FREEDAM-PLUS

Valorizzazione della conoscenza per connessioni in acciaio FREE from DAMage

Grant Agreement Number:899321-2020

Progettazione sismica di strutture in acciaio con collegamenti FREE from DAMage

DOCUMENTI INFORMATIVI

LANGUAGE: ITALIANO

31/03/2021

DOCUMENTI INFORMATIVI: Progettazione sismica di strutture in acciaio con collegamenti FREE from DAMage

Questo documento è la traduzione in lingua italiana dei documenti informativi sulle connessioni in acciaio FREEDAM sviluppate nel progetto RFCS FREEDAM - Free from Damage Joints (RFSR-CT-2015-00022). Questa traduzione è parte integrante del progetto RFCS FREEDAM-PLUS - Valorizzazione della conoscenza per le connessioni in acciaio FREE from DAMage (Grant Agreement Number: 899321-2020) ed è stata eseguita da Elena Elettore, Sabatino Di Benedetto e Antonella Francavilla dell’Università degli studi di Salerno e da Mario D’Aniello, dell’Università degli studi di Napoli Federico II.

Documenti informativi (versione in inglese):
Vincenzo Piluso (Coordinator), Gianvittorio Rizzano, Massimo Latour, Antonella Bianca Francavilla, Sabatino Di Benedetto (Università degli Studi di Salerno, Italy)
Raffaele Landolfo, Mario D’Aniello (Università degli Studi Di Napoli Federico II, Italy)
Luis Simões da Silva, Aldina Santiago, Ana Francisca Santos (Universidade of Coimbra, Portugal)
Jean-Pierre Jaspart, Jean-Francois Demonceau (Universite de Liege, Belgium)

Organizzazioni partecipanti
Le organizzazioni che partecipano al progetto FREEDAM PLUS sono le seguenti:

Universidade de Coimbra
Paço das Escolas, Coimbra, 3001 451 Portugal
www.uc.pt

Università degli Studi di Salerno
Via Giovanni Paolo II 132, Fisciano SA, 84084 Italy
www.unisa.it

Università degli Studi Di Napoli Federico II
Corso Umberto I, 40 , Napoli, 80138 Italy
www.unina.it

Universite de Liége
Place Du 20 AOUT 7 Liége, 4000 Belgium
www.uliege.be

Universitatea Politehnica Timisoara
Piata Victoriei 2 Timisoara 300006 Romania
www.upt.ro/

European Convention For Constructional Steelwork
Avenue Des Ombrages 32/20 32 Bruxelles 1200 Belgium
www.steelconstruct.com

Ozyegin Universitesi
Nisantepe Mah Orman Sok 13, Alemdag Cekmekoy Istanbul 34794 Turkey
www.ozyegin.edu.tr/eng

National Technical University Of Athens
Heroon Polytechniou 9 Zographou C, Athina 15780 Greece
www.ntua.gr

Ceske Vysoke Uceni Technicke V Praze
Jugoslavskych Partyzanu 1580/3 Praha 160 00 Czech Republic
www.cvut.cz/en

Institut National Des Sciences Appliquees De Rennes
Avenue Des Buttes De Coesmes 20 Rennes Cedex 7, 35708 France
www.insa-rennes.fr

Technische Universiteit Delft
Stevinweg 1 Delft 2628 Cn Netherlands
www.tudelft.nl

Univerza V Ljubljani
Kongresni TRG 12 Ljubljana 1000 Slovenia
www.uni-lj.si

Institut National Des Sciences Appliquees De Rennes
Avenue Des Buttes De Coesmes 20 Rennes CEDEX 7 35708 France
www.insa-rennes.fr

Universitet Po Architektura Stroitelstvo I Geodezija
Hristo Smirnenski BLVD 1, Sofia, 1046 Bulgaria
www.uacg.bg

Universitat Politecnica De Catalunya
Calle Jordi Girona 31 Barcelona 08034 Spain
www.upc.edu

Rheinisch-Westfaelische Technische Hochschule Aachen
Templergraben 55 Aachen, 52062 Germany
www.rwth-aachen.de

SOMMARIO

SOMMARIO ..... **III**

INDICE DELLE FIGURE ..... **V**

CAPITOLO 1 ..... **1**

1.1 INTRODUZIONE 1

1.2 INCOVENIENTI DELLE CONNESSIONI TRADIZIONALI 5

1.3 CONNESSIONI “SMART” 10

1.3.1 Connessioni “smart” con dissipatori isteretici *10*

1.3.2 Connessioni “smart” dotate di BRBs *13*

1.3.3 Connessioni “smart” dotate di dissipatori ad attrito *17*

1.4 CONNESSIONI RICENTRANTI 23

1.5 BIBLIOGRAFIA 25

CAPITOLO 2 ..... **31**

DISSIPATORI AD ATTRITO 31

2.1 INTRODUZIONE 31

2.2 SELEZIONE DEI MATERIALI PER GLI SPESSORI AD ATTRITO 36

2.2.1 Teorie di base sull’attrito *36*

2.2.2 Materiali attritivi testati durante il progetto di ricerca FREEDAM *38*

2.3 COMPORTAMENTO SOTTO CONDIZIONI DI CARICO CICLICO 42

2.3.1 Layout per i test a bassa velocità *42*

2.3.2 Layout for i test ad alta velocità *44*

2.3.3 Sommario dei risultati dei test *45*

2.4 PERDITE DI PRECARICO DURANTE LA VITA DI SERVIZIO 61

2.4.1 Introduzione *61*

2.4.2 Perdita di precarico a breve termine *64*

2.4.3 Perdita di precarico a medio termine *66*

2.4.4 Perdita di precarico a lungo termine *68*

2.5 PROGETTO E MODELLAZIONE AVANZATA DEI DISSIPATORI AD ATTRITO 70

2.5.1 Valori di progetto del coefficiente d’attrito e modelli di regressione *70*

2.6 BIBLIOGRAFIA 73

CAPITOLO 3 ..... **77**

SVILUPPO DELLE CONNESSIONI FREEDAM 77

3.1 INTRODUZIONE 77

3.2 PROVE SPERIMENTALI SU NODI ESTERNI 79

3.2.1 Descrizione del setup di prova *79*

3.2.2 Risultati dei test sperimentali *85*

3.3 PROVE SPERIMENTALI SU NODI INTERNI 91

3.3.1 Setup di prova e programma sperimentale *91*

3.3.2 Risultati dei test sperimentali *94*

3.4 CONCLUSIONI 97

3.5 BIBLIOGRAFIA 98

CAPITOLO 4 ..... **102**

4.1 INTRODUZIONE 102
4.2 MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITE DEI DISPOSTIVI FREEDAM 103
4.2.1 Ipotesi di modellazione 103
4.2.2 Validazione e discussione dei risultati 107
CAPITOLO 5 131
5.1 INTRODUZIONE 131
5.2 SMORZATORI FREEDAM SOGETTI AD AZIONI DERIVANTI DA IMPATTO 132
5.2.1 Descrizione dei provini e del programma sperimentale 132
5.2.2 Descrizione dell’apparato di prova 134
5.2.3 Risultati sperimentali 135
5.2.4 Simulazione dei risultati sperimentali 137
5.3 NODI FREEDAM SOTTO AZIONI DA IMPATTO 139
5.3.1 Nodi provati sperimentalmente 139
5.3.2 Studio sui nodi esterni 140
5.3.3 Studio sui nodi interni 144
5.4 SINTESI DELLE NUOVE INDICAZIONI PER REGOLE DI PROGETTO 154
5.5 BIBLIOGRAFIA 154
CAPITOLO 6 159
6.1 INTRODUZIONE 159
6.2 MODELLO STRUTTURALE 160
6.3 PROVE PSEUDO-DINAMICHE SULLA STRUTTURA CON CONNESSIONI RBS 163
6.3.1 Imperial Valley (PGA = 1.10g) 163
6.3.2 Spitak (PGA = 0.80g) 165
6.3.3 Artificial record (PGA = 0.50g) 165
6.3.4 Santa Barbara (PGA = 0.80g) 166
6.3.5 Coalinga (PGA = 0.80g) 166
6.4 PROVE PSEUDO-DINAMICHE SULLA STRUTTURA CON CONNESSIONI FREEDAM 169
6.4.1 Imperial Valley (PGA = 1.10g) 169
6.4.2 Spitak (PGA = 0.80g) 170
6.4.3 Artificial record (PGA = 0.50g) 171
6.4.4 Santa Barbara (PGA = 0.80g) 172
6.4.5 Coalinga (PGA = 0.80g) 173
6.5 SIMULAZIONI NUMERICHE DELLA RISPOSTA SISMICA 175
6.5.1 Struttura con connessioni RBS 175
6.5.2 Struttura con connessioni FREEDAM 179
6.6 CONFRONTO DELLA PERFORMANCE SISMICA 184
6.7 BIBLIOGRAFIA 187

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 - Confronto tra le diverse strategie di progetto *4*

Figura 1.2 - Comportamento delle componenti della connessione progettata con il pannello nodale a taglio come componente più debole [25] *6*

Figura 1.3 - Risposta ciclica momento-rotazione della connessione, progettata con la zona del pannello a taglio come componente più debole della connessione [25] *7*

Figura 1.4 - Risposta ciclica momento-rotazione di una connessione tipo RBS [25] *8*

Figura 1.5 - Risposta ciclica momento-rotazione di una connessione DST progettata con T-stub bullonati come componente più debole della connessione [25] *8*

Figura 1.6 - Connessione trave-colonna dotata di slit damper [28] *11*

Figura 1.7 - Criterio di progetto per le connessioni dotate di slit dampers *12*

Figura 1.8 - Test sperimentali sulle connessioni dotate di 'slit dampers' *13*

Figura 1.9 - Connessione trave-colonna dotata di buckling restrained braces [29] *14*

Figura 1.10 - Dettaglio strutturale dell'"all steel" BRB usato come dissipatore isteretico [29] *14*

Figura 1.11 - Distribuzione delle forze nei giunti trave-colonna dotati di BRBs inferiori e superiori [29] *15*

Figura 1.12 - Distribuzione delle forze nei giunti trave-colonna dotati di BRBs inferiori [29] *16*

Figura 1.13 - Risposta ciclica momento-rotazione dei giunti trave-colonna dotati di BRBs [29] *17*

Figura 1.14 - Concetto e comportamento ideale forza-spostamento di una connessione ad attrito simmetrica *18*

Figura 1.15 - Concetto e comportamento ideale forza-spostamento di una connessione ad attrito asimmetrica *18*

Figura 1.16 - Comportamento dell'anima del bullone in doppia curvatura *19*

Figura 1.17 - Sliding Hinge Joint con connessioni ad attrito asimmetriche [36, 43] *20*

Figura 1.18 - Comportamento ciclico degli sliding hinge joints con connessioni ad attrito asimmetriche [43] *21*

Figura 1.19 - a) Configurazione con dispositivo orizzontale; b) Configurazione con dispositivo verticale. *21*

Figura 1.20 - Test di una connessione dotata di dispositivo ad attrito nella configurazione orizzontale; *22*

Figura 1.21 - Test di una connessione dotata di dissipatore ad attrito nella configurazione verticale *23*

Figura 1.22 - Connessioni ricentranti dotate di dissipatori ad attrito [48, 54] *24*

Figura 1.23 - Componenti di una connessione ricentrante con dissipatori ad attrito (sinistra) e risposta ciclica che ne risulta (destra) [48, 54] *24*

Figura 2.1 - Esempi di dispositivi attivabili per spostamento e velocità *31*

Figura 2.2 - Dispositivi testati sperimentalmente *32*

Figura 2.3 - Primo brevetto giapponese di un dispositivo ad attrito antisismico [11] *33*
Figura 2.4 - Concetto dello "sliding hinge joint" con dispositivi ad attrito simmetrici [12] ... *33*
Figura 2.5 - Concetti base di tribologia *34*
Figura 2.6 - Collegamento FREEDAM *35*
Figura 2.7 - Test ciclici sull'acciaio *38*
Figura 2.8 – Test su spessori in gomma *39*
Figura 2.9 - Test su spessori spruzzati termicamente in alluminio *40*
Figura 2.10 – Schemi del processo di spruzzatura *41*
Figura 2.11 – Campioni testati *42*
Figura 2.12 – Applicazione della coppia torcente *43*
Figura 2.13 - Layout dei campioni sperimentali per test ad alta velocità *44*
Figura 2.14 - Test *45*
Figure 2.15 – Comportamento isteretico degli spessori M6, 3M e M7 ..... *45*
Figura 2.16 – Danneggiamento degli spessori *47*
Figura 2.17 – Coefficiente d'attrito e andamento delle forze dei bulloni *48*
Figura 2.18 – Comportamento isteretico degli spessori "soft" *49*
Figura 2.19 - Coefficiente d'attrito e andamento delle forze dei bulloni *50*
Figura 2.20 – Danneggiamento degli spessori *50*
Figura 2.21 – Effetto del precarico *51*
Figura 2.22 – Degrado di forza e di dissipazione energetica *52*
Figura 2.23 – Influenza del precarico *52*
Figura 2.24 – Influenza delle rondelle *54*
Figura 2.25 -Influenza del numero di rondelle *55*
Figura 2.26 – Degrado di smorzamento e di forza *56*
Figura 2.27 – Effetto della variabilità *57*
Figure 2.28 – Variabilità della velocità – spessori M4 ..... *58*
Figura 2.29 -Influenza della velocità sul valore iniziale del coefficiente ad attrito *58*
Figura 2.30 - Dipendenza del degrado del coefficiente d'attrito dalla velocità *59*
Figura 2.31 - Dipendenza del degrado del coefficiente d'attrito dalla velocità *61*
Figura 2.32 - Evoluzione del precarico nel tempo *61*
Figura 2.33 - Layout dei test *62*
Figura 2.34 – Rondella di tipo Belleville *63*
Figure 2.35 – Configurazioni delle rondelle esaminate *63*
Figura 2.36 – Risultati dei test a breve termine *65*
Figura 2.37 - Risultati dei test a medio-termine. *67*
Figura 2.38 – Risultati dei test a lungo termine *69*
Figure 2.39 – Valori di Progetto del coefficiente d'attrito per i materiali esaminati *72*

