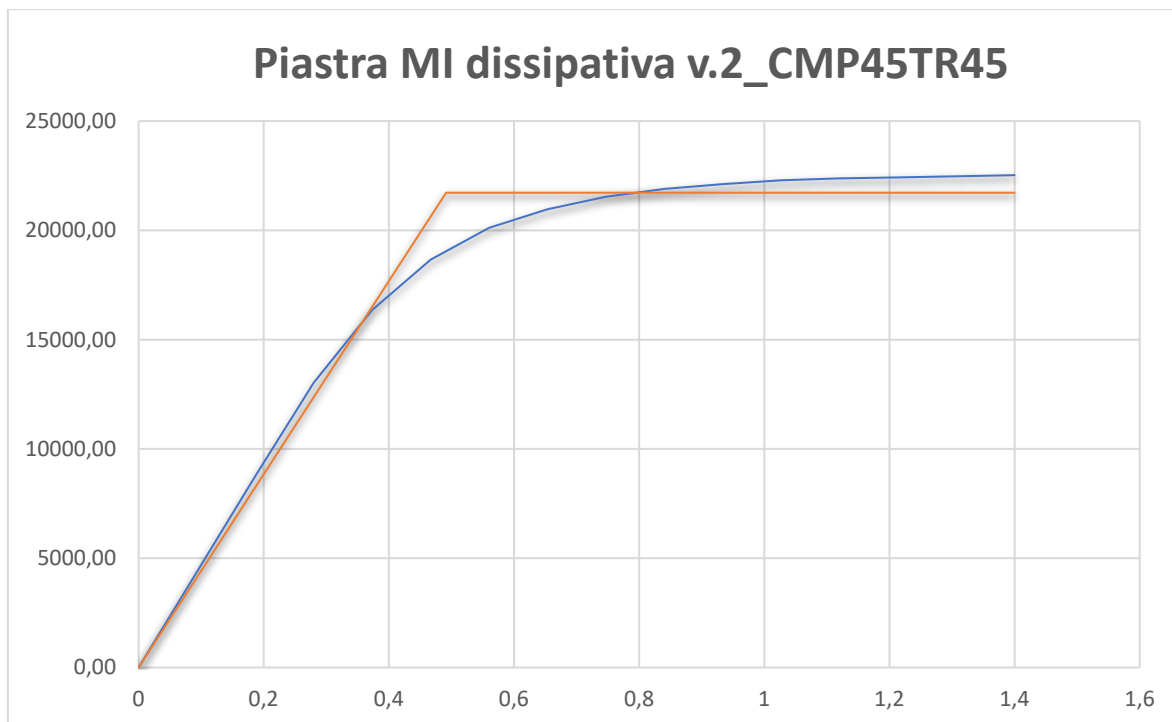


Grafico A. 12: Bilatera approssimante, CMP45TR45, piastra MI dissipativa v.2.

Valore di snervamento: circa 21 kN per la singola piastra. Valore di spostamento: $x=0,49\text{mm}$. $X_{\text{max}}=1,4\text{mm}$.

Combinazione di carico TGL90

Analisi elastica

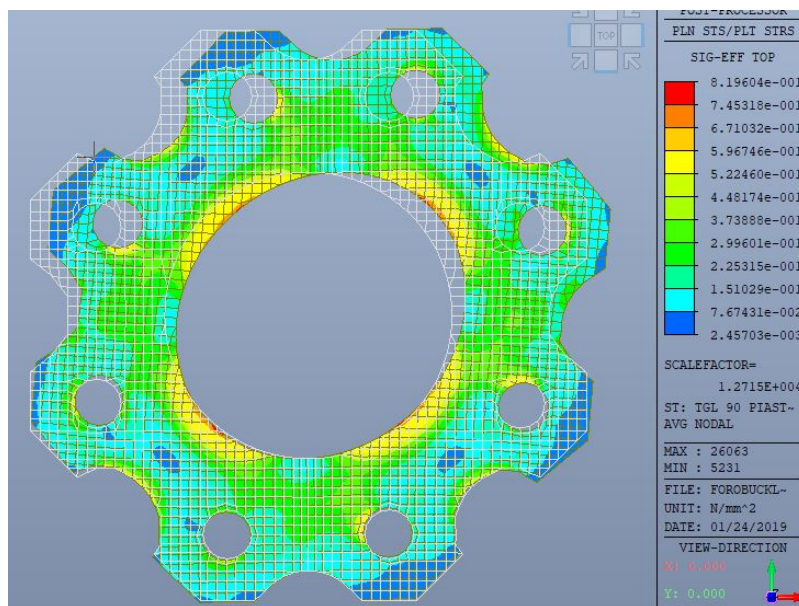


Figura A. 34: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi elastica, TGL90.

Analisi a controllo di spostamento

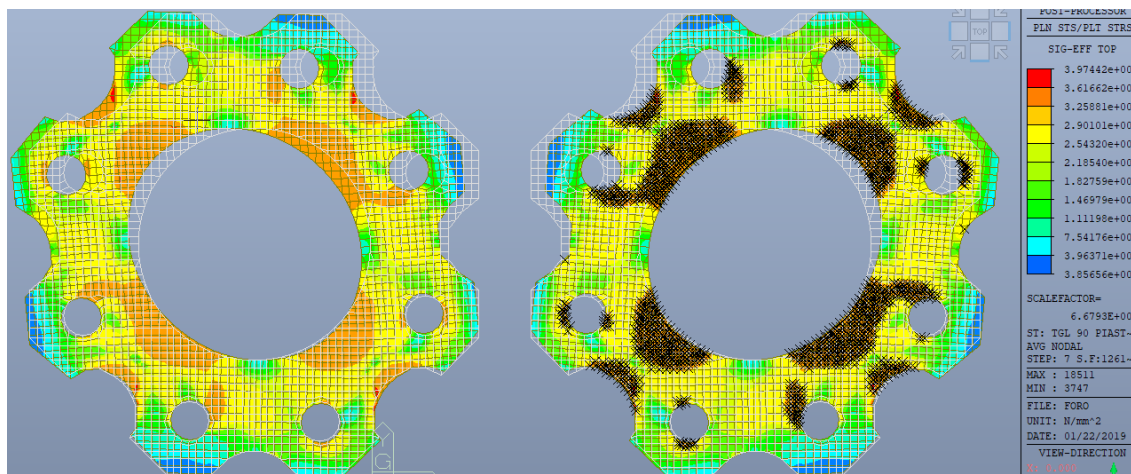


Figura A. 35: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi non lineare, TGL90.