Figura 4.1 - Modelli FE generati di provini a taglio per sovrapposizione: a) esempio di mesh; b-i) sottogruppi con diverso numero di rondelle a tazza 104
Figura 4.2 – legame tensione reale-deformazione reale 104
Figura 4.3 – Storia di spostamento della serie UT-NV..... 105
Figura 4.4 – Confronto tra prova sperimentale e risultati delle analisi implicite ed esplicite 106
Figura 4.5 – Risposta scorrimento vs spostamento dei Modelli NV-21-22-23-24..... 108
Figura 4.6 – Confronto numerico-sperimentale della risposta dei nodi per sovrapposizione con materiale M6 [NV-21-22-23-24]..... 108
Figura 4.7 – Coefficienti d’attrito per giunti con sovrapposizione con materiale M4 [NV-17-18-19-20] 109
Figura 4.8 – Confronto numerico-sperimentale della risposta dei nodi per sovrapposizione con materiale M4 [NV-17-18-19-20]..... 110
Figura 4.9 – Area di contatto vs. pressione di contatto..... 111
Figura 4.10 – Percentuale di area di contatto per diversi valori della coppia di serraggio. . 111
Figura 4.11 – Pressioni di contatto per diversi valori della coppia di serraggio. 112
Figura 4.12 – Caratteristiche del modello ad elementi finite dei nodi trave-colonna con dispositivi FREEDAM..... 113
Figura 4.13 – curva media di tensioni-deformazioni per acciaio S355..... 113
Figura 4.14 – Confronto sperimentale-numerico in termini di curve momento-rotazione 115
Figura 4.15 – Confronto sperimentale-numerico a deformazione pari al 5% 116
Figura 4.16 – Deformazione plastica equivalente (PEEQ) nei bulloni dello smorzatore..... 117
Figura 4.17 – Confronto tra nodi esterni ed interni con smorzatore a scorrimento orizzontale 118
Figura 4.18 – Confronto tra nodi esterni ed interni con smorzatore a scorrimento verticale 118
Figura 4.19 Forza di taglio trasmessa alle diverse componenti..... 119
Figura 4.20 Taglio nelle connessioni bullonate in faccia alla colonna..... 120
Figura 4.21 Distribuzione del taglio negli elementi connessi a 0.04 rad di rotazione..... 121
Figura 4.22 Distribuzione delle PEEQ a 0.05rad 122
Figura 4.23 Energia dissipata normalizzata: a) energia per attrito; b) energia per deormazione plastica 122
Figura 4.24 Influenza della forza di serraggio sulla resistenza flessionale 124
Figura 4.25 Influenza del coefficiente di attrito sulla resistenza flessionale..... 126
Figura 5.1 – Provino FREEDAM: vista laterale 133
Figura 5.2 – Provini FREEDAM: vista frontale (dimensioni in mm)..... 133
Figura 5.3 -Schema dell’apparato di prova d’impatto 135
Figura 5.4 – Storia di carico per diversti tipi di test ad impatto 135
Figura 5.5 – Risposta forza-spostamento sperimentale (Gruppo A, M1)..... 136
Figura 5.6 – Modello numerico dello smorzatore ad attrito: Geometria e condizioni al contorno 138

Figura 5.7- Confronto sperimentale-numerico *139*
Figura 5.8 – Influenza della velocità sul compertamento dello smorzatore ad attrito *139*
Figura 5.9 – Connessione esterna provata presso l'Università di Coimbra *140*
Figura 5.10 - Connessione esterna provata presso l'Università di Liege *140*
Figura 5.11 – Apparato di prova *141*
Figura 5.12 – Comportamento rotazionale della connessione: analisi quasi statica contro test di impatto *142*
Figura 5.13 – Collasso della connessione a T superiore *142*
Figura 5.14 – Modello ad elementi finiti *143*
Figura 5.15- modello del bullone M16 HV *143*
Figura 5.16 – Confronto simulazione-sperimentazione *144*
Figura 5.17 – Risultati delle simulazioni parametriche *144*
Figura 5.18 – Configurazione del test di impatto (metà provino) con la misura della correlazione di immagine digitale *145*
Figura 5.19 Nomenclatura adottata per identificare i test con massa cadente *145*
Figura 5.20 Schema di prova: Massa M1 (211kg) (b) e M2 (460 kg) (c) *146*
Figura 5.21 Curve forza-spostamento verticale e momento rotazione ottenute dal test statico *147*
Figura 5.22 Risultati dei test di impatto – esempi di curve spostamento-tempo misurate per il punto 10C *147*
Figura 5.23. Dettaglio del modello ad elementi finiti e confronto in termini energetici *150*
Figura 5.24. Confronto tra risultati ottenuti con analisi implicita e esplicita del test statico *152*
Figura 5.25 Confronto tra simulazione e test *152*
Figura 6.1 – La struttura testata e le sue connessioni *160*
Figura 6.2 – Struttura con connessioni RBS *161*
Figura 6.3 – Schema di riferimento adottato per il progetto dei telai sismo-resistenti *162*
Figura 6.4 – Test 1: spostamenti di piano (sinistra) e forze degli attuatori (destra) *164*
Figura 6.5 – Test 1: curve isteretiche delle connessioni RBS (sinistra) ed energia globalmente dissipata dal telaio MRF-1 (destra) *164*
Figura 6.6 – Test 2: spostamenti di piano (sinistra) e curve isteretiche delle connessioni (destra) *165*
Figura 6.7 – Test 3: spostamenti di piano (sinistra) e curve isteretiche delle connessioni (destra) *166*
Figura 6.8 – Test 4: spostamenti di piano (sinistra) e curve isteretiche delle connessioni (destra) *166*
Figura 6.9 – Curve isteretiche delle connessioni collassate (a, b) e foto con i corrispondenti danni (c, d) *167*
Figura 6.10 – Dettaglio delle saldature *168*

Figura 6.11 – Test 5: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra) *169*
Figura 6.12 – Test 1: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra) *170*
Figura 6.13 – Test 2: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra) *171*
Figura 6.14 – Test 2: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1) *171*
Figura 6.15 – Test 3: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra) *172*
Figura 6.16 – Test 3: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1) *172*
Figura 6.17 – Test 4: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra) *173*
Figura 6.18 – Test 4: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1) *173*
Figura 6.19 – Test 5: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra) *174*
Figura 6.20 – Test 5: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1) *174*
Figura 6.21 – Connessione FREEDAM 1A al termine della seconda campagna sperimentale *174*
Figura 6.22 – Modello 3D del campione con connessioni RBS *175*
Figura 6.23 – Curve isteretiche sperimentale e numerica di una connessione RBS *176*
Figura 6.24 – Schematizzazione del modello numerico della connessione RBS *176*
Figura 6.25 – Confronto delle curve isteretiche della connessione RBS-1A *178*
Figura 6.26 – Schema del modello numerico della struttura con connessioni FREEDAM *180*
Figura 6.27 – Schematizzazione del modello della connessione *181*
Figura 6.28 – Uniaxial Hysteretic material: parametri *181*
Figura 6.29 – Spostamenti in copertura: Test 1 (sinistra) e Test 3 (destra) *183*
Figura 6.30 – Tagliante alla base Test 1 (sinistra) e Test 2 (destra) *183*
Figura 6.31 – Curve isteretiche (connessione 1A): Test 2 (sinistra) e Test 5 (destra) *184*
Figura 6.32 – Confronti in termini di spostamenti in copertura e taglianti alla base *186*
Figura 6.33 – Connessione 1A: curve isteretiche ed energia dissipata *187*

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2.1 - Configurazione della relazione a breve termine FW *65*
Tabella 2.2 - Configurazione della relazione a breve termine BW *65*
Tabella 2.3 - Configurazione della relazione a breve termine 3DS *66*
Tabella 2.4 - Configurazione della relazione a breve termine 3DSps *66*
Tabella 2.5: Sommario dei test a medio-termine *67*
Tabella 2.6: Risultati dello studio di regressione *70*
Tabella 2.7: Variazione statistica del coefficiente d’attrito statico *71*
Tabella 2.8: Valori di progetto dei coefficienti d’attrito *72*
Tabella 4.1: Confronto tra analisi implicite ed esplicite *106*
Tabella 4.2: Codice identificativo dei provini con rondelle a tazza *106*
Tabella 4.3: Proprietà del materiale attritivo *114*
Tabella 4.4 Momento per il modello FD 1-2-DS considerando la variazione di serraggio *124*
Tabella 4.5 Momento per il modello FD 2-2-DS considerando la variazione di serraggio *124*
Tabella 4.6 Momento per il modello FD 1-2 considerando la variazione del coefficiente di attrito *125*
Tabella 4.7 Momento per il modello FD 2-2 considerando la variazione del coefficiente di attrito *125*
Tabella 5.1 - Programma sperimentale *133*
Tabella 5.2 – Sintesi dei valori del fattore dinamico e degrado della resistenza d’attrito *136*
Tabella 5.3. Sintesi dei valori dei fattori dinamici dopo lo scorrimento *136*
Tabella 5.4. Programma sperimentale *140*
Tabella 5.5. Codici identificativi dei test con massa cadente e relative proprietà *146*
Tabella 5.6. Risultati dei test d’impatto *148*
Tabella 5.7. Calcolo dei DIF *149*
Tabella 5.8. Confronto tra modello ad elementi finiti e risultati sperimentali *152*
Tablella 5.9. Stima delle forze d’impatto e dei DIF *153*
Tabella 6.1: Accelerogrammi adottati per eseguire le prove *162*
Tabella 6.2: Principali risultati sperimentali (struttura con connessioni RBS) *163*
Tabella 6.3: Principali risultati sperimentali (struttura con connessioni FREEDAM) *169*
Tabella 6.4: Confronto in termini di tagliante alla base, spostamenti e drift di piano *177*
Tabella 6.5: Confronto tra i risultati numerici e sperimentali relativi alla connessione 1A *179*
Tabella 6.6: Uniaxial Hysteretic material: parametri *181*
Tabella 6.7: Confronto tra i risultati numerici e sperimentali in termini di forze registrate dagli attuatori e spostamenti di piano *182*
Tabella 6.8: Confronto tra i risultati numerici e sperimentali relativi alla connessione 1A *184*

Tabella 6.9: Confronti tra le campagne sperimentali in termini di spostamenti di piano e taglianti alla base 185

CAPITOLO 1

UNA PANORAMICA SULLE CONNESSIONI “SMART” PER TELAI SISMO-RESISTENTI:

1.1 INTRODUZIONE

Recentemente, gran parte della ricerca sperimentale si è concentrata sullo sviluppo di collegamenti trave-colonna innovativi, al fine di ridurre il danneggiamento strutturale dovuto ad eventi sismici importanti. Per questo motivo, l’attenzione di numerosi ricercatori è stata rivolta ai collegamenti trave-colonna dotati di dissipatori sismici (*i.e.,* dampers), che garantiscono la dissipazione dell’energia sismica in ingresso e sostituiscono le zone dissipative dei tradizionali telai sismo-resistenti in acciaio (*i.e.,* le estremità delle travi), dove lo sviluppo delle cerniere plastiche è generalmente atteso. In linea di principio, può essere applicata qualsiasi tipologia di dissipatore sismico: dissipatori isteretici, controventi a instabilità impedita (*i.e.,* BRBs), smorzatori a estrusione di piombo, smorzatori in lega a memoria di forma (*i.e.,* SMAs), dissipatori viscosi, dissipatori ad attrito. Tali dissipatori non solo garantiscono cicli di isteresi ampi e stabili, ma possono anche essere facilmente sostituiti dopo eventi sismici distruttivi. Pertanto, le connessioni trave-colonna dotate di dissipatori sismici possono essere definite connessioni “smart”. Inoltre, la riparabilità delle strutture dopo eventi sismici severi è principalmente condizionata dalla quantità di deformazioni permanenti. Per questo motivo, un tema attuale nell'attività di ricerca sulle connessioni “smart” è rappresentato dalla possibilità di realizzare edifici ricentranti, evitando così fuori piombo dopo grandi eventi sismici.

Nel presente Capitolo è descritta una breve panoramica sulle connessioni “smart”, a testimonianza della crescente attività di ricerca sulle strutture sismo-resistenti in acciaio, che sta diventando sempre più un'arte del calcolo strutturale con un ampio numero di soluzioni “smart”, che le strutture in calcestruzzo non sono in grado di fornire.

È ben noto che le diverse strategie per il progetto delle strutture sismo-resistenti possano essere inquadrate in vista del bilancio energetico. Secondo la strategia tradizionale per la progettazione sismica delle strutture edilizie [1-4], in caso di eventi sismici frequenti e occasionali, il cui periodo di ritorno è confrontabile con il ciclo di vita delle strutture, l'energia sismica in ingresso deve essere completamente dissipata mediante uno smorzamento di tipo viscoso. Quindi, per tali eventi sismici, l'energia isteretica è pari a zero, in quanto la struttura deve essere progettata per rimanere in campo elastico. Viceversa, in caso di eventi sismici rari e molto rari il cui periodo di ritorno è di circa 500 anni, la maggior parte dell'energia sismica in ingresso viene dissipata per isteresi, causando gravi escursioni plastiche e un conseguente danneggiamento strutturale. Tale danneggiamento deve essere compatibile con la duttilità e la capacità di dissipazione di energia delle strutture stesse, al fine di assicurare la prevenzione del collasso e di garantire la salvaguardia della vita umana.

Nel contesto sopra descritto, con riferimento ai telai sismo-resistenti in acciaio (*i.e.,* Moment Resisting Frames MRFs), vi è la necessità di fornire alla struttura una sufficiente resistenza

laterale e rigidezza per rimanere in campo elastico sotto eventi sismici frequenti e occasionali. In particolare, è necessaria un'adeguata rigidezza laterale al fine di ridurre il danneggiamento degli elementi non strutturali, che è un requisito fondamentale per il controllo degli stati limite di esercizio. Al contrario, in caso di terremoti distruttivi, i telai-sismo resistenti devono essere progettati in modo tale da concentrare la dissipazione dell’energia sismica in ingresso alle estremità delle travi, dove deve avvenire la plasticizzazione ciclica a flessione. A tal fine, si raccomanda che le connessioni trave-colonna siano progettate con una sovra-resistenza [5-7] rispetto alle travi collegate, tenendo conto della variabilità del materiale [6] e dell’incrudimento, per garantire il pieno sviluppo della massima resistenza a flessione delle cerniere plastiche [7]. Inoltre, al fine di promuovere l'impegno plastico del maggior numero di zone dissipative, controllando adeguatamente la modalità di collasso, i moderni codici sismici, come l'Eurocodice 8, richiedono l'applicazione di criteri di gerarchia per promuovere lo snervamento delle estremità delle travi, piuttosto che delle estremità delle colonne. Ad oggi, la filosofia di progettazione classica basata sulla gerarchia "trave debole" - "collegamento forte" - "colonna forte" è stata ampiamente applicata nella progettazione sismica [1-4] e fornisce sicuramente alcuni vantaggi, come lo sviluppo di cicli di isteresi delle zone dissipative e la prevenzione dei meccanismi di piano soffice “soft-storey” che, come noto, devono essere assolutamente evitati a causa della loro scarsa capacità dissipativa. Tuttavia, d'altro canto, l'approccio progettuale tradizionale presenta anche diversi inconvenienti [8-10].

Con riferimento agli eventi sismici gravi, il principale inconveniente della strategia di progettazione tradizionale è intrinseco nella strategia stessa. Infatti, da un lato, anche se il danneggiamento strutturale è essenziale per dissipare l'energia sismica, d’altro canto esso rappresenta la principale fonte di perdite dirette e indirette, intollerabili nel caso dei paesi industrializzati, come testimoniato dall'ammontare delle perdite economiche avvenute durante gli eventi sismici più recenti.