Curva bilatera

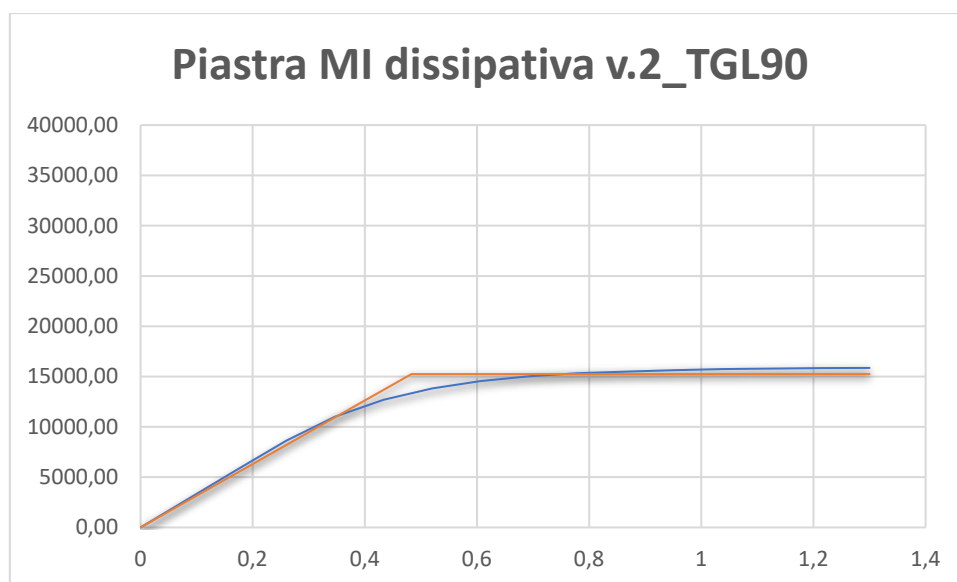


Grafico A. 13: Bilatera approssimante, TGL90, piastra MI dissipativa v.2.

Valore di snervamento: circa 15 kN per la singola piastra, a taglio. Valore di spostamento: $x=2$ mm.

Utilizzo sul nodo esterno, caso limite $N=V$

Analisi elastica

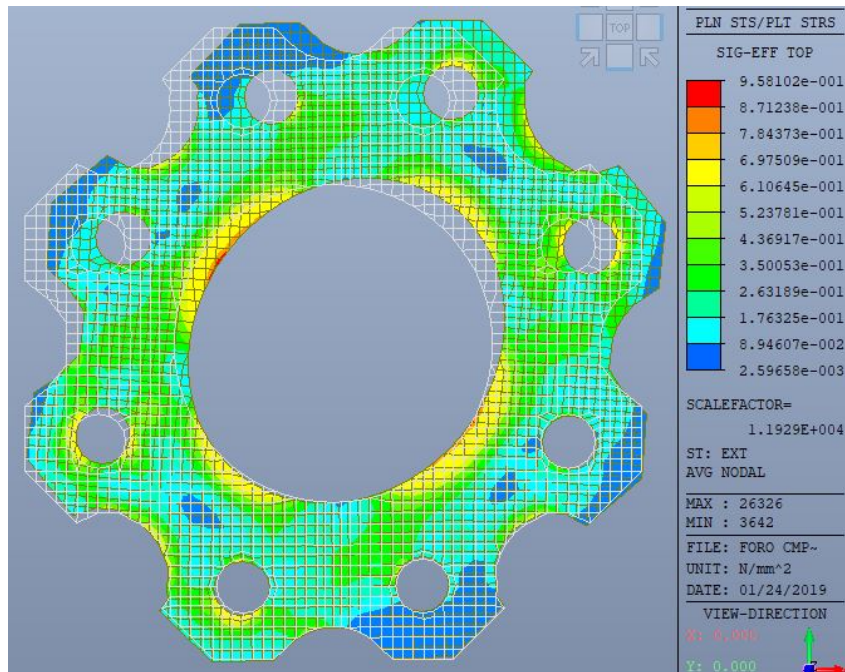


Figura A. 36: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi elastica, nodo esterno.

Analisi a controllo di spostamento

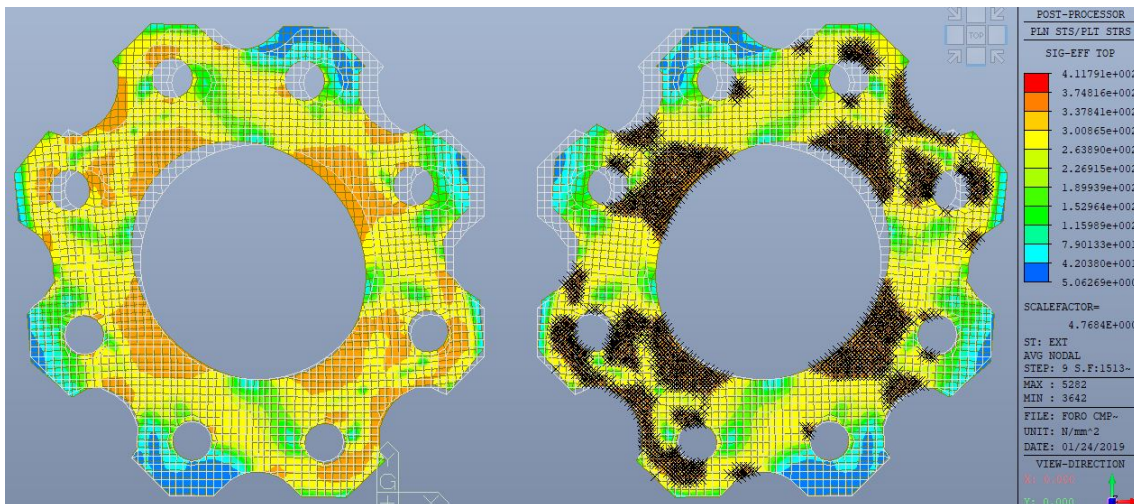


Figura A. 37: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi elastica, nodo esterno.

Curva bilatera

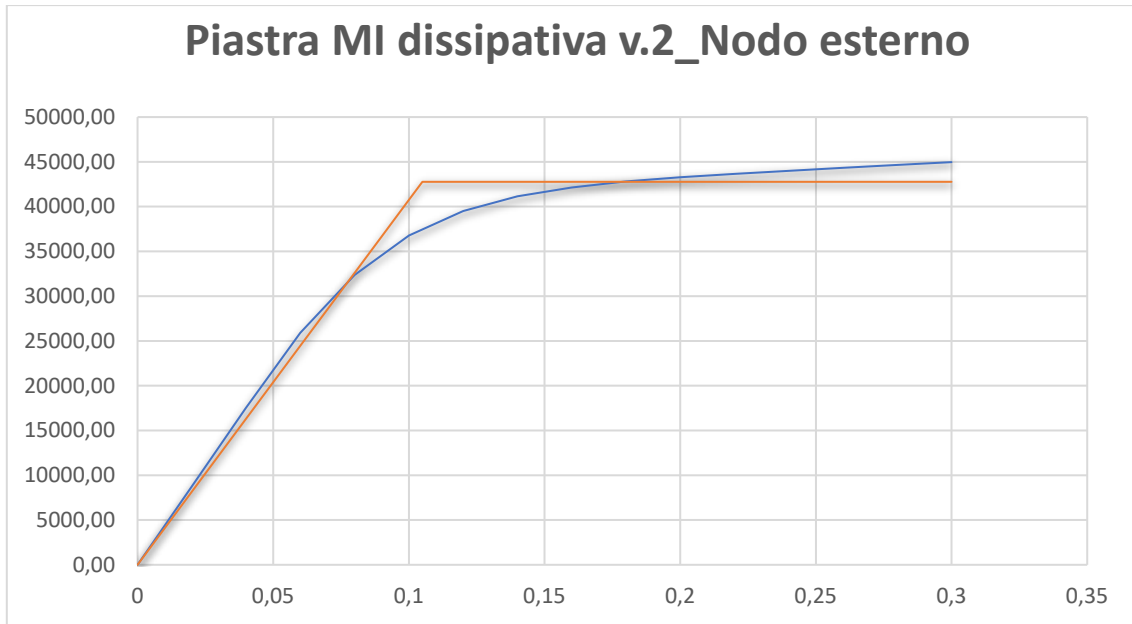


Grafico A. 14: Bilatera approssimante, nodo esterno, piastra MI dissipativa v.2.