Un altro inconveniente, specifico per i telai-sismo resistenti in acciaio, risiede nell'uso di giunti trave-colonna a completo ripristino di resistenza aventi la sovra-resistenza richiesta dai codici attuali. Tale utilizzo risulta non conveniente e costituisce un onere importante, paragonato alle soluzioni strutturali che adottano altri materiali, come il cemento armato. Infatti, al fine di garantire le prestazioni desiderate, è necessario un significativo sovradimensionamento degli elementi strutturali, che porta all'utilizzo di piatti di rinforzo supplementari, nervature di rinforzo aggiuntive o piatti di copertura o, addirittura, all'uso di travi con ringrossi.

Con lo scopo di ridurre i principali svantaggi della strategia di progettazione tradizionale, nelle ultime decadi, sono state proposte diverse strategie innovative. Tra queste ultime, una strategia utilizzata nell’ambito delle strutture in acciaio è la cosiddetta strategia di dissipazione energetica supplementare, o del controllo passivo [11-15], dove l'energia sismica viene dissipata mediante smorzamento viscoso o isteretico, grazie all'introduzione di smorzatori di energia generalmente situati tra coppie di punti della struttura, dove si prevedono elevati spostamenti relativi o velocità [12]. Tra le diverse strategie dei sistemi di controllo passivo, anche l'uso dei dissipatori ad attrito è stato proposto nelle attività di ricerca al fine di ridurre sia gli spostamenti laterali (requisiti dello stato limite di esercizio), sia per ridurre i danni strutturali (requisiti di stato limite ultimo).

Gli smorzatori ad attrito presentano un alto potenziale a basso costo e sono facili da installare e mantenere in efficienza. Pertanto, in passato, diversi dispositivi per lo smorzamento dell'attrito sono stati testati sperimentalmente [16-18] e alcuni di questi sono stati utilizzati negli edifici di

tutto il mondo. Il sistema più diffuso consiste nell'introduzione di un sistema di controventamento integrato con i dissipatori ad attrito [16, 19, 20]. Diversi ricercatori hanno lavorato su questa tematica, sviluppando procedure di progettazione per ottimizzare la forza di scorrimento del sistema di controvento.

Con riferimento agli inconvenienti derivanti dalla strategia di progettazione tradizionale e, nello specifico, dalla necessità di progettare giunti trave-colonna con elevata sovra-resistenza rispetto alle travi stesse, è stata proposta un’alternativa rispetto alla filosofia di “trave debole” - “collegamento forte” – “colonna forte”. La filosofia alternativa di “colonna forte” – “collegamento debole” – “trave forte” può essere applicata, perché l'Eurocodice 8 ha garantito la possibilità di realizzare connessioni a parziale ripristino di resistenza, a condizione che essi siano in grado di fornire una capacità di rotazionale plastica sufficiente (tipicamente 0,035 rads per zone ad alta sismicità), da verificare mediante prove sperimentali. Con tale approccio progettuale, anche nel caso di travi con sezioni di grandi dimensioni come quelle che si verificano in caso di campate lunghe o carichi gravitazionali elevati, l'adozione di connessioni a parziale ripristino di resistenza consente di controllare il momento flettente trasferito alla colonna che, in questo modo, può essere impedito da un sovradimensionamento eccessivo derivante dall'applicazione del criterio di gerarchia trave-colonna. Inoltre, il dettaglio strutturale dei collegamenti trave-colonna può essere notevolmente semplificato migliorando l'economicità complessiva dello schema strutturale, superando gli inconvenienti economici conseguenti nel caso di connessioni progettate per ottenere elevate sovra-resistenze.

Il crescente interesse della comunità scientifica alla progettazione di telai sismo-resistenti con collegamenti a parziale ripristino [5, 21-27] si riflette anche nell'ultima versione dell'Eurocodice 8. Tuttavia, l'applicazione di questa tecnica è ancora fortemente limitata nella pratica, poiché le effettive capacità dissipative dei collegamenti devono essere dimostrate mediante prove sperimentali, che sono generalmente fuori dalle possibilità dei progettisti comuni. Inoltre, anche se l'applicazione di connessioni a parziale ripristino può portare, da un lato, ad un vantaggio economico, dall'altro può comportare anche alcuni svantaggi come la riduzione della rigidezza laterale del telaio e della capacità di dissipazione energetica alle estremità delle travi.

Partendo da questo contesto, al fine di superare gli inconvenienti delle strategie progettuali descritte, molti ricercatori hanno concentrato i loro sforzi sulla possibilità di concepire e progettare connessioni “smart”, in grado di concentrare la dissipazione dell'energia in ingresso del terremoto in dissipatori appositamente progettati, (*i.e.*, dispositivi di smorzamento) che sono accuratamente posizionati all'interno dei componenti della connessione stessa. L'obiettivo è quindi la progettazione di connessioni in grado di resistere quasi senza alcun danno, non solo a eventi sismici frequenti e occasionali, ma anche a terremoti distruttivi come quelli corrispondenti ad eventi rari e molto rari.

L'idea di base di tali lavori di ricerca si ispira alla strategia di dissipazione energetica supplementare, ma si basa sull'uso dei dispositivi di smorzamento visti da una nuova prospettiva. Infatti, mentre le strategie di controllo passivo sono state comunemente basate sull'integrazione della capacità di dissipazione di energia della struttura primaria con la dissipazione supplementare dei dispositivi di smorzamento, viceversa, la nuova strategia progettuale, che potrebbe essere denominata “Strategia di sostituzione”, si basa sull'utilizzo di smorzatori concepiti in modo tale da sostituire le tradizionali zone dissipative dei telai sismo-resistenti, ovvero le estremità delle travi.

Dal punto di vista tecnologico, l'innovazione riguarda la concezione di collegamenti trave-colonna dotati di dissipatori, posizionati sia a livello della flangia inferiore che a livello di entrambe le flange. Inoltre, questi possono appartenere a diverse tipologie: smorzatori viscosi, smorzatori a estrusione di piombo, smorzatori isteretici, smorzatori ad attrito, smorzatori in lega a memoria di forma (*i.e.*, SMAs), controventi a instabilità impedita (*i.e.*, BRBs).

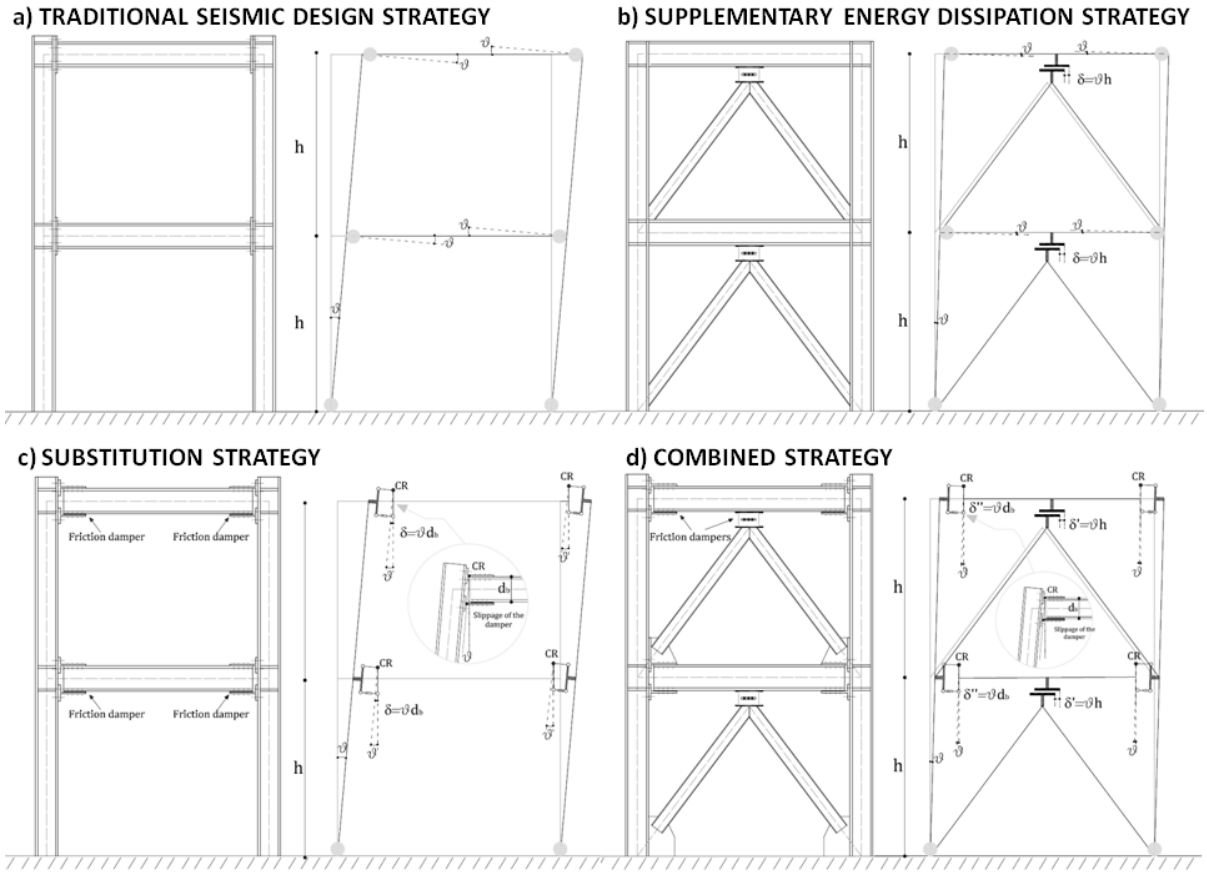


Figura 1.1 - Confronto tra le diverse strategie di progetto

Al fine di chiarificare le differenze rispetto alle strategie di progetto tradizionali o della dissipazione supplementare dell’energia, in Figura 1.1. sono illustrati i diversi schemi, dove è proposto l’uso di dissipatori ad attrito [10]. In particolare, Figura 1.1a sottolinea che le zone dissipative dei tradizionali telai sismo-resistenti si trovano alle estremità delle travi, dove si devono sviluppare le cerniere plastiche. La domanda sismica è solitamente espressa in termini di massimo spostamento di interpiano (ϑ nella Figura 1.1), che governa la rotazione plastica prevista nelle zone dissipative. La strategia di dissipazione energetica supplementare (Figura 1.1b) è finalizzata alla riduzione della domanda sismica mediante l'introduzione di dissipatori sismici che devono essere posizionati, per la loro efficacia, tra coppie di punti soggetti ad elevati spostamenti relativi. La dissipazione di energia supplementare fornita da tali dispositivi consente di ridurre gli spostamenti massimi di interpiano (ϑ) e, di conseguenza, la riduzione del danno strutturale che si verifica alle estremità della trave. Viceversa, la strategia di sostituzione (Figura 1.1c) consente la prevenzione del danno strutturale, in quanto tutte le zone dissipative sono sostituite mediante collegamenti dotati di dissipatori ad attrito. La domanda di spostamento relativo non si riduce rispetto alle strutture tradizionali (Figura 1.1a), ma questo spostamento

relativo comporta danni strutturali molto limitati in alcuni componenti del collegamento, perché la rotazione delle connessioni trave-colonna è adattata calibrando adeguatamente la corsa dei dissipatori (Figura 1.1c). La rotazione massima consentita è praticamente data dal rapporto tra la corsa del dissipatore e il braccio di leva, ovvero la sua distanza dal centro di rotazione CR. Tuttavia, è utile notare che lo spostamento relativo che si verifica tra le estremità del dissipatore ad attrito ($\delta = \vartheta d_b$, essendo d_b l’altezza della sezione della trave) è significativamente inferiore a quello ($\delta = \vartheta h$, essendo h l’altezza di interpiano) che si verifica quando viene applicata la strategia di dissipazione dell'energia supplementare (Figura 1.1b). Questo è il motivo principale per cui i casi a) e c) dovrebbero fornire simili valori di domanda. Infine, un ulteriore miglioramento delle prestazioni sismiche si ottiene combinando la strategia di sostituzione con la strategia di dissipazione dell'energia supplementare. Tale strategia combinata (Figura 1.1d) porta sia alla riduzione di domanda di spostamento attesa in caso di eventi sismici distruttivi, sia alla prevenzione di danni significativi nei collegamenti trave-colonna. Ovviamente, la riduzione della domanda di spostamento rappresenta un vantaggio importante al fine di ridurre i danni agli elementi non strutturali dell'edificio.

L'utilizzo di collegamenti trave-colonna dotati di smorzatori è uno strumento efficace per ridurre il danneggiamento degli elementi strutturali indirizzando la dissipazione energetica verso componenti appositamente progettati che, se necessario, possono essere sostituiti dopo uno o più eventi sismici. Tuttavia, permane ancora un importante inconveniente comune alle strategie di progetto tradizionali. Infatti, sia nel caso di connessioni tradizionali che in caso di connessioni dotate di dissipatori sismici, a seguito di eventi sismici distruttivi, la struttura è soggetta a deformazioni complessive permanenti che determinano un fuori piombo la cui grandezza governa la possibilità di riparare efficacemente l'edificio. Per questo motivo, molti studi di ricerca si sono dedicati anche alla possibilità di dotare le connessioni di dispositivi ricentranti che sono generalmente costituiti da sistemi post-tesi.

Le sezioni seguenti forniscono una breve panoramica sulle connessioni “smart” dotate di dissipatori sismici appartenenti a diverse tipologie. Vengono brevemente presentati i principali risultati provenienti dalla letteratura tecnica e dai progetti di ricerca attualmente in corso e si tenta di classificarli. Viene inoltre effettuata una breve presentazione delle connessioni dotate di sistemi ricentranti.

L'intensità della ricerca su questi temi mostra che il futuro delle costruzioni in acciaio può essere davvero brillante per la varietà di soluzioni strutturali e l'enormità dei vantaggi che le tecnologie di costruzione in acciaio sono in grado di fornire, rispetto alle strutture in cemento armato, quando deve essere perseguito il formidabile obiettivo della sicurezza strutturale. Nell’ industria siderurgica risiede la responsabilità di essere in grado di promuovere l'uso dell'acciaio nei paesi a rischio sismico rendendo i progettisti ed i clienti completamente consapevoli delle potenzialità dell'acciaio nel ridurre le perdite dirette e indirette che si verificano dopo gli eventi sismici distruttivi.

1.2 INCOVENIENTI DELLE CONNESSIONI TRADIZIONALI

Dall’analisi dei risultati presentati in [25] è possibile ottenere una rapida panoramica della risposta rotazionale dei tradizionali collegamenti trave-colonna. Sono presentati i risultati di un

programma sperimentale riguardante lo studio del comportamento ultimo delle connessioni bullonate trave-colonna sotto azioni cicliche. In particolare, diversi collegamenti costituiti dalla stessa trave e colonna sono stati progettati e testati. Il progetto era mirato a garantire la stessa resistenza a flessione dei collegamenti, ma cambiando per ogni collegamento il componente più debole. Si è quindi evidenziato come il comportamento ultimo sia governato rinforzando opportunamente i componenti il cui snervamento deve essere impedito. A tal fine, l'approccio per componenti è stato adottato come strumento di progettazione per i criteri di gerarchia dei componenti. Inoltre, è stata delineata l'effettiva possibilità di estendere l'approccio per componenti alla previsione della risposta ciclica dei collegamenti trave-colonna, in modo che i risultati ottenuti testimonino che l'approccio per componenti può essere considerato un potente strumento anche per la progettazione sismica delle connessioni.