Valore di snervamento: circa 43 kN per la singola piastra. Valore di spostamento: $x=0,11$ mm. $X_{max}=0,38$ mm.

PIASTRA MI_VERSIONE DISSIPATIVA 3

Analisi di buckling

DEFORMATA BUCKLING COMP 1

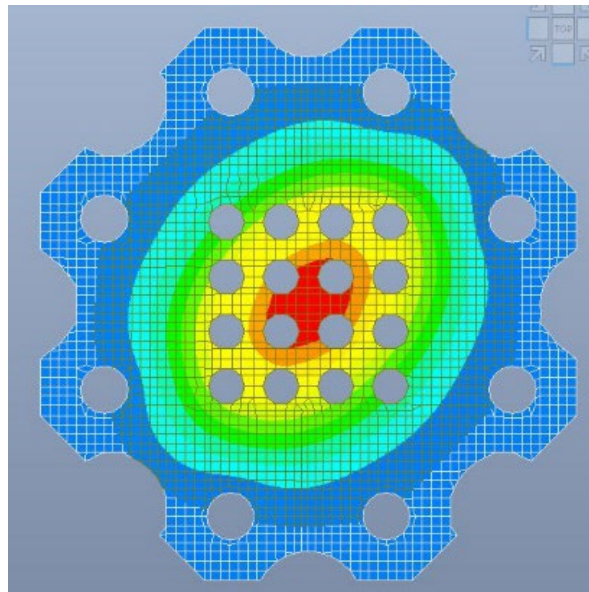


Figura A. 38: Deformata al primo modo di instabilità, COMP 1, piastra MI dissipativa v.3.

DEFORMATA BUCKLING CMP45TR45

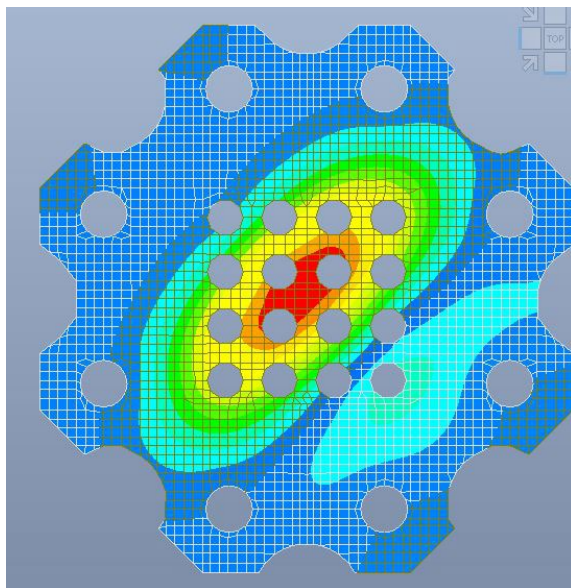


Figura A. 39: Deformata al primo modo di instabilità, CMP45TR45, piastra MI dissipativa v.3.

DEFORMATA BUCKLING TGL90

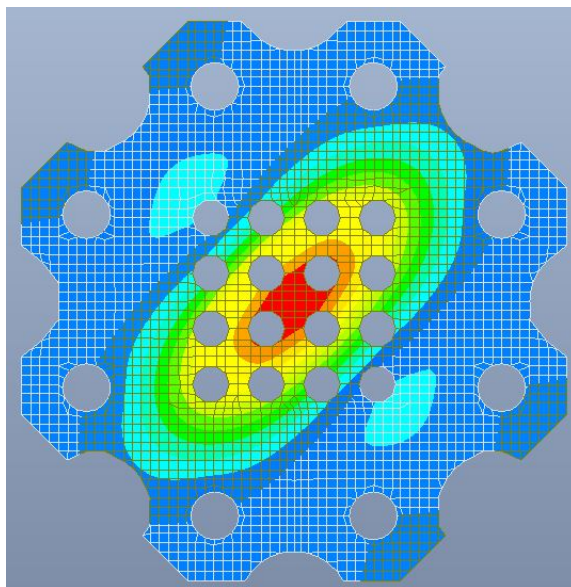


Figura A. 40: Deformata al primo modo di instabilità, TGL90, piastra MI dissipativa v.3.

Combinazione di carico TR45TR45

Analisi elastica

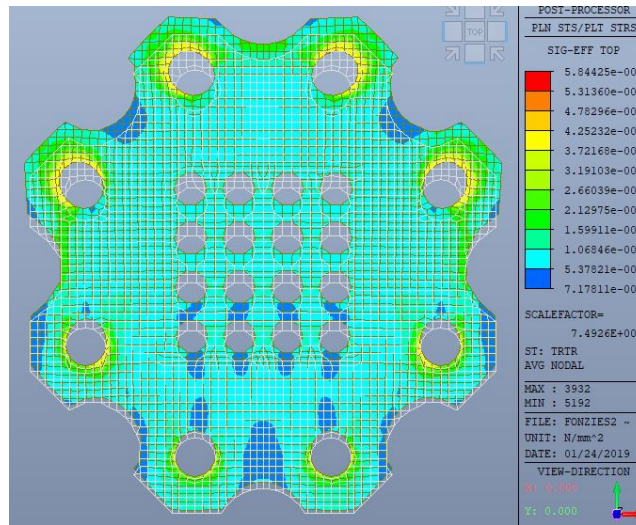


Figura A. 41: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi elastica, TR45TR45.

Analisi a controllo di spostamento

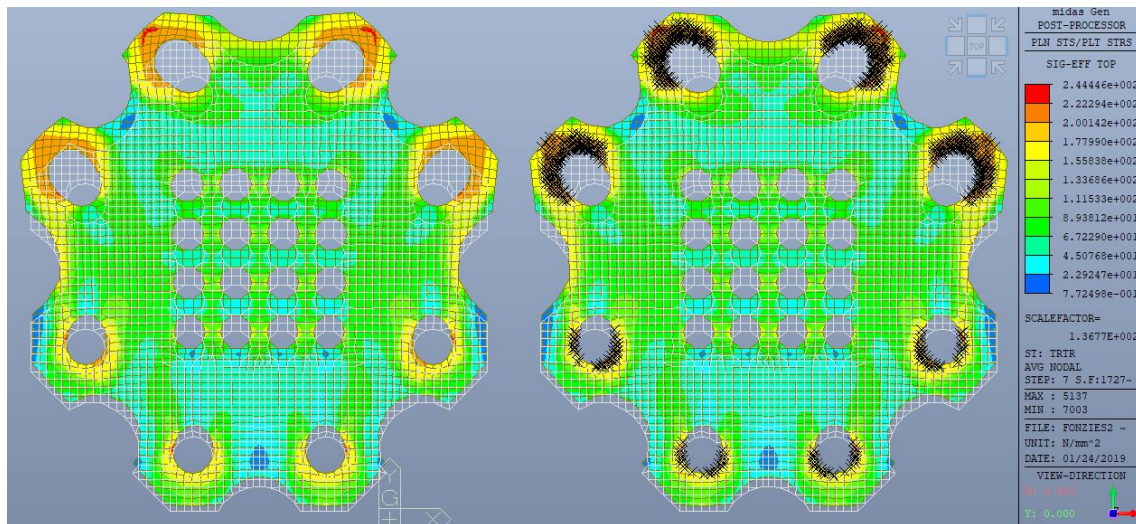


Figura A. 42: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi non lineare, TR45TR45.