Nella Figura 1.2 [25] viene mostrato il comportamento di una connessione flangiata progettata con la zona del pannello a taglio come componente più debole. In particolare, viene evidenziata la risposta ciclica delle principali componenti della connessione. L'utilizzo del metodo delle componenti ha consentito il controllo del componente che fornisce la principale fonte di dissipazione di energia che in realtà era costituita dalla zona del pannello a taglio, come risulta evidente dalla risposta ciclica momento-distorsione a taglio della zona del pannello. Tuttavia, a causa del notevole incrudimento della zona del pannello nodale, la sovra-resistenza eccessiva che ne deriva dà luogo anche allo snervamento della piastra di estremità in flessione, in modo che il collasso della connessione sia governato dalla frattura della saldatura che collega la piastra di estremità alla flangia della trave.

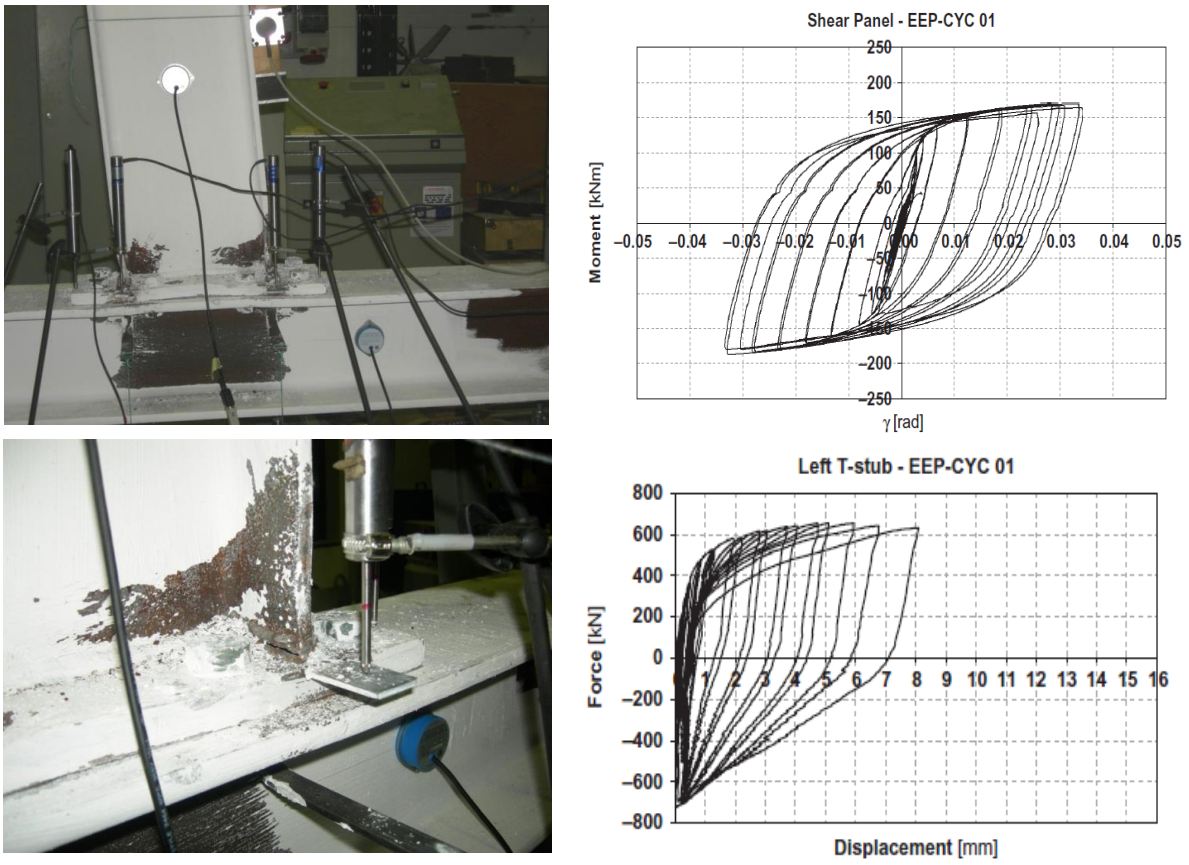


Figura 1.2 - Comportamento delle componenti della connessione progettata con il pannello nodale a taglio come componente più debole [25]

La risposta ciclica momento-rotazione della connessione è mostrata nella Figura 1.3 [25]. Si precisa che, quando lo snervamento della connessione coinvolge principalmente la zona del pannello a taglio, si ottengono cicli di isteresi ampi e stabili. In particolare, la capacità rotazionale plastica della connessione risulta ben oltre i valori generalmente necessari per resistere ad eventi sismici distruttivi. Tuttavia, anche se la concentrazione di snervamento nella zona del pannello è tale da assicurare adeguate capacità rotazionale plastica e dissipazione energetica, il danneggiamento strutturale risulta comunque difficile da riparare. Inoltre, l'analisi strutturale non lineare, finalizzata alla valutazione delle prestazioni sismiche, dovrebbe essere eseguita modellando adeguatamente la zona del pannello. In aggiunta, possono verificarsi significativi effetti del secondo ordine in campo plastico. Per questo motivo, è opinione dell'autore che, nonostante l'elevata dissipazione di energia fornita, i giunti trave-colonna progettati affinché la zona del pannello snervi, dovrebbero essere evitati.

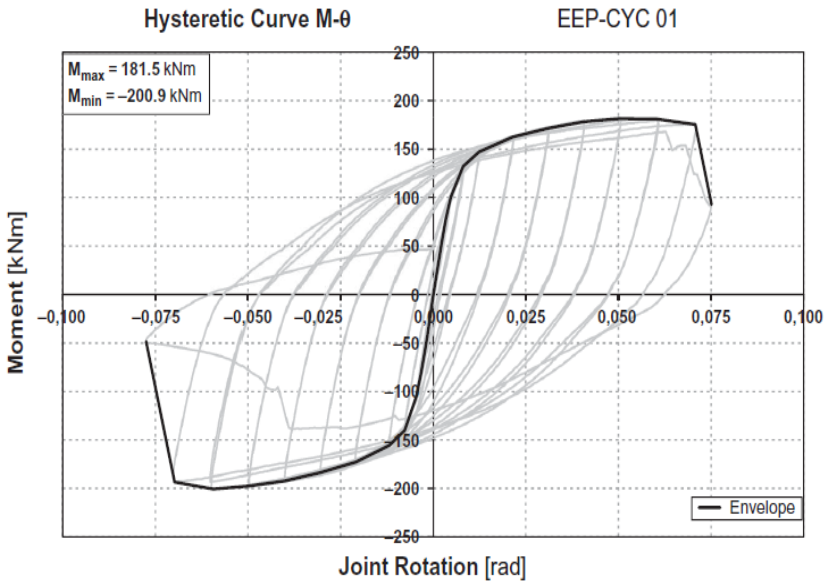


Figura 1.3 - Risposta ciclica momento-rotazione della connessione, progettata con la zona del pannello a taglio come componente più debole della connessione [25]

Il comportamento della connessione trave-colonna a pieno ripristino di resistenza è regolato dallo snervamento dell'estremità della trave. Pertanto, il corrispondente comportamento ciclico è governato dall'instabilità locale dei piatti costituenti la sezione della membratura. L'instabilità locale della flangia e dell'anima regolano, a seconda dei loro rapporti larghezza-spessore, il degrado di resistenza che si verifica in condizioni di carico ciclico. Questo è anche il caso delle connessioni a sezione ridotta della trave “RBS”. La Figura 1.4 [25] mostra la risposta ciclica momento-rotazione di una connessione flangiata con RBS. La connessione ha la stessa colonna e la stessa trave della Figura 1.2 e la RBS è stata calibrata per ottenere quasi la stessa resistenza a flessione.

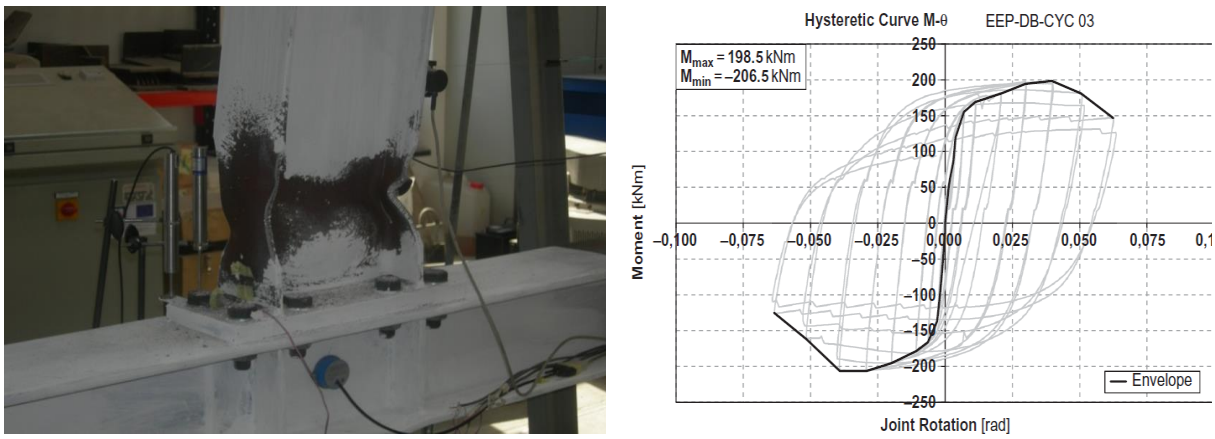


Figura 1.4 - Risposta ciclica momento-rotazione di una connessione tipo RBS [25]

La configurazione reale della cerniera plastica è dovuta all’instabilità locale che coinvolge ciclicamente le due flange e, per i requisiti di compatibilità cinematica, l’anima. Anche in questo caso la capacità rotazionale plastica risulta ben oltre i valori tipicamente necessari a sostenere eventi sismici di tipo distruttivo, ma risulta evidente anche il principale inconveniente della filosofia progettuale tradizionale. Il prezzo della dissipazione di energia è rappresentato dal significativo danneggiamento strutturale che si verifica alle estremità della trave. La deformazione plastica dà luogo a drift permanenti la cui entità influenza fortemente la possibilità di riparare efficacemente l'edificio dopo eventi sismici distruttivi.

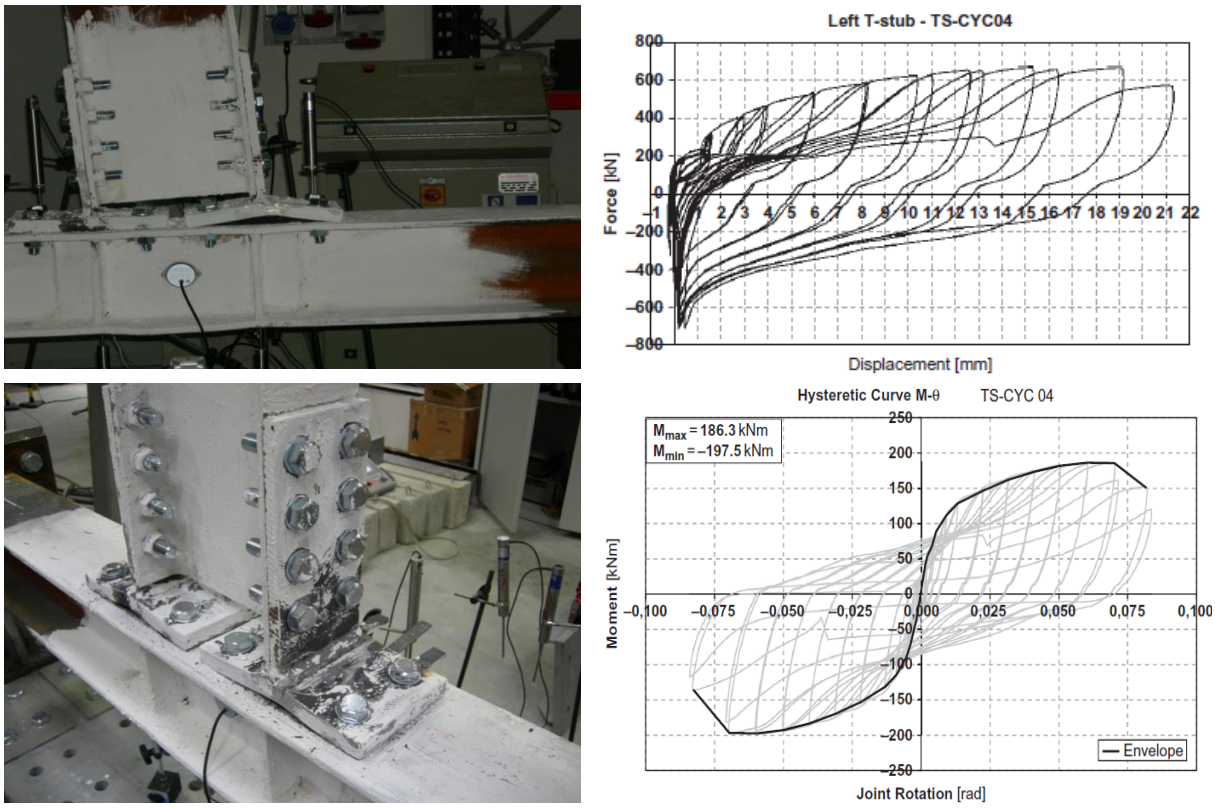


Figura 1.5 - Risposta ciclica momento-rotazione di una connessione DST progettata con T-stub bullonati come componente più debole della connessione [25]

La Figura 1.5 mostra la risposta ciclica di una connessione a doppio T-stub [25]. La trave e le sezioni dei pilastri sono le stesse delle connessioni esaminate nelle Figure 1.2 e 1.4. I T-stub bullonati sono stati progettati come il componente più debole e, inoltre, per ottenere un collegamento trave-colonna avente quasi la stessa resistenza a flessione dei collegamenti esaminati in precedenza. Quindi, si evidenzia l'influenza della scelta del componente più debole. Il comportamento forza-spostamento del componente più debole, cioè il T-stub bullonato, è anche rappresentato nella Figura 1.5 (T-stub sinistro). Come previsto, il collasso della connessione era regolato dal T-stub con la formazione di linee di snervamento nelle flange. In particolare, si è verificata una cricca in corrispondenza della linea di snervamento in prossimità dell'anima, inizialmente nella sua parte centrale, e si è progressivamente sviluppata fino alla rottura completa della flangia del T-stub. I T-stub bullonati [25] adeguatamente progettati sono in grado di fornire una capacità rotazionale plastica che risulta ben oltre maggiore a quella necessaria per resistere ad eventi sismici gravi. Tuttavia, i cicli di isteresi non sono stabili perché caratterizzati da un fenomeno di “pinching” in progressivo aumento. Il vantaggio principale di tale tipologia di connessione tradizionale è che i T-stub possono essere facilmente sostituiti, in modo da poter essere considerati come dissipatori isteretici della connessione. D'altra parte, la deformabilità a flessione della connessione può essere significativa, per cui deve essere considerata nella progettazione strutturale. Di conseguenza, la deformabilità laterale della struttura deve essere adeguatamente controllata.

Partendo dalla breve panoramica della risposta rotazionale ciclica dei tradizionali collegamenti trave-colonna, si possono fare le seguenti considerazioni sui vantaggi e gli svantaggi delle connessioni tradizionali.

Le tradizionali connessioni a pieno ripristino di resistenza mostrano generalmente i presenti vantaggi:

- Le zone dissipative sono costituite dalle estremità delle travi che sono in grado di fornire valori adeguati di domanda di rotazione plastica, ben oltre il valore di riferimento, uguale a 0.03 rads, richiesto tipicamente per le strutture ad alta duttilità. Questo è assunto limitando il rapporto larghezza-spessore degli elementi che costituiscono la sezione della membratura;
- i cicli di isteresi sono ampi, mentre la loro stabilità è correlata al degrado di resistenza influenzato dai rapporti larghezza-spessore degli elementi costituenti la sezione della membratura.

I principali svantaggi possono essere elencati come segue:

- le zone dissipative appartengono al sistema strutturale primario, che, di conseguenza, risulta danneggiato in seguito ad eventi sismici severi, e quindi, deve essere necessariamente riparato;
- la riparazione della trave snervata non è semplice in confronto ad altre componenti (come i T-stub bullonati);
- dopo eventi sismici distruttivi, la struttura resta fuori piombo. Quindi, il ricentraggio è una delle principali tematiche riguardanti la riparabilità;
- perdite dirette e indirette si verificano in caso di eventi sismici gravi.

Viceversa, con riferimento alle connessioni tradizionali a parziale ripristino di resistenza, I seguenti vantaggi possono essere elencati:

- se lo snervamento della zona del pannello a taglio è escluso, le componenti dissipative sono tipicamente costituite dagli elementi di fissaggio, che in molti casi possono essere facilmente sostituiti (come T-stub bullonati ed angolari);
- le travi, cioè le membrature appartenenti al sistema strutturale primario, rimangono in campo elastico;

D’altro canto, possono essere elencati i seguenti svantaggi:

- la progettazione strutturale è particolarmente complessa nel caso delle connessioni a parziale ripristino di resistenza, poiché il progettista deve tenere in conto non solo la resistenza flessionale della connessione ma anche la rigidezza rotazionale e la capacità rotazionale plastica;
- gli elementi di fissaggio soggetti a snervamento devono essere riparati o sostituiti;
- in seguito ad eventi sismici distruttivi, la struttura resta fuori piombo. Quindi, il ricentraggio è una delle principali tematiche riguardanti la riparabilità;
- perdite dirette e indirette si verificano in caso di eventi sismici gravi.

1.3 CONNESSIONI “SMART”

Le connessioni “smart” costituiscono una risposta a molteplici inconvenienti derivanti dalle connessioni tradizionali, sia a completo che a parziale ripristino di resistenza, nel caso di edifici soggetti ad eventi sismici distruttivi. Le connessioni “smart” possono essere concepite per raggiungere gli obiettivi seguenti:

- assicurare che il sistema strutturale primario resti in campo elastico (come in caso di connessioni a parziale ripristino, dove le travi restano non danneggiate);
- dissipare l’energia sismica in ingresso in componenti specificamente progettate, che possono essere facilmente sostituite dopo eventi sismici distruttivi;
- ridurre le deformazioni permanenti, (*i.e.,* fuori piombo), causate da eventi sismici distruttivi.

Al fine di raggiungere uno o più obiettivi, le connessioni “smart” devono essere progettate secondo le strategie seguenti:

- dotando i collegamenti di dissipatori sismici che possono appartenere a tipologie differenti (dissipatori isteretici, smorzatori a estrusione di piombo, controventi a instabilità impedita *i.e.,* BRBs, dissipatori ad attrito, smorzatori in lega a memoria di forma *i.e.,* SMAs);
- dotando i collegamenti di sistemi di ricentraggio;
- dotando i collegamenti di dissipatori sismici e sistemi di ricentraggio.

Nella parte seguente, sono presentate brevemente diverse tipologie di connessioni “smart”.

1.3.1 *Connessioni “smart” con dissipatori isteretici*

Un innovativo sistema di connessione con “slit damper” è stato sviluppato da Oh et al. [28]. Tale collegamento non solo potrebbe fornire buone prestazioni sismiche, ma potrebbe anche essere riparato rapidamente, dopo un evento sismico severo. Il collegamento trave-colonna è dotato di uno slit damper posto in corrispondenza della flangia inferiore (Figura 1.6), dove si concentrano le deformazioni plastiche. Il centro di rotazione è fissato a livello della flangia superiore mediante un T-stub. L'ubicazione del centro di rotazione ha lo scopo di prevenire il danneggiamento della

soletta in calcestruzzo normalmente situata sull'ala superiore della trave. La resistenza a flessione allo snervamento e la resistenza alla flessione ultima della connessione sono regolate dai valori di snervamento e resistenza ultima dello slit damper e dal braccio di leva.

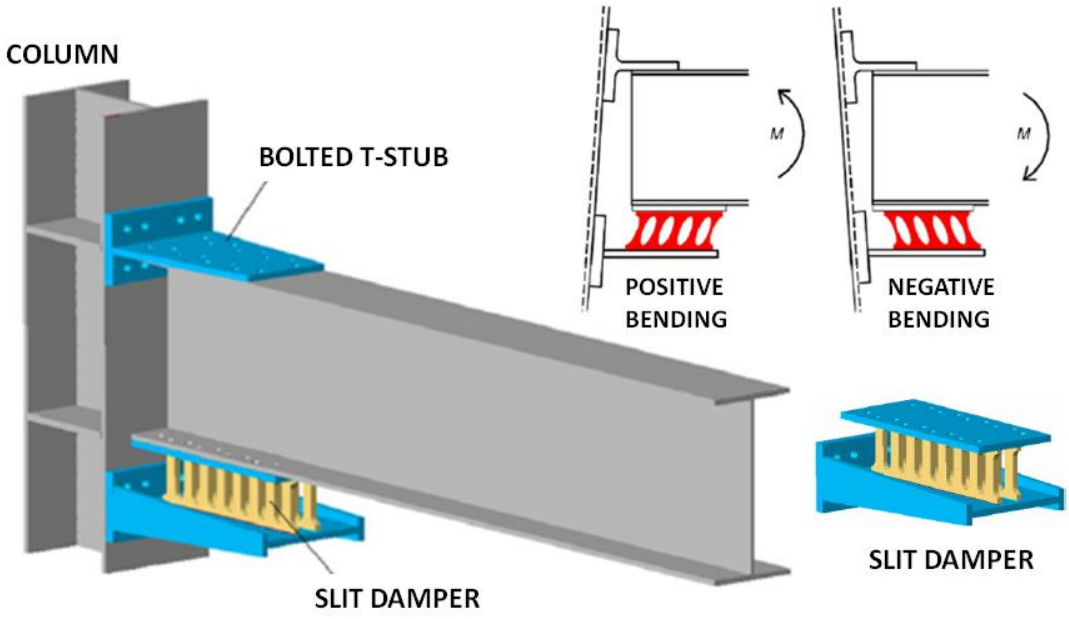


Figura 1.6 - Connessione trave-colonna dotata di slit damper [28]

Secondo la notazione indicata in Figura 1.7, la resistenza allo snervamento dello slit damper è data da:

$$P_y = \min\left\{ n\frac{f_y t B^2}{2H'}; n\frac{2f_y tB}{3\sqrt{3}} \right\} \tag{1.1}$$

dove n è il numero degli “struts” dello slit damper, t è lo spessore, B è la larghezza dei “struts”, H' è l’altezza equivalente e f_y è la tensione di snervamento mentre la resistenza ultima è data dalla seguente espressione:

$$P_u = \min\left\{ n\frac{f_u t B^2}{2H'}; n\frac{2f_u tB}{3\sqrt{3}} \right\} \quad \text{with} \quad H' = H + 2\frac{r^2}{H_T} \tag{1.2}$$

dove H_T è l’altezza totale degli “struts” dello slit damper e f_u è la tensione ultima. Lo spostamento corrispondente al limite elastico dello slit damper è:

$$\delta_y = \frac{1.5 P_y H_T}{n\, E\, tB}\left[\left(\frac{H'}{B}\right)^2 + 2.6\right] \tag{1.3}$$

dove E è il modulo di Young.

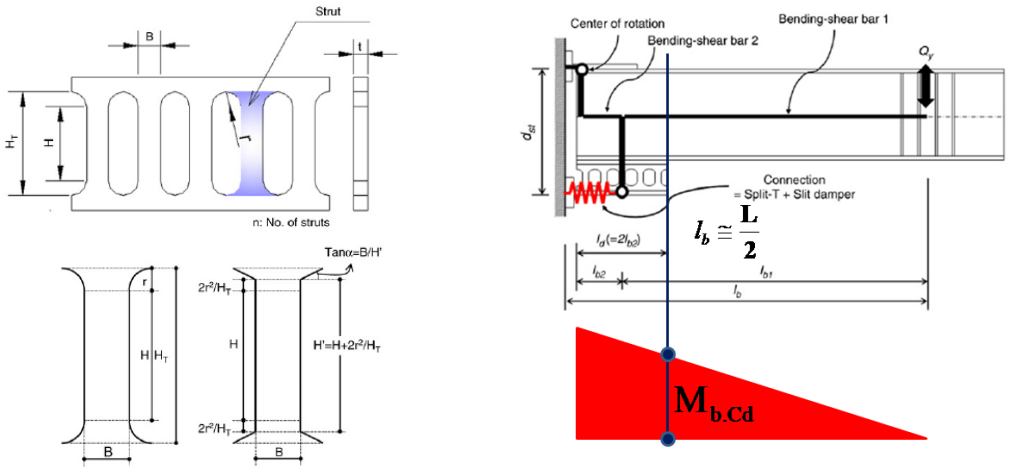


Figura 1.7 - Criterio di progetto per le connessioni dotate di slit dampers

Poiché lo scopo delle connessioni smart è quello di prevenire lo snervamento delle travi connesse, un criterio di progettazione può essere facilmente derivato applicando opportunamente il secondo principio del capacity design, con riferimento alle componenti della connessione. Secondo questo principio, le componenti non dissipative devono essere progettate considerando le azioni interne massime che le componenti dissipative snervate ed incrudite fino alla loro condizione ultima sono in grado di trasmettere. In questo caso, la componente dissipativa è costituita dallo slit damper la cui resistenza ultima è data dall'Eq. (1.2). Pertanto, il momento flettente corrispondente alla capacità dello slit damper è dato da (Figura 1.7)

$$M_{b.Cd} = \frac{P_u d_{st}}{(l_{b1} + l_{b2})}(l_{b1} - l_{b2}) \tag{1.4}$$

Pertanto, la sezione della trave, *i.e.*, la zona primaria non-dissipativa il cui snervamento deve essere evitato, deve soddisfare il seguente requisito di progetto:

$$M_{b.Cd} \leq M_{b.Rd} \tag{1.5}$$

essendo $M_{b.Rd}$ la resistenza di progetto della trave.

Il progetto della sezione della trave esplicitando le Eqns. (1.2), (1.4) e(1.5) assicura che lo snervamento della trave sia evitato. In modo da assicurare che la dissipazione di energia sia concentrate solo nello slit damper, tutte le altre componenti del giunto devono essere progettati secondo il secondo principio del capacity design. Ciò comporta che il T-stub bullonato, posizionato sulla flangia superiore deve essere progettato per trasmettere una forza uguale a P_u. In modo simile, anche l’anima della colonna in compressione, l’anima della colonna a trazione e la zona del pannello nodale a taglio devono essere verificati considerando la massima forza P_u che lo slit damper è in grado di trasmettere.

Grazie all'utilizzo di uno smorzatore isteretico appositamente progettato per assicurare un'adeguata capacità di spostamento e dissipazione di energia, le connessioni dotate di slit dampers sono in grado di assicurare cicli di isteresi stabili (Figura 1.8) con una capacità di rotazione plastica oltre il valore di riferimento richiesto dai codici e in modo da impedire lo

snervamento della trave collegata. Pertanto, dopo un evento sismico distruttivo, potrebbe essere necessaria solo la sostituzione dello slit damper.

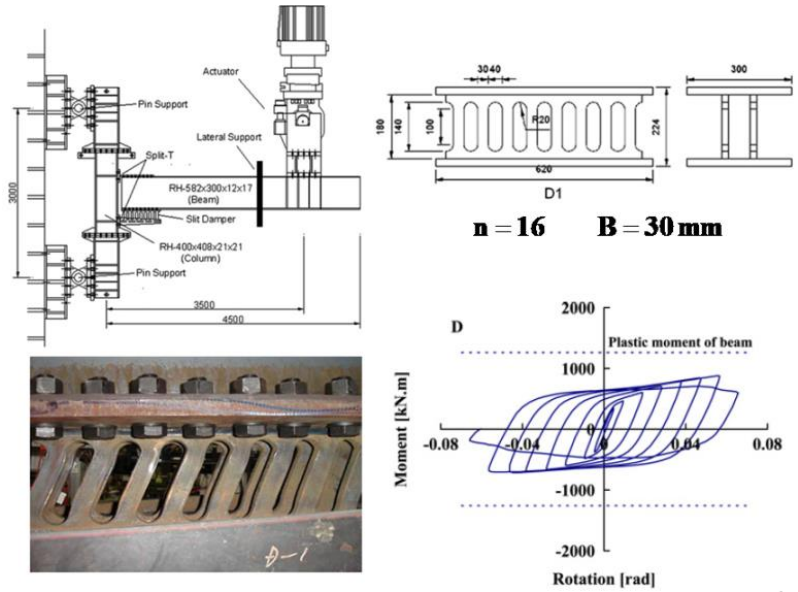


Figura 1.8 - Test sperimentali sulle connessioni dotate di ‘slit dampers’

I risultati dei test [28] hanno indicato che i collegamenti correttamente progettati dotati di slit dampers hanno mostrato un eccellente comportamento isteretico. Inoltre, la dissipazione di energia e la deformazione plastica in questo sistema sono state concentrate solo negli slit dampers, mentre il comportamento anelastico di travi e colonne è prevenuto attraverso il soddisfacimento dei requisiti del capacity design.