Curva bilaterale

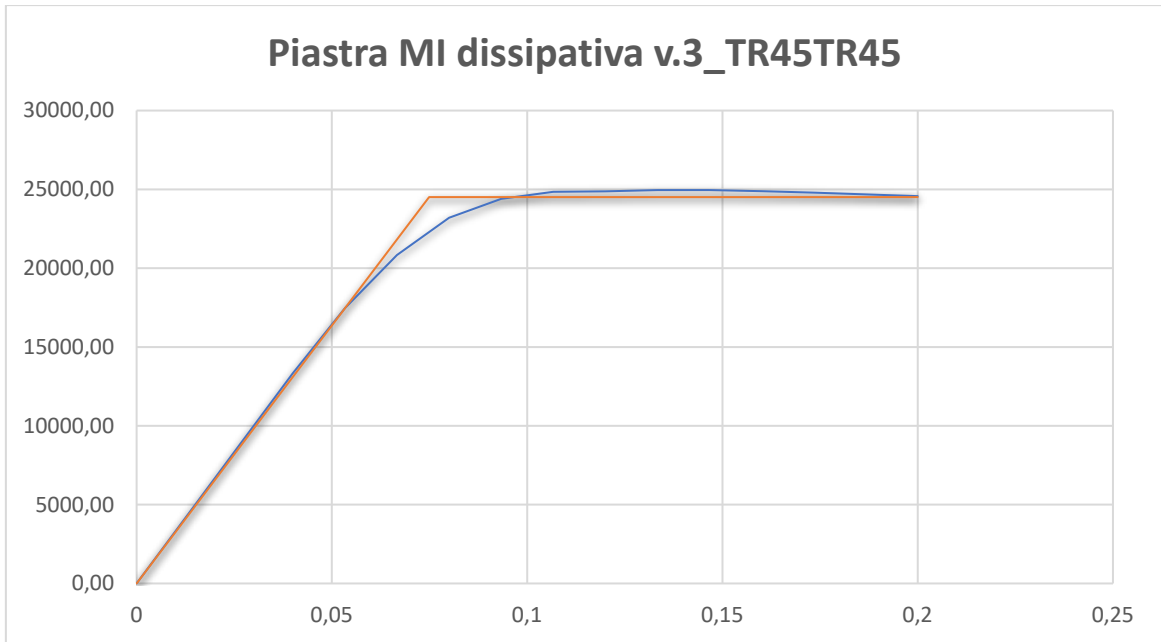


Grafico A. 15: Bilaterale approssimante, TR45TR45, piastra MI dissipativa v.3.

Valore di snervamento: circa 25 kN per la singola piastra. Valore di spostamento: $x=0,07$ mm. $X_{max}=0,20$ mm.

Combinazione di carico CMP45TR45

Analisi elastica

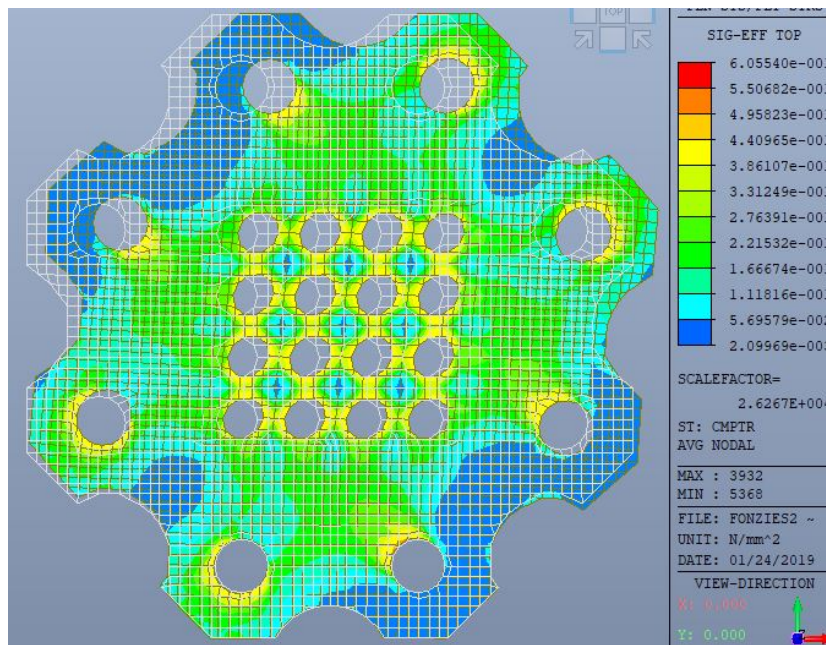


Figura A. 43: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi elastica, CMP45TR45.

Analisi a controllo di spostamento

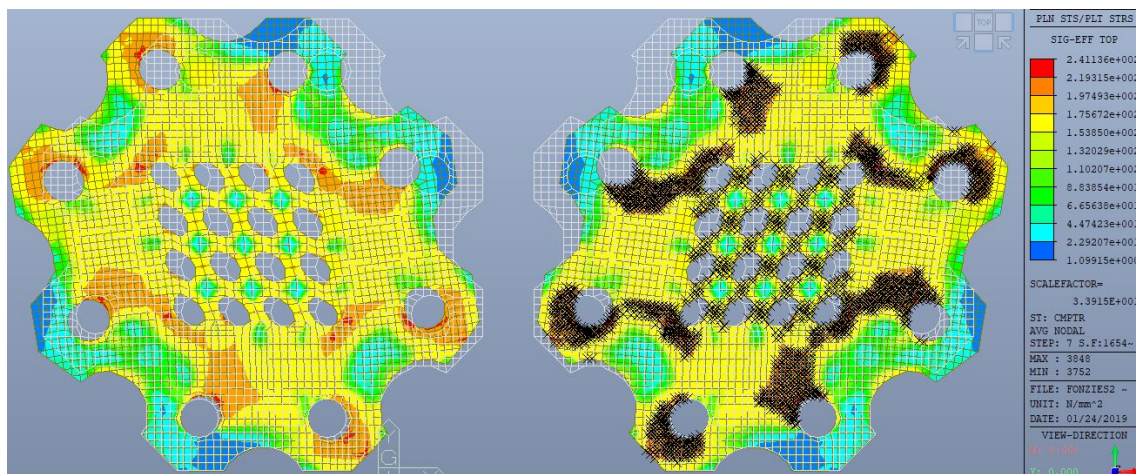


Figura A. 44: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi non lineare, CMP45TR45.

Curva bilatera

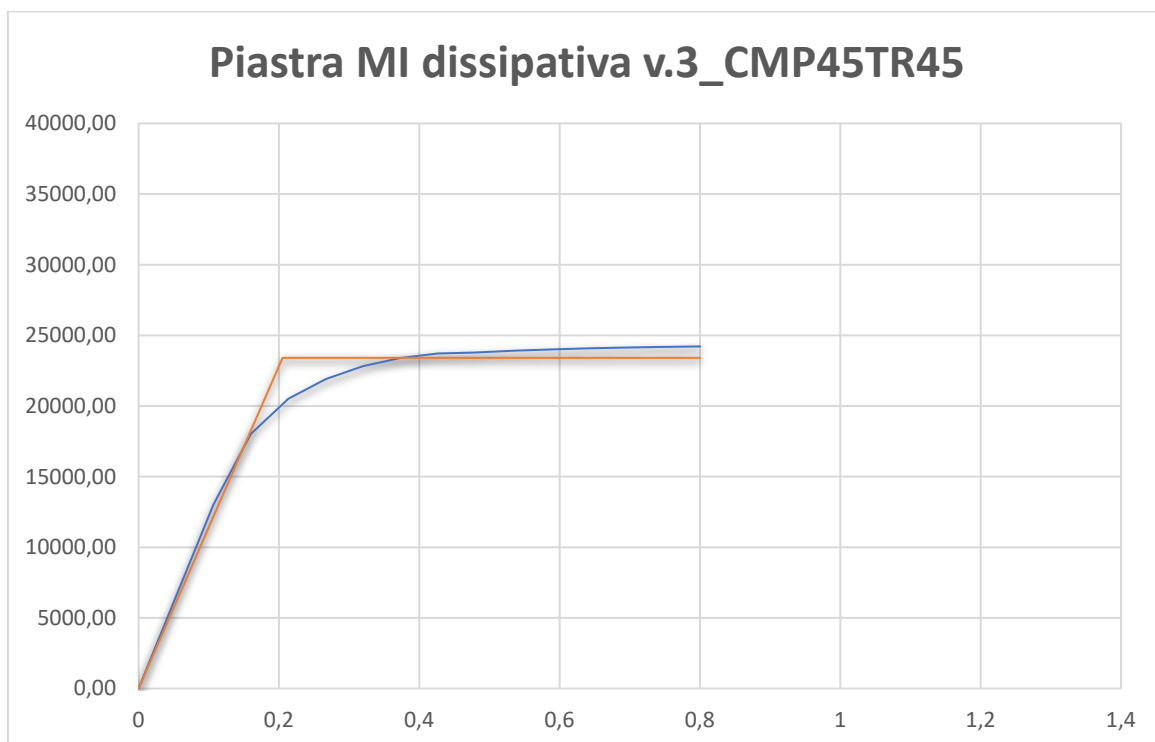


Grafico A. 16: Bilatera approssimante, CMP45TR45, piastra MI dissipativa v.3.

Valore di snervamento: circa 23 kN per la singola piastra. Valore di spostamento: $x=0,21$ mm. $X_{max}=0,80$ mm.

Combinazione di carico TGL90

Analisi elastica

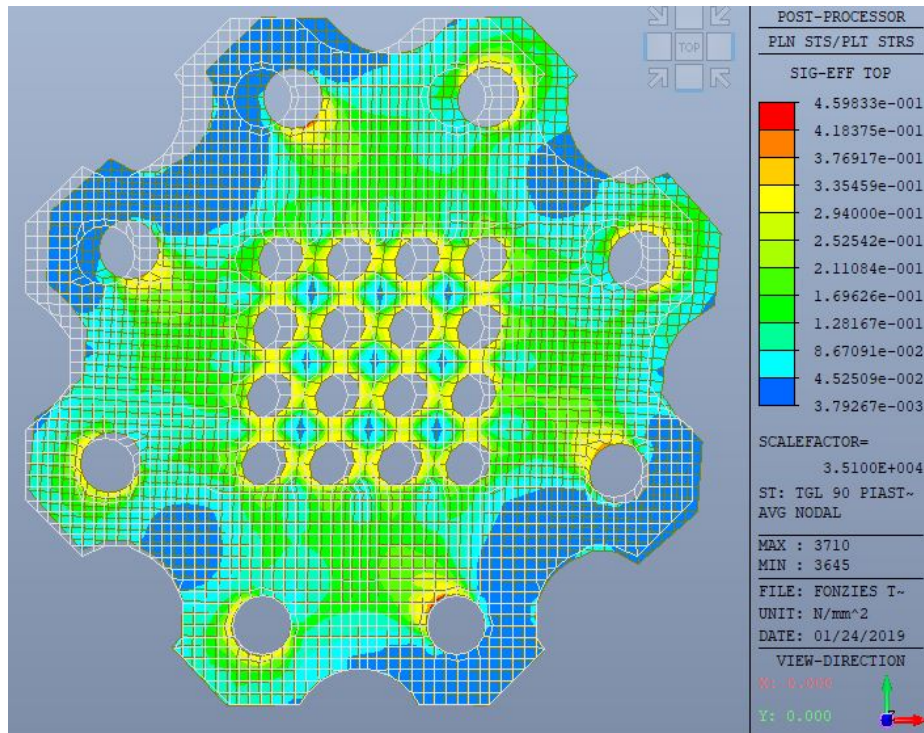


Figura A. 45: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi elastica, TGL90.

Analisi a controllo di spostamento

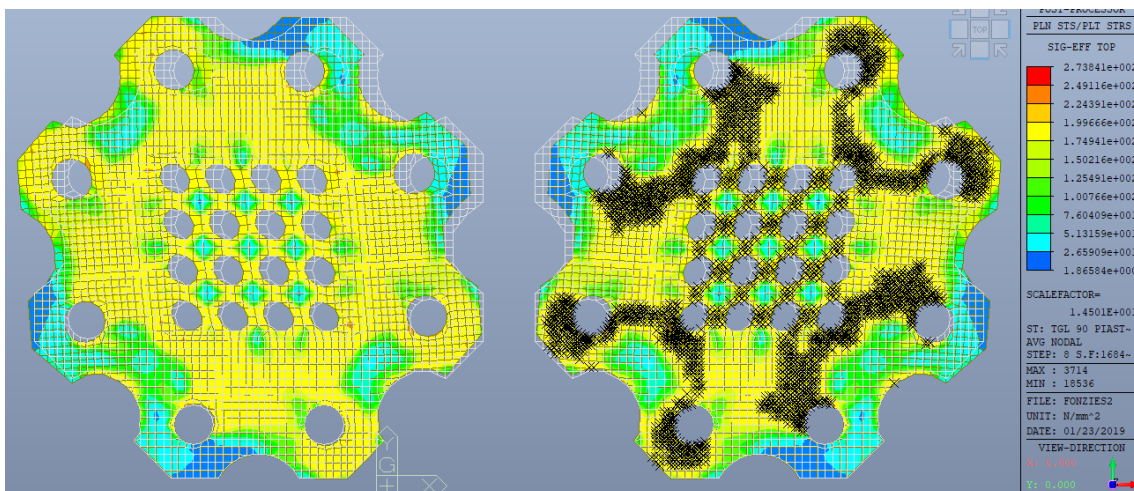


Figura A. 46: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi non lineare, TGL90.