1.3.2 *Connessioni “smart” dotate di BRBs*

È noto che i controventi a instabilità impedita (BRBs) sono costituiti da un nucleo centrale sottoposto a trazione / compressione che rappresenta la componente dissipativa. L'instabilità del nucleo in compressione viene prevenuta utilizzando una custodia esterna adeguatamente progettata. Pertanto, i BRBs possono essere considerati un tipo particolare di smorzatori isteretici che vengono tipicamente utilizzati come elementi di controvento in telai controventati concentrici. Tuttavia, anche se risultano riconosciuti come una tipologia di smorzatori isteretici, è evidente che il loro utilizzo può essere esteso a molte configurazioni strutturali. In particolare, l'uso di BRBs per i giunti trave-colonna dotati di smorzatori isteretici è stato proposto in [29] (Figura 1.9) dove sono state studiate due configurazioni.

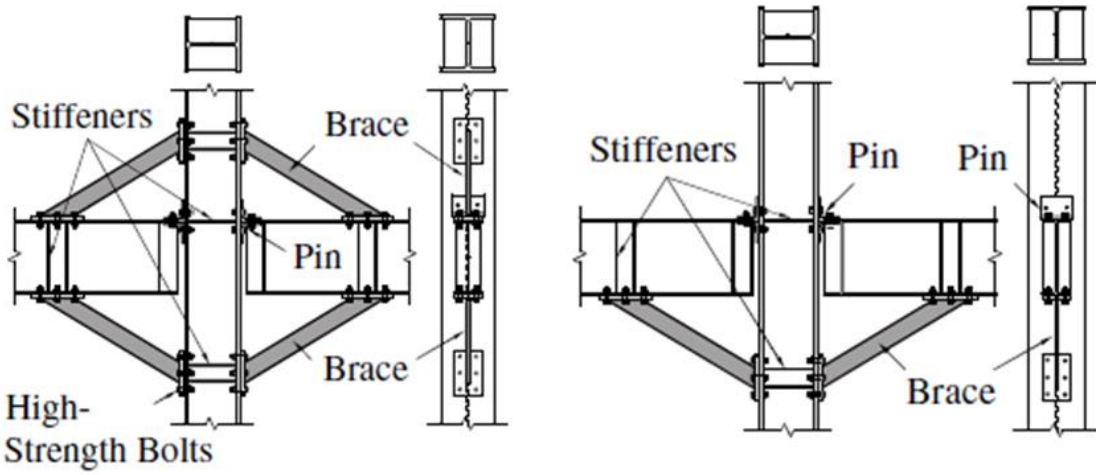


Figura 1.9 - Connessione trave-colonna dotata di buckling restrained braces [29]

La prima configurazione corrisponde all'uso di BRBs che connettono sia la flangia superiore che quella inferiore. Nella seconda configurazione, i BRBs sono collegati solo alla flangia inferiore. In entrambi i casi, la flangia superiore è collegata alla colonna anche mediante un T-stub bullonato che praticamente stabilisce la posizione del centro di rotazione.

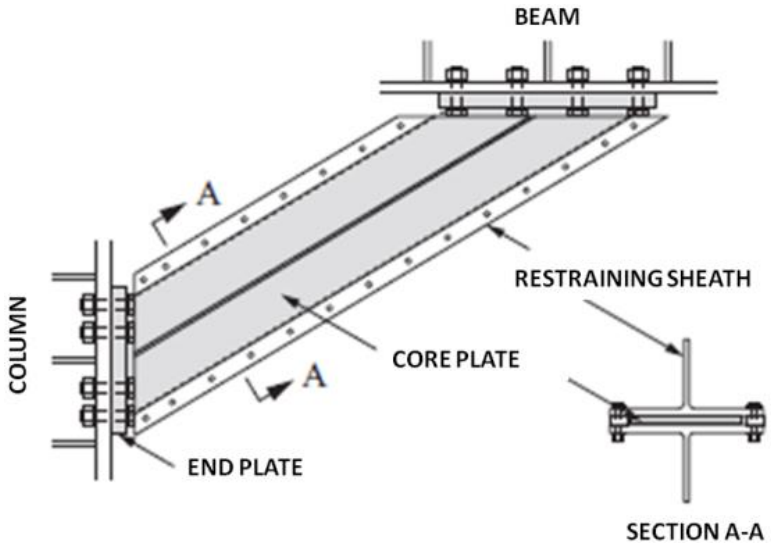


Figura 1.10 - Dettaglio strutturale dell’“all steel” BRB usato come dissipatore isteretico [29]

Il dissipatore isteretico è costituito da una piastra centrale la cui instabilità a compressione è impedita da una cassa esterna formata da due elementi a T bullonati. Pertanto, il dissipatore è di tipo “all steel” BRB (Figura 1.10).

Lo scopo primario delle connessioni “smart” è la prevenzione dello snervamento della trave e la concentrazione della dissipazione di energia nei dissipatori sismici. Quindi, anche in questo caso, il progetto del dettaglio strutturale deve essere basato sull’applicazione dei principi del capacity design a livello del componente. Iniziando dalla condizione di snervamento della piastra centrale $N = N_y$ l’azione di taglio della trave $Q_b = Q_{bp}$ che conduce alla condizione di snervamento può essere facilmente valutata (Figura 11). Infatti, come esempio, riguardo la configurazione con

BRBs che collegano sia la flangia superiore che inferiore, l’equazione di equilibrio alla traslazione in direzione verticale fornisce:

$$V = Q_{bp} - 2N_y \sin\alpha \tag{1.6}$$

L’equazione di equilibrio alla traslazione in direzione orizzontale fornisce $H = 0$ e, infine, l’equazione di equilibrio alla rotazione attorno al centro di rotazione B:

$$Q_{bp} = \frac{2N_y \cos\alpha}{2l_b - d_c}\left[d_b + tg\alpha\left(2\xi l_b - d_c\right)\right] \tag{1.7}$$

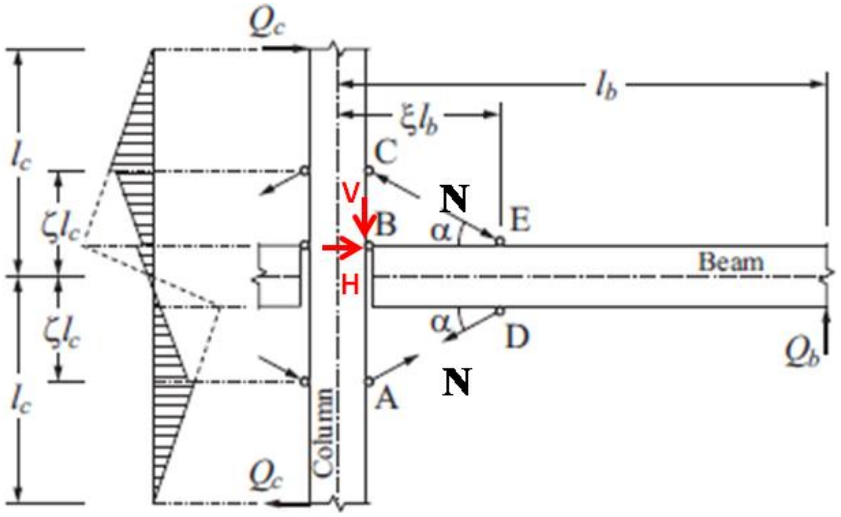


Figura 1.11 - Distribuzione delle forze nei giunti trave-colonna dotati di BRBs inferiori e superiori [29]

Pertanto, tenendo in conto che:

$$tg\alpha = \frac{\zeta l_c - \frac{d_b}{2}}{\xi l_b - \frac{d_c}{2}} \tag{1.8}$$

L’azione di taglio della trave corrispondente allo snervamento della piastra centrale del BRB è data da:

$$Q_{bp} = \frac{4\zeta l_c}{2l_b - d_c} N_y \cos\alpha \tag{1.9}$$

Il momento flettente massimo che si verifica nella trave quando il BRB è alla condizione di snervamento, si sviluppa alla sezione ED. Secondo il secondo principio del capacity design, esso è dato da:

$$M_{b.Cd} = Q_{bp}(1-\xi)l_b = \frac{4\zeta l_c}{2l_b - d_c} N_y \cos\alpha (1-\xi) l_b \tag{1.10}$$

Al fine di prevenire lo snervamento della trave, la condizione seguente deve essere soddisfatta:

$$M_{b.Cd} \le M_{b.Rd} = \frac{Z_b f_y}{\gamma_{M0}} \tag{1.11}$$

Quindi, considerando l’Eq. (1.11) e l’Eq. (1.10), è possibile derivare una relazione di progetto della piastra centrale del BRB, data la sezione della trave:

$$A_{core} \leq \frac{1}{f_y} \frac{M_{b.Rd}\left(1-\frac{d_c}{2l_b}\right)}{2\zeta l_c (1-\xi)\cos\alpha} \tag{1.12}$$

Dopo aver progettato la piastra centrale del BRBs in modo tale da prevenire lo snervamento della trave, tutte le componenti del collegamento devono essere dimensionate considerando le forze massime trasmesse quando la piastra centrate è snervata, cioè quando si verifica $N = N_y$.

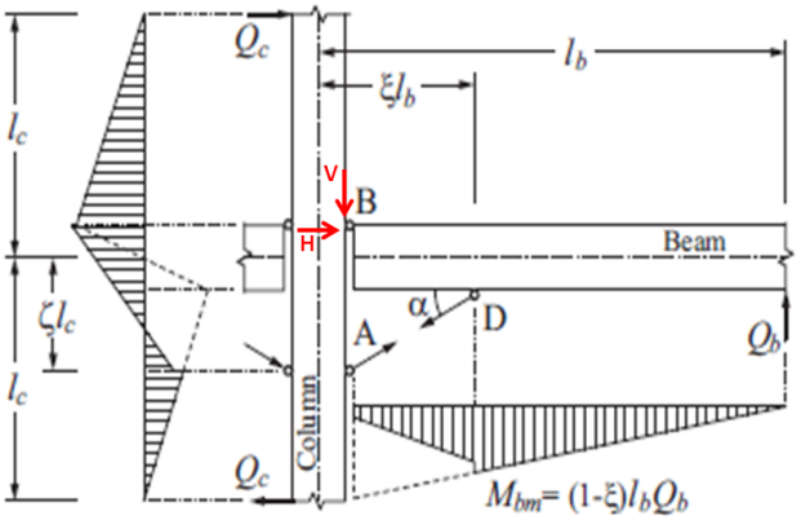


Figura 1.12 - Distribuzione delle forze nei giunti trave-colonna dotati di BRBs inferiori [29]

Applicando la stessa procedura al caso dei collegamenti trave-colonna dotati di BRBs localizzati solo alla flangia inferiore (Figura 1.12), è possibile ottenere la seguente relazione per il progetto della piastra centrale:

$$A_{core} \leq \frac{1}{f_y} \frac{M_{b.Rd}\left(1-\frac{d_c}{2l_b}\right)}{\zeta l_c (1-\xi)\left(1+\frac{d_b}{2\zeta l_c}\right)\cos\alpha} \tag{1.13}$$

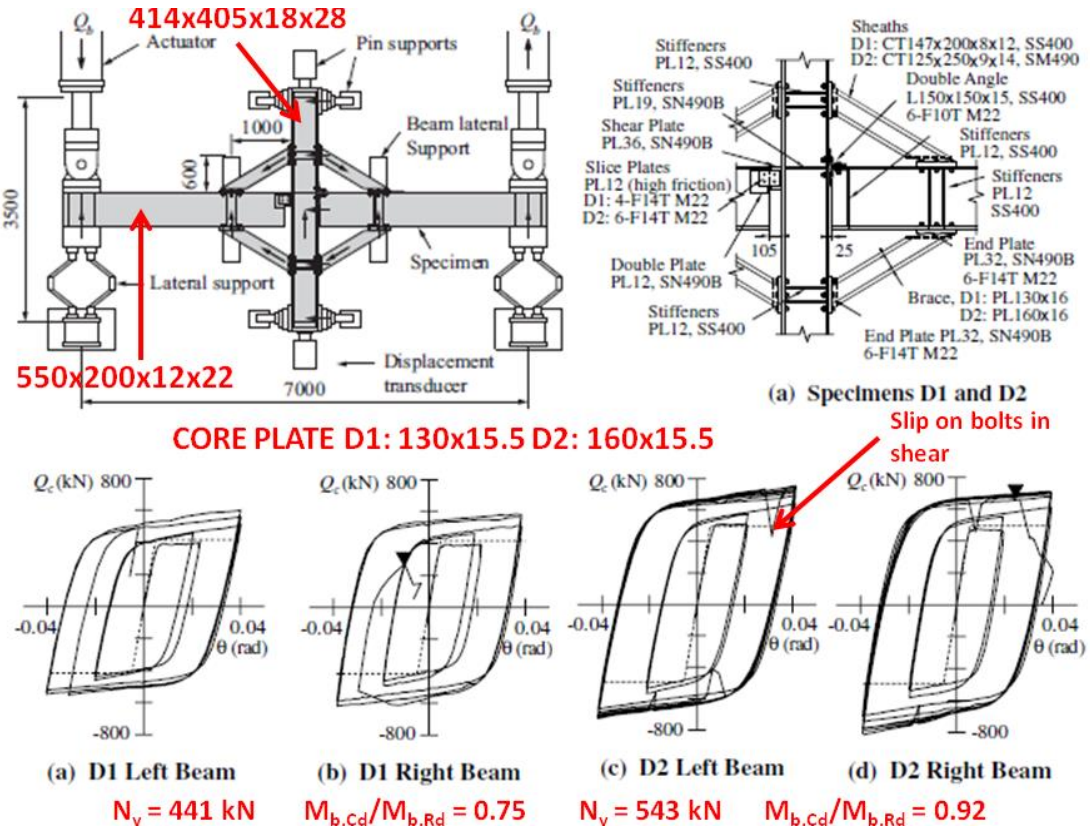


Figura 1.13 - Risposta ciclica momento-rotazione dei giunti trave-colonna dotati di BRBs [29]

I risultati dei test [29] hanno indicato che connessioni adeguatamente progettate dotati di BRBs, adottati come smorzatori isteretici, hanno mostrato un eccellente comportamento isteretico (Fig. 13). La dissipazione di energia e la deformazione plastica sono concentrate solo nei BRBs, mentre il comportamento anelastico di travi e pilastri è prevenuto attraverso il soddisfacimento dei requisiti del capacity design.

1.3.3 *Connessioni “smart” dotate di dissipatori ad attrito*

Sebbene i collegamenti trave-colonna dotati di dissipatori ad attrito siano stati proposti per la prima volta nel 1995 da Popov e Yang [30], l'attività di ricerca su questa tipologia di connessione innovativa ha ricevuto un impulso solo di recente, principalmente in Nuova Zelanda [31- 35], dove le prime applicazioni a edifici reali sono state fatte anche nei “Te Puni Village Buildings” [36], e in Italia [9, 10, 37-39].