Curva bilatera

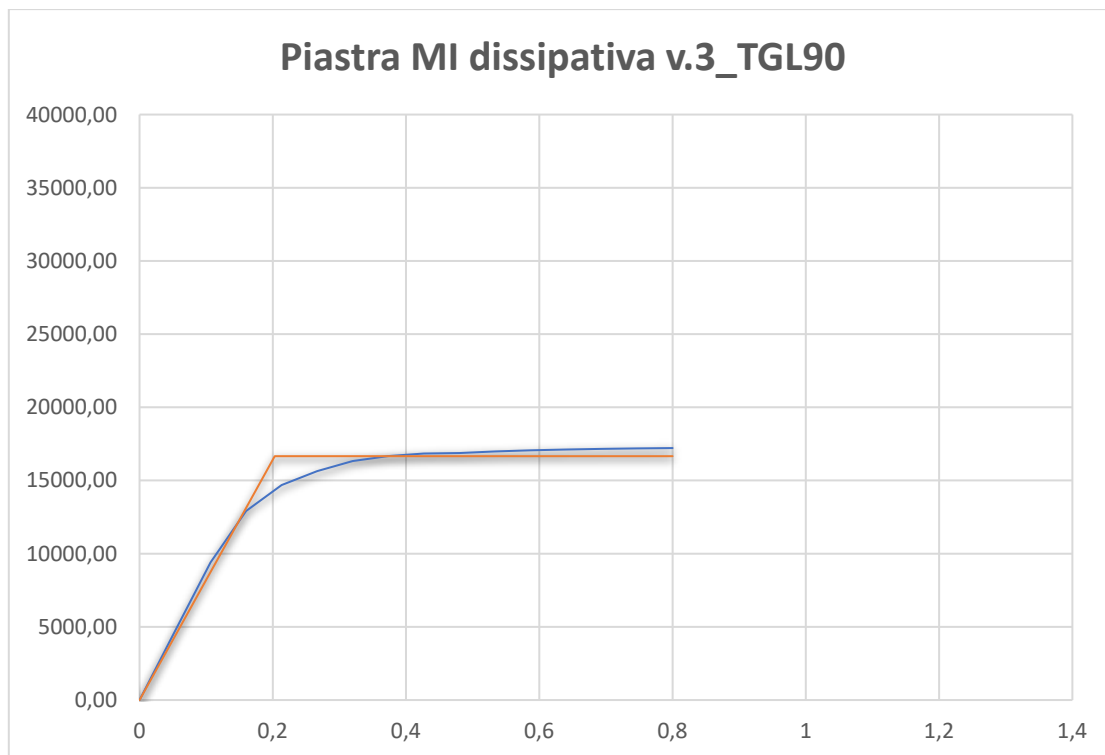


Grafico A. 17: Bilatera approssimante, TGL90, piastra MI dissipativa v.3.

Valore di snervamento: circa 17 kN per la singola piastra. Valore di spostamento: $x=0,21$ mm. $X_{max}=0,80$ mm.

Utilizzo sul nodo esterno, caso limite $N=V$

Analisi elastica

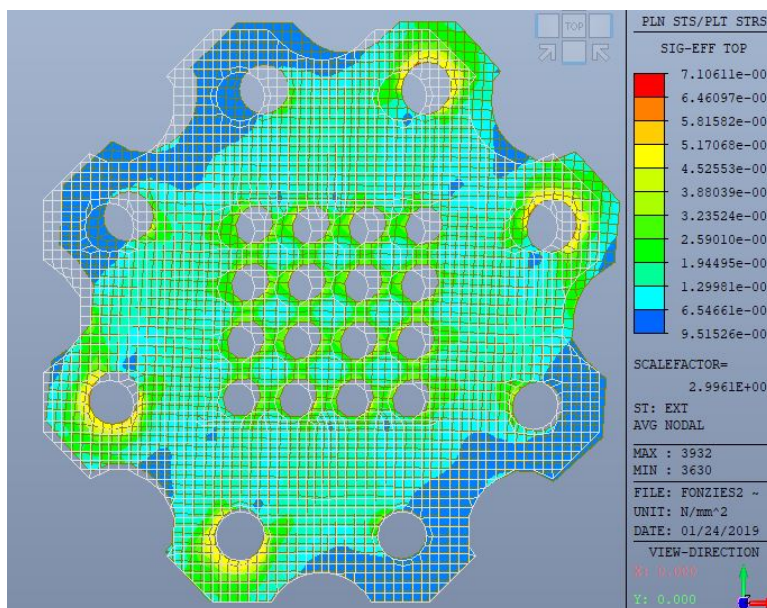


Figura A. 47: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.3, analisi elastica, nodo esterno.

Analisi a controllo di spostamento

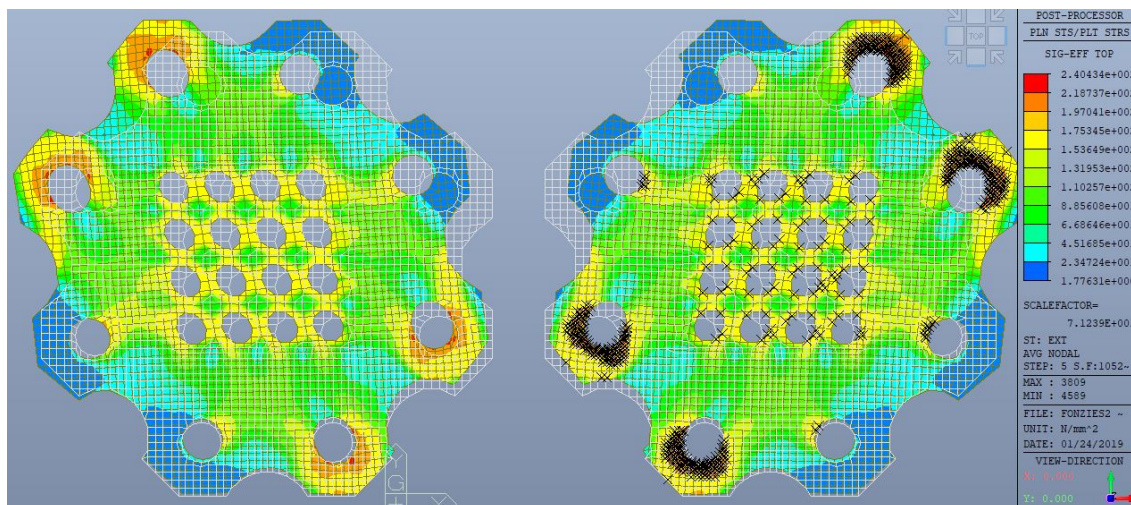


Figura A. 48: Mappa delle tensioni di Von Mises, piastra MI dissipativa v.2, analisi non lineare, nodo esterno.

Curva bilatera

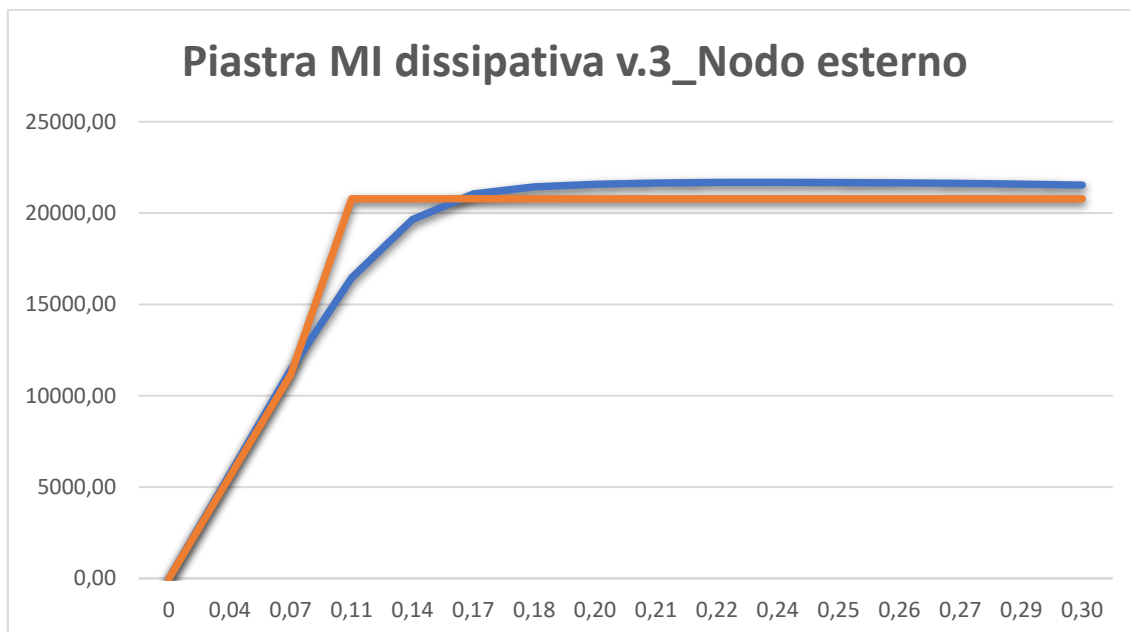


Grafico A. 18: Bilatera approssimante, nodo esterno, piastra MI dissipativa v.3.