I dissipatori ad attrito attualmente proposti per i collegamenti trave-colonna possono essere suddivisi in due categorie: 1) dissipatori basati su connessioni ad attrito simmetriche (SFC) e 2) dissipatori basati su connessioni ad attrito asimmetriche (AFC).

Le connessioni ad attrito simmetriche sono tipicamente costituite da due piatti esterni con fori normali bullonati ad una piastra interna con fori asolati lunghi nella direzione della forza applicata. Inoltre, gli spessori ad attrito si trovano tra i piatti esterni e i piatti interni (Figura 1.14). Gli spessori ad attrito possono essere costituiti da piatti di un materiale appositamente selezionato oppure da piatti opportunamente rivestiti. In entrambi i casi, sia il materiale dello spessore ad attrito che il rivestimento dei piatti in acciaio devono essere accuratamente selezionati per fornire

valori adeguati del coefficiente di attrito e per ridurre la perdita di precarico del bullone a causa dell'usura delle superfici di contatto con l'obiettivo di garantire la stabilità dei cicli di isteresi [40, 42]. Le normali rondelle vengono spesso sostituite mediante rondelle Belleville, ovvero molle a tazza (*i.e.*, disk springs), per ridurre le perdite di precarico del bullone.

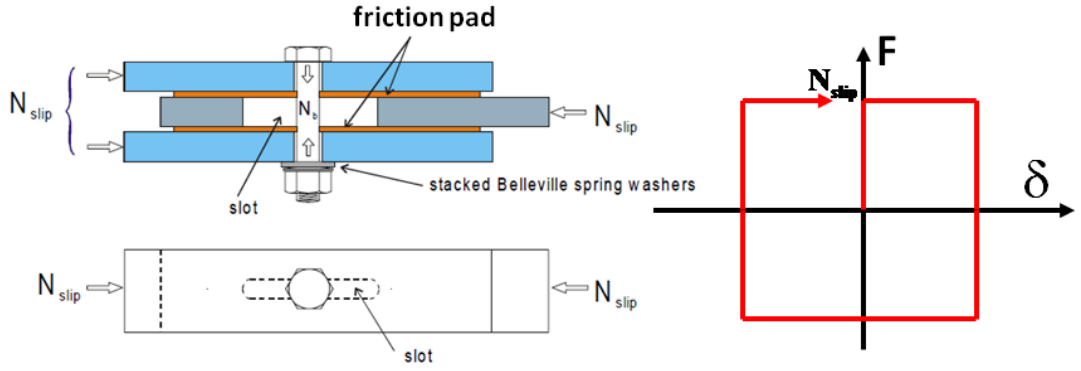


Figura 1.14 - Concetto e comportamento ideale forza-spostamento di una connessione ad attrito simmetrica

Il comportamento teorico forza-spostamento di una connessione ad attrito simmetrica corrisponde al modello ideale rigido-perfettamente plastico dove il plateau è dovuto alla resistenza allo scorrimento della connessione, che può essere calcolata come:

$$N_{slip} = n_b n_s \mu N_b \tag{1.14}$$

essendo n_b il numero dei bulloni, n_s il numero delle superfici di contatto, μ il coefficiente di attrito e N_b il precarico del bullone.

Anche le connessioni asimmetriche ad attrito (Figura 1.15) sono costituite da due piatti esterni bullonati con normali fori ad un piatto interno con fori asolati lunghi nella direzione della forza applicata, ma la forza è trasmessa al dispositivo da un solo piatto esterno. Il secondo piatto esterno, cosiddetto “cap”, non è soggetto a forze esterne. Inoltre, due spessori ad attrito sono posizionati tra il piatto esterno ed interno.

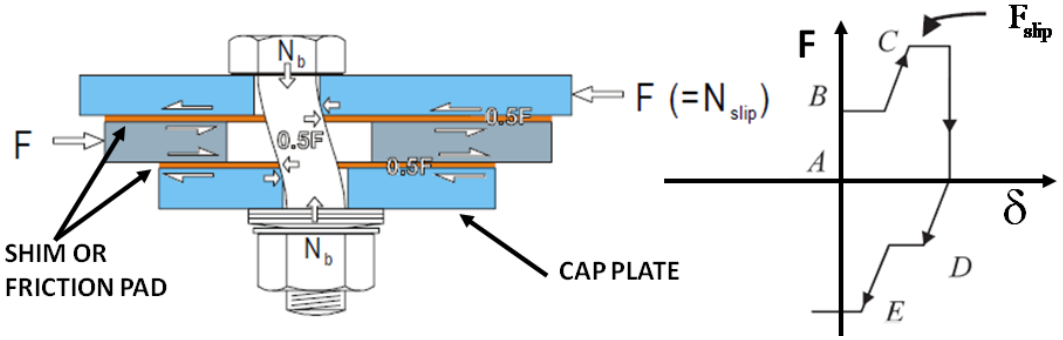


Figura 1.15 - Concetto e comportamento ideale forza-spostamento di una connessione ad attrito asimmetrica

Ci sono due superfici di scorrimento nell'AFC: 1) l'interfaccia tra lo spessore superiore e il piatto esterno che trasmette la forza applicata e 2) l'interfaccia tra lo spessore inferiore e il piatto interno Il comportamento forza-spostamento idealizzato degli AFCs, che è caratterizzato da due livelli

di resistenza allo scorrimento. Poiché la domanda sismica supera la resistenza ad attrito dell'AFC, lo scorrimento si verifica per primo sulla prima interfaccia per un livello di resistenza allo scorrimento corrispondente al punto B. Ulteriori aumenti della domanda sismica costringono la seconda interfaccia a scorrere, che è rappresentata dal livello di scorrimento C. In questa fase, il bullone è in doppia curvatura con distribuzione del momento flettente mostrata in Figura 1.16. In caso di inversione del carico, lo scorrimento avviene sulla prima interfaccia (D), seguito dalla seconda interfaccia (E).

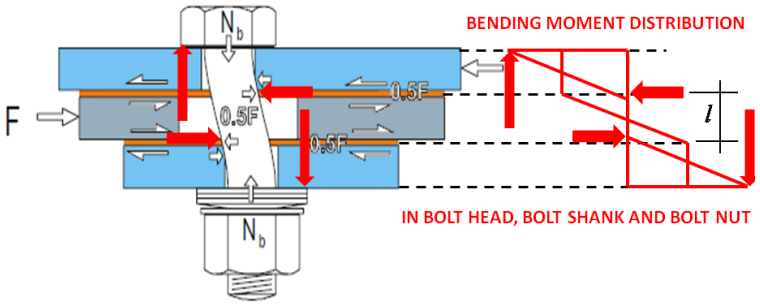


Figura 1.16 - Comportamento dell’anima del bullone in doppia curvatura

Il momento flettente massimo nell’anima del bullone è dato da:

$$M = \frac{Vl}{2} = \frac{\mu N l}{2} \tag{1.15}$$

La resistenza flessionale di progetto dell’anima del bullone, ridotta alla contemporanea forza di trazione *N* dovuta al precarico del bullone, è data da:

$$M_{bolt.Rd} = Z_b\left(1-\frac{N}{N_{b.Rd}}\right)f_{ub} \cong 0.1655 d_b^3\left(1-\frac{N}{0.56 d_b^2 f_{ub}}\right)f_{ub} \tag{1.16}$$

La resistenza a taglio di progetto dell’anima del bullone è data da:

$$V_{bolt.Rd} \cong 0.62 f_{ub} 0.56 d_b^2 \tag{1.17}$$

Dato che il bullone è contemporaneamente soggetto a momento flettente e taglio, l’interazione M-V è tenuta in conto usando il seguente dominio:

$$\frac{M}{M_{bolt.Rd}} + \frac{V}{V_{bolt.Rd}} = 1 \tag{1.18}$$

Considerando che $V = \mu N$, dalle Eqn.s (1.15-1.18) e risolvendo rispetto a N, la resistenza allo scorrimento dovuta ad un singolo bullone è valutata come:

$$F_{slip} = 2\mu N \tag{1.19}$$

È necessario notare che il maggiore svantaggio degli AFCs in confronto ai SFCs è dovuto all’interazione M-N-V nell’anima del bullone che, dato il coefficiente di attrito e il diametro del bullone, conduce ad una riduzione della forza trasmessa dall’attrito. Infatti, il valore di N corrispondente alla condizione di snervamento del bullone è minore di N_b, cosicché gli AFCs

siano in grado di trasmettere una forza minore comparata ai SFCs. D’altro lato, gli autori degli AFCs affermano che ci sia un certo effetto ricentrante dovuto alla forma dei cicli di isteresi.

I giunti trave-colonna dotati di dissipatori ad attrito asimmetrici sono anche indicati come “Sliding Hinge Joints” (Figura 1.17) [31-35]. L'estremità della trave viene posizionata in modo da lasciare uno spazio tra trave e colonna. La flangia superiore della trave è collegata alla flangia della colonna mediante un piatto di rinforzo saldato alla colonna e bullonato alla trave. L'estremità del piatto di rinforzo, saldato alla colonna, stabilisce la posizione del centro di rotazione. La posizione del centro di rotazione ha lo scopo di ridurre al minimo il danneggiamento della soletta. La forza di taglio nella trave è assorbita dai bulloni dell'anima superiore. Fori asolati orizzontali sono previsti nel piatto della flangia inferiore e nei fori inferiori del piatto dell'anima della colonna per consentire rotazioni significative dell'estremità della trave rispetto alla colonna. Viene fornito uno spazio tra l'estremità della flangia inferiore della trave e la colonna. Tale spazio deve essere sufficientemente ampio da soddisfare le richieste di rotazione previste in caso di eventi sismici gravi. Sotto il piatto della flangia inferiore si trova un piatto di imbottitura (*i.e.*, cap plate). È un piatto che scorre liberamente, visto che non ha alcun collegamento fisico con il resto del giunto, a parte il collegamento attraverso i bulloni. Un piatto simile è posizionato in modo simile all'esterno del piatto d’anima. Su tutte le superfici in cui può verificarsi lo scorrimento, vengono posizionati degli spessori, che possono essere fabbricati in acciaio, ottone o altri materiali. Questi ultimi hanno fori di dimensioni standard in modo che lo scorrimento avvenga sul lato dello spessore a contatto con la piastra della flangia inferiore o il piatto d’anima.

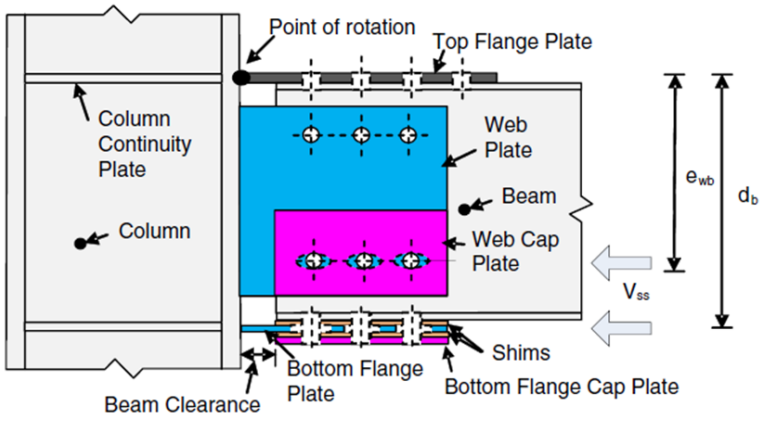


Figura 1.17 - Sliding Hinge Joint con connessioni ad attrito asimmetriche [36, 43]

Il comportamento ciclico degli “Sliding Hinge Joints” con connessioni asimmetriche ad attrito è mostrato nella Figura 1.17. Si può notare che la forma del ciclo isteretico non è quella di un dispositivo d’attrito tradizionale, (cioè rettangolare) ma risulta meno dissipativo.

Questa tipologia di connessione è definita dagli autori una connessione a basso danneggiamento poiché lo snervamento è limitato allo sviluppo di una linea di snervamento nei piatti saldati alla flangia superiore e inferiore della colonna, a causa della flessione risultante dalla rotazione della connessione, e allo snervamento dei bulloni dovuto all'interazione M-N-V che si verifica tipicamente negli AFCs. Ciò comporta la necessaria sostituzione dei bulloni in seguito ad un grave evento sismico.

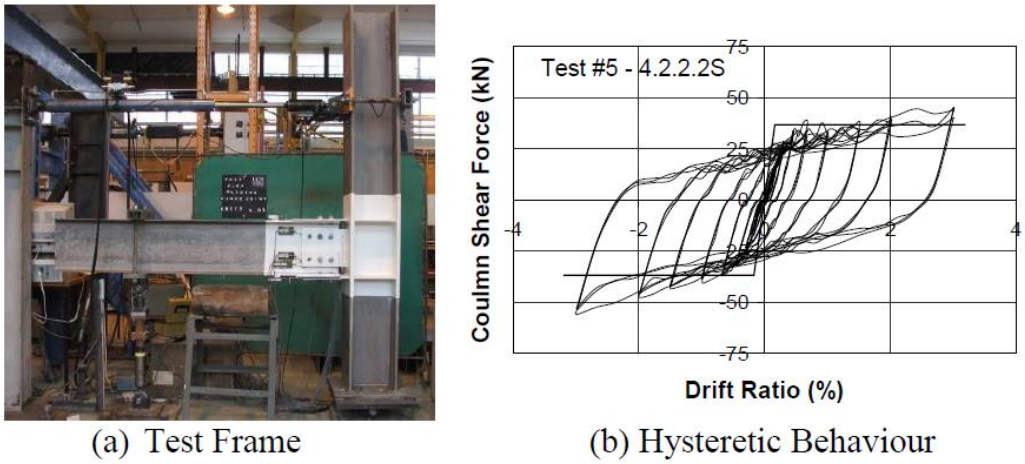


Figura 1.18 - Comportamento ciclico degli sliding hinge joints con connessioni ad attrito asimmetriche [43]

Un'ampia analisi sperimentale sulle connessioni trave-colonna dotate di connessioni simmetriche ad attrito è stata condotta presso l'Università di Salerno, nell'ambito del progetto di ricerca europeo RFCS FREEDAM [44]. La connessione è concepita per consentire l'utilizzo di un dispositivo ad attrito completamente prefabbricato e montato in officina, per garantire il massimo controllo del serraggio dei bulloni e, di conseguenza, del livello di precarico dei bulloni che regola la resistenza allo scorrimento del dispositivo. Pertanto, il dispositivo prefabbricato e pre-assemblato viene successivamente bullonato in opera alla flangia della colonna e alla flangia della trave. Inoltre, il dispositivo ad attrito prefabbricato dà luogo all'aumento del braccio di leva e, quindi, all'aumento del momento flettente corrispondente allo scorrimento (Figura 1.19). Il programma sperimentale che porta allo sviluppo del dispositivo ad attrito è presentato nel Capitolo 2, mentre il test del completo sub-assemblaggio dei giunti trave-colonna è presentato nel Capitolo 3.