Valore di snervamento: circa 21 kN per la singola piastra. Valore di spostamento: $x=0,11$ mm. $X_{max}=0,3$ mm.

BIBLIOGRAFIA

- [1] E. Frühwald Hansson, 'Analysis of structural failures in timber structures: Typical causes for failure and failure modes', *Eng. Struct.*, vol. 33, no. 11, pp. 2978–2982, Nov. 2011.
- [2] A. Angeli, A. Polastri, E. Callegari, and M. Chiodega, 'Mechanical characterization of an innovative connection system for CLT structures', p. 10, 2016.
- [3] M. Piazza, R. Modena, and R. Tomasi, *Strutture in legno. Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee*. Hoepli Editore, 2005.
- [4] CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE, *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno*. 2018.
- [5] F. Werner and K. Richter, 'Wooden building products in comparative LCA: A literature review', *Int. J. Life Cycle Assess.*, vol. 12, no. 7, pp. 470–479, Nov. 2007.
- [6] J. Nässén, F. Hedenus, S. Karlsson, and J. Holmberg, 'Concrete vs. wood in buildings – An energy system approach', *Build. Environ.*, vol. 51, pp. 361–369, May 2012.
- [7] E.-L. Lindholm and S. Berg, 'Energy requirement and environmental impact in timber transport', *Scand. J. For. Res.*, vol. 20, no. 2, pp. 184–191, Mar. 2005.
- [8] G. Mancini, 'L'edilizia in legno in Italia raggiunge quota 700 milioni', *Il sole 24 ore*, 12-Jul-2017.
- [9] G. Schickhofer, A. Bernasconi, and G. Traetta, 'Costruzione di edifici di legno', *Promolegno*.
- [10] R. Brandner, 'Production and Technology of Cross Laminated Timber (CLT): A state-of-the-art Report', p. 34, 2013.
- [11] M. Piazza, 'Problemi speciali nelle costruzioni di legno in zona sismica', *Promolegno*.
- [12] A. Iqbal, M. Fragiaco, S. Pampanin, and A. Buchanan, 'Seismic resilience of plywood-coupled LVL wall panels', *Eng. Struct.*, vol. 167, pp. 750–759, Jul. 2018.
- [13] Matthys Levy and Mario Salvadori, *Why Buildings fall down: How structures fail*. WW Norton&Company, 2002.
- [14] E. Gasparri, G. Giunta, E. S. Mazzucchelli, and A. Lucchini, 'Prefabricated CLT façade systems for fast-track construction and quality assurance', p. 10, 2016.
- [15] R. Tomasi, 'Corso di approfondimento- Edifici in legno in X-lam-Conessioni e collegamenti: principi e applicazioni', *Promolegno*.
- [16] Rotho blaas, 'Catalogo piastre e connettori per legno'. 2018.
- [17] 'Stora Enso Wood Products.Building Solutions.' 2015.
- [18] D. Casagrande, S. Rossi, T. Sartori, and R. Tomasi, 'Proposal of an analytical procedure and a simplified numerical model for elastic response of single-storey timber shear-walls', *Constr. Build. Mater.*, vol. 102, pp. 1101–1112, Jan. 2016.
- [19] A. Ceccotti, C. Sandhaas, M. Okabe, M. Yasumura, C. Minowa, and N. Kawai, 'SOFIE project - 3D shaking table test on a seven-storey full-scale cross-laminated timber building: 3D SHAKING TABLE TEST ON A SEVEN-STOREY FULL-SCALE X-LAM BUILDING', *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 42, no. 13, pp. 2003–2021, Oct. 2013.
- [20] I. Gavric, M. Fragiaco, and A. Ceccotti, 'Cyclic Behavior of CLT Wall Systems: Experimental Tests and Analytical Prediction Models', *J. Struct. Eng.*, vol. 141, no. 11, p. 04015034, Nov. 2015.
- [21] I. Gavric, M. Fragiaco, and A. Ceccotti, 'Cyclic behaviour of typical metal connectors for cross-laminated (CLT) structures', *Mater. Struct.*, vol. 48, no. 6, pp. 1841–1857, Jun. 2015.
- [22] I. Gavric, M. Fragiaco, and A. Ceccotti, 'Cyclic behavior of typical screwed connections for cross-laminated (CLT) structures', *Eur. J. Wood Wood Prod.*, vol. 73, no. 2, pp. 179–191, Mar. 2015.
- [23] G. Flatscher and G. Schickhofer, 'Shaking-table test of a cross laminated timber structure.', in *Proceedings of the Institution of Civil Engineers / Structures and buildings*, 2015, vol. 168(11), pp. 878–888.

- [24] R. Tomasi and I. Smith, 'Experimental Characterization of Monotonic and Cyclic Loading Responses of CLT Panel-To-Foundation Angle Bracket Connections', *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 27, no. 6, p. 04014189, Jun. 2015.
- [25] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*. 2018.
- [26] CEN European Committee for Standardization, *Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici*. 2014.
- [27] A. Polastri, M. Izzi, L. Pozza, C. Loss, and I. Smith, 'Seismic analysis of multi-storey timber buildings braced with a CLT core and perimeter shear-walls', *Bull. Earthq. Eng.*, Sep. 2018.
- [28] EOTA, 'ETAG 015. Three Dimensional Nailing Plates.' 2002.
- [29] Polastri Andrea and Pozza Luca, 'Proposal for a standardized design and modeling procedure of tall clt buildings', *Int. J. Qual. Res. Vol 10 No 3 2016 ISSN 1800-6450*, 2016.
- [30] CEN European Committee for Standardization, *Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*. 2013.
- [31] M. C. Porcu, C. Bosu, and I. Gavrić, 'Non-linear dynamic analysis to assess the seismic performance of cross-laminated timber structures', *J. Build. Eng.*, vol. 19, pp. 480–493, Sep. 2018.
- [32] G. Rinaldin and M. Fragiaco, 'Non-linear simulation of shaking-table tests on 3- and 7-storey X-Lam timber buildings', *Eng. Struct.*, vol. 113, pp. 133–148, Apr. 2016.
- [33] M. Izzi and A. Polastri, 'Advanced modelling of CLT wall systems for earthquake resistant timber structures', p. 14, 2016.
- [34] CEN European Committee for Standardization, *EN26891. Strutture di legno. Assemblaggi realizzati tramite elementi meccanici di collegamento. Principi generali per la determinazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità*. .
- [35] CEN European Committee for Standardization, *EN12512. Timber Structures - Test Methods, Cyclic Testing of Joints Made With Mechanical Fasten*. .
- [36] Malatesta Andrea, 'Indagine sperimentale su sistemi di connessione legno – legno con elementi a gambo cilindrico', Laurea Magistrale, Università di Trento, 2007.
- [37] Crosatti Alessandro, 'Indagine sperimentale su sistemi di connessione legno – legno con viti autoforanti inclinate ed elementi di superficie', Laurea Magistrale, Università di Trento, 2007.
- [38] M. Izzi, G. Flatscher, M. Fragiaco, and G. Schickhofer, 'Experimental investigations and design provisions of steel-to-timber joints with annular-ringed shank nails for Cross-Laminated Timber structures', *Constr. Build. Mater.*, vol. 122, pp. 446–457, Sep. 2016.
- [39] D. Casagrande, A. Polastri, T. Sartori, C. Loss, and M. Chiodega, 'Experimental campaign for the mechanical characterization of connection systems in the seismic design of timber buildings', p. 9, 2016.
- [40] M. Follesa *et al.*, 'The new provisions for the seismic design of timber buildings in Europe', *Eng. Struct.*, vol. 168, pp. 736–747, Aug. 2018.
- [41] L. Pozza, B. Ferracuti, M. Massari, and M. Savoia, 'Axial – Shear interaction on CLT hold-down connections – Experimental investigation', *Eng. Struct.*, vol. 160, pp. 95–110, Apr. 2018.
- [42] J. Liu and F. Lam, 'Experimental test of coupling effect on CLT angle bracket connections', *Eng. Struct.*, vol. 171, pp. 862–873, Sep. 2018.
- [43] G. D'Arenzo, G. Rinaldin, M. Fossetti, M. Fragiaco, and M. Chiodega, 'Tensile and shear behaviour of an innovative angle bracket for clt structures', p. 9, 2018.
- [44] M. Izzi, A. Polastri, and M. Fragiaco, 'Modelling the mechanical behaviour of typical wall-to-floor connection systems for cross-laminated timber structures', *Eng. Struct.*, vol. 162, pp. 270–282, May 2018.
- [45] M. Izzi, A. Polastri, and M. Fragiaco, 'Investigating the Hysteretic Behavior of Cross-Laminated Timber Wall Systems due to Connections', *J. Struct. Eng.*, vol. 144, no. 5, p. 04018035, May 2018.

- [46] Polastri Andrea, ‘Caratterizzazione del comportamento di giunti semirigidi per strutture lignee in zona sismica’, Tesi di Dottorato, Università di Trento, 2010.
- [47] G. Flatscher, ‘Evaluation and approximation of timber connection properties for displacement-based analysis of CLT wall systems’, p. 374, 2017.
- [48] C. Bora, M. G. Oliva, S. D. Nakaki, and R. Becker, ‘Development of a Precast Concrete Shear-Wall System Requiring Special Code Acceptance’, *PCI J.*, vol. 52, no. 1, pp. 122–135, Jan. 2007.
- [49] W. Y. Loo, P. Quenneville, and N. Chouw, ‘A numerical study of the seismic behaviour of timber shear walls with slip-friction connectors’, *Eng. Struct.*, vol. 34, pp. 233–243, Jan. 2012.
- [50] M. J. N. Priestley, S. (Sri) Sritharan, J. R. Conley, and S. Stefano Pampanin, ‘Preliminary Results and Conclusions From the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building’, *PCI J.*, vol. 44, no. 6, pp. 42–67, Nov. 1999.
- [51] A. Buchanan, B. Deam, M. Fragiaco, S. Pampanin, and A. Palermo, ‘Multi-Storey Prestressed Timber Buildings in New Zealand’, *Struct. Eng. Int.*, vol. 18, no. 2, pp. 166–173, May 2008.
- [52] Bruno Dal Lago, ‘SEISMIC PERFORMANCE OF PRECAST STRUCTURES WITH DISSIPATIVE CLADDING PANEL CONNECTIONS’, p. 286.
- [53] F. de J. Perez, ‘Lateral load behavior and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls with ductile vertical joint connectors’, p. 212, 1998.
- [54] F. Sarti, A. Palermo, and S. Pampanin, ‘Fuse-Type External Replaceable Dissipaters: Experimental Program and Numerical Modeling’, *J. Struct. Eng.*, vol. 142, no. 12, p. 04016134, Dec. 2016.
- [55] A. Hashemi, P. Zarnani, and P. Quenneville, ‘Earthquake resilient cross laminated timber (CLT) lateral load resistant system with innovative resilient slip friction joints (RSFJS)’, p. 10, 2017.
- [56] J. M. Kelly, R. I. Skinner, and A. J. Heine, ‘Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures’, p. 26, 1972.
- [57] A. Baird, T. Smith, A. Palermo, and S. Pampanin, ‘Experimental and numerical Study of U-shape Flexural Plate (UFP) dissipators’, p. 9, 2014.
- [58] T. Schmidt and H. J. Blaß, ‘Recent development in clt connections part ii: in-plane shear connections for clt bracing elements under cyclic loads’, *WOOD FIBER Sci.*, vol. 50, p. 10, 2018.
- [59] I. Morrell, A. Phillips, J. D. Dolan, and H.-E. Blomgren, ‘Development of an inter-panel connector for cross-laminated timber rocking walls’, p. 9, 2018.
- [60] A. Whittaker, Vitelmo Bertero, J. Alonso, and C. Thompson, ‘Earthquake Simulator Testing of Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements’. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1988.
- [61] M. Latour and G. Rizzano, ‘Seismic behavior of cross-laminated timber panel buildings equipped with traditional and innovative connectors’, *Arch. Civ. Mech. Eng.*, vol. 17, no. 2, pp. 382–399, Feb. 2017.
- [62] R. Scotta, L. Marchi, D. Trutalli, and L. Pozza, ‘A Dissipative Connector for CLT Buildings: Concept, Design and Testing’, *Materials*, vol. 9, no. 3, p. 139, Feb. 2016.
- [63] Rothoblaas, ‘Catalogo XRAD’. 2018.
- [64] P. Andrea, ‘An innovative connector system for fast and safe erection with CLT’, p. 14, 2014.
- [65] A. Angeli, A. Polastri, E. Callegari, and M. Chiodega, ‘MECHANICAL CHARACTERIZATION OF AN INNOVATIVE CONNECTION SYSTEM FOR CLT STRUCTURES’, p. 10.
- [66] A. Polastri, I. Giongo, S. Pacchioli, and M. Piazza, ‘Structural analysis of CLT multi-storey buildings assembled with the innovative X-RAD connection system: case-study of a tall-building’, p. 10, 2016.

- [67] A. Speranza, L. Barbaresi, and F. Morandi, 'EXPERIMENTAL ANALYSIS OF FLANKING TRANSMISSION OF DIFFERENT CONNECTION SYSTEMS FOR CLT PANELS', p. 9, 2016.
- [68] Rothoblaas, 'X-Seal_scheda tecnica' . .
- [69] E. Sinito *et al.*, 'The TRE3 research project: a hybrid timber-frame wall system for emergency housing facilities', p. 8, 2018.
- [70] CEN European Committee for Standardization, *Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti*. 2005.
- [71] MIDAS Information Technology Co., 'MIDAS Gen_Analysis_Reference' . .
- [72] M. D. Engelhardt and T. Winneberger, 'THE DOGBONE CONNECTION: PART II', p. 9, 1996.
- [73] M. G. Vetr, M. Miri, and A. Haddad, 'Seismic Behavior of a New Reduced Beam Section Connection by Drilled Holes Arrangement (RBS_DHA) on the Beam Flanges through Experimental Studies', p. 9, 2012.
- [74] L. Marchi, 'Innovative connection systems for timber structures', Università degli Studi di Padova, 2018.