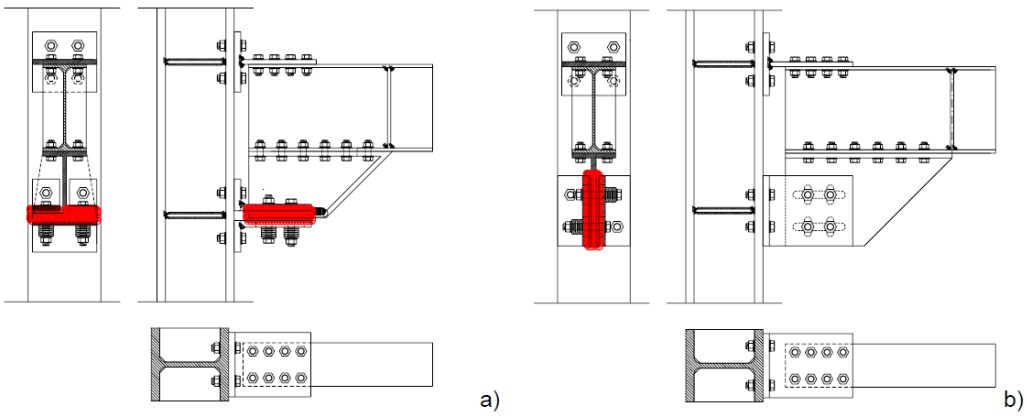


Figura 1.19 - a) Configurazione con dispositivo orizzontale; b) Configurazione con dispositivo verticale.

Sono stati testati otto collegamenti esterni trave-colonna. Obiettivo principale delle prove è, da un lato, la validazione dell'iter progettuale sviluppato all'interno del progetto e, dall'altro, la valutazione del sistema proposto in termini di dissipazione energetica e prevenzione del danneggiamento della connessione. Le prove hanno riguardato otto giunti trave-colonna,

considerando due diverse dimensioni della trave (IPE 270 e IPE 450) e due diverse configurazioni del dispositivo ad attrito (orizzontale e verticale) (Figura 1.19). Per ogni configurazione di dispositivo, il test è stato eseguito due volte, una volta utilizzando molle a tazza e un'altra volta utilizzando semplici rondelle piatte per i gruppi di bulloni [44, 45].

I provini sono stati progettati sfruttando, per tutti i componenti del giunto, escluso lo spessore ad attrito, i modelli già proposti dall'Eurocodice 3 parte 1-8 e, per il nuovo componente, ovvero il dissipatore ad attrito, i risultati provenienti dalle prove sperimentali specificatamente dedicate. La procedura di progettazione dei giunti trave-colonna dotati di dissipatori ad attrito FREEDAM è presentata nel Capitolo 7 appartenente alla Parte II (“Manuale di Progettazione”).

A titolo di esempio, la Figura 1.20 mostra la prova di un giunto trave-colonna dotato di dispositivo ad attrito nella configurazione orizzontale. Viene inoltre presentato il comportamento ciclico del giunto che mostra la relazione tra il momento flettente, valutato in corrispondenza della flangia della colonna, e la rotazione della connessione. La forma dei cicli di isteresi è dovuta alla flessione del T-stub e degli angolari, dovuta alla rotazione del collegamento, dando luogo ad una distribuzione della pressione sugli spessori d’attrito (effetto bicchiere) diversa da quella che si verifica in semplici prove assiali, tipicamente eseguite per l'indagine sperimentale del solo dissipatore ad attrito.

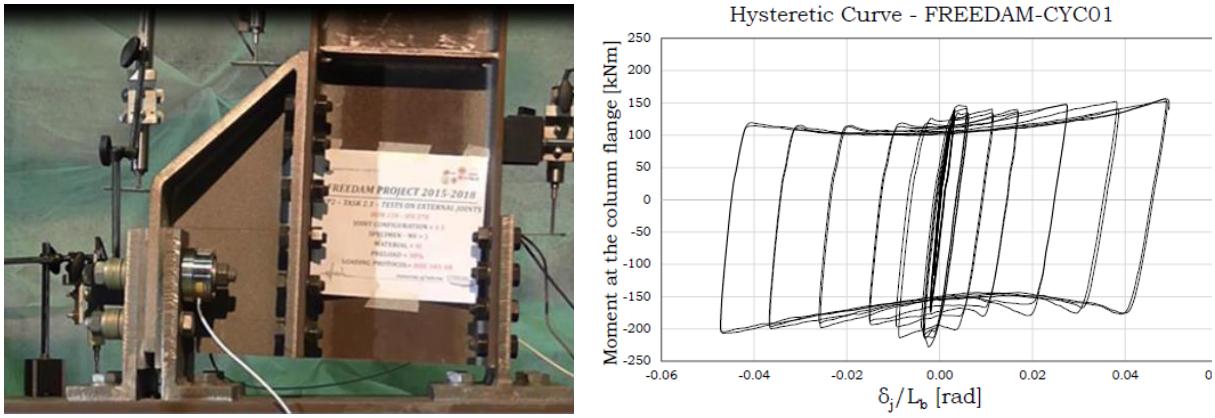


Figura 1.20 - Test di una connessione dotata di dispositivo ad attrito nella configurazione orizzontale;

Un lieve danneggiamento avviene nell’anima del T-stub e degli angolari a causa della loro flessione per l’effetto bicchiere. Le connessioni possono facilmente adattarsi a qualsiasi valore di rotazione desiderato, semplicemente progettando la corsa dei fori asolati lunghi dei dissipatori ad attrito.

Il giunto trave-colonna dotato del dissipatore ad attrito nella configurazione verticale è stato concepito in modo da evitare l'effetto bicchiere e, di conseguenza, migliorare la forma dei cicli isteretici. Anche in questo caso il dispositivo è concepito per essere completamente prefabbricato ed assemblato in officina e, successivamente, bullonato in opera alla flangia della colonna e alla flangia della trave.

A titolo di esempio, la Figura 1.21 mostra la prova di un giunto trave-colonna dotato di smorzatore di attrito nella configurazione verticale. Viene inoltre presentato il comportamento ciclico del giunto che mostra la relazione tra il momento flettente, valutato in corrispondenza della flangia della colonna, e la rotazione della connessione. Riguardo i cicli di isteresi, la forma risulta molto vicina alla forma rettangolare ideale, la stabilità è eccellente, con lieve degrado di

resistenza allo scorrimento dovuto all'usura delle superfici di contatto degli spessori ad attrito. Ciò è dovuto al processo di rivestimento progettato specificamente per questi ultimi [44].

Inoltre, in questo caso un lieve danneggiamento è limitato all’anima del T-stub, sottoposto a flessione per la rotazione della connessione, utilizzato per localizzare il centro di rotazione. Il centro di rotazione è ovviamente situato in corrispondenza della flangia superiore che sostiene la soletta in calcestruzzo, scelta finalizzata a prevenire il danneggiamento della soletta stessa.

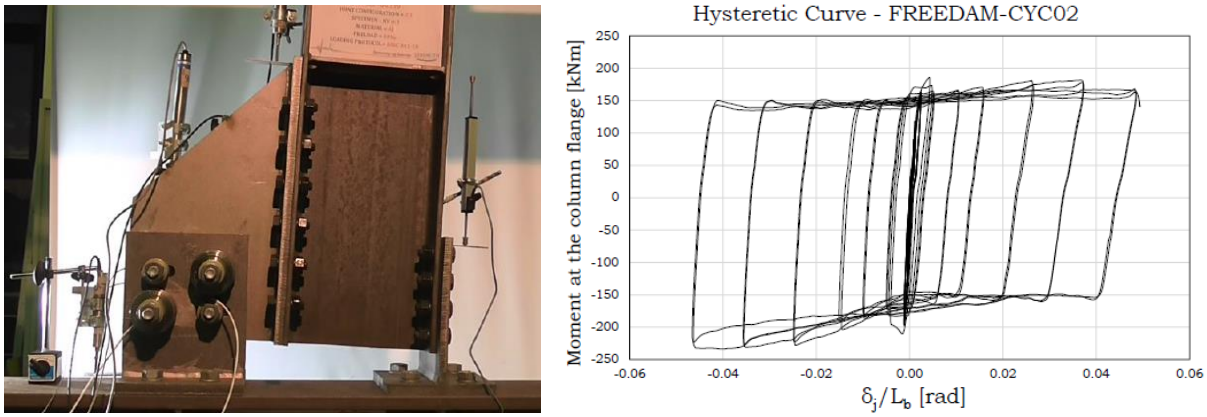


Figura 1.21 - Test di una connessione dotata di dissipatore ad attrito nella configurazione verticale

1.4 CONNESSIONI RICENTRANTI

Recentemente sono state proposte anche connessioni dissipative ricentranti (SC-DC) per telai sismo-resistenti [46-54]. Sono costituiti da un sistema di ricentraggio basato su trefoli post-tesi (PT) a cui è abbinato una connessione dissipativa. Sebbene i SC-DC proposti da diversi ricercatori siano dotati di smorzatori isteretici o smorzatori di attrito, in linea di principio la connessione dissipativa negli SC-DC può essere equipaggiata con qualsiasi tipologia di smorzatori sismici passivi.

A titolo di esempio, la Figura 1.22 mostra un collegamento dissipativo ricentrante dotato di smorzatori ad attrito passivo. Il sistema ricentrante è tipicamente costituito da trefoli PT che corrono paralleli alle travi per più campate attraverso le colonne. Tali trefoli sono ancorati all'esterno della zona di connessione come illustrato nella Figura 1.23. I trefoli di acciaio ad alta resistenza vengono post-tesi dopo l'installazione dei dispositivi di attrito. Le flange della trave vengono compresse contro le flange della colonna a causa della forza iniziale di post-tensione applicata ai trefoli. Al fine di evitare deformazioni premature o instabilità delle flange della trave a causa di una compressione eccessiva sotto l'azione combinata della forza assiale, dovuta alla post-tensione e alla flessione, sono necessarie dei piatti di rinforzo, tipicamente saldati sulle facce esterne delle flange della trave. Gli spessori vengono posizionati tra la flangia della colonna e le flange della trave in modo che solo le flange della trave e i piatti di rinforzo siano a contatto con la colonna. Ciò consente di mantenere un buon contatto tra le flange della trave e la flangia della colonna, proteggendo allo stesso tempo l'anima della trave dallo snervamento a causa del contatto.

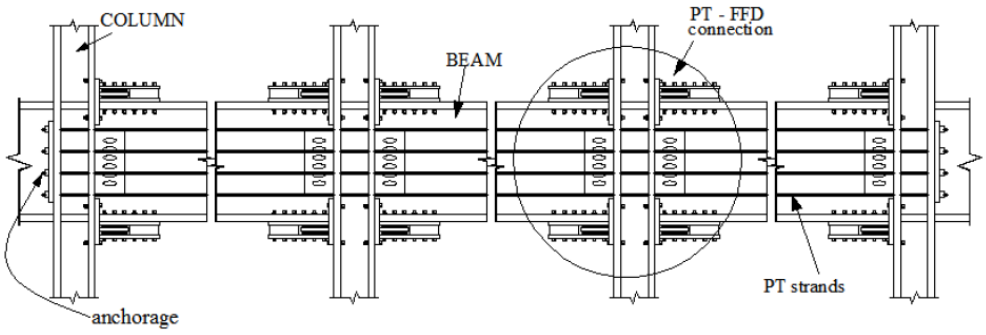


Figura 1.22 - Connessioni ricentranti dotate di dissipatori ad attrito [48, 54]

I dispositivi di attrito sono situati in corrispondenza delle flange della trave e sono composti da un piatto interno (piatto ad attrito) inserito tra spessori in ottone, che costituiscono gli spessori ad attrito. Questi ultimi sono in contatto con il piatto interno ed il piatto di rinforzo della flangia della trave o un piatto esterno. Tutti i piatti sono bullonati alle flange della trave. Sul piatto interno sono praticati lunghi fori asolati per accogliere la corsa del dissipatore ad attrito durante l'apertura e la chiusura dello spazio. L'attrito viene generato quando le flange della trave e i piatti esterni scorrono contro i piatti interni, nel momento in cui la trave ruota attorno al centro di rotazione situato a metà della profondità dei piatti di rinforzo. Una sezione di taglio con fori asolati è bullonata all'anima della trave e saldata alla flangia della colonna per trasmettere le forze di taglio.

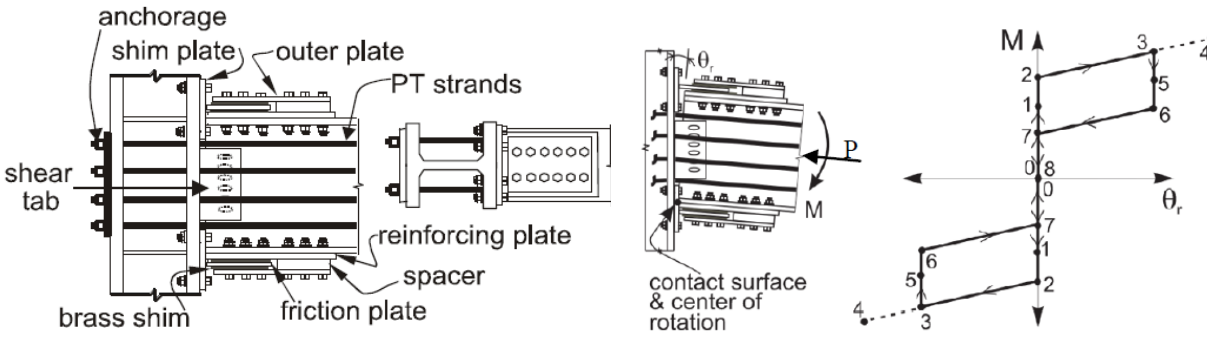


Figura 1.23 - Componenti di una connessione ricentrante con dissipatori ad attrito (sinistra) e risposta ciclica che ne risulta (destra) [48, 54]

Il comportamento momento-rotazione di tale tipologia di connessione soggetta a carico ciclico è schematicamente mostrato nella Figura 1.23. Il comportamento è caratterizzato da un “gap opening” che si apre e si chiude all'interfaccia trave-colonna. La resistenza al momento totale della connessione è fornita dal momento dovuto alla forza iniziale di post-tensione nei trefoli, alla forza di attrito e ad una forza aggiuntiva sviluppata a causa dell'allungamento dei trefoli. Le forze di attrito agiscono a metà profondità dei piatti ad attrito superiori e inferiori.

Sotto il momento applicato, la connessione si comporta inizialmente come una connessione rigida e la rotazione relativa è uguale a zero (eventi da 0 a 2 nella Figura 1.23). Una volta che l'entità del momento applicato raggiunge il momento resistente dovuto alla forza iniziale di post-tensione nei trefoli, si verifica la decompressione della trave dalla faccia della colonna. Il momento corrispondente (evento 1) è chiamato momento di decompressione. Il momento

applicato continua ad aumentare tra gli eventi 1 e 2 poiché la rotazione della trave è ancora frenata dalla resistenza degli smorzatori di attrito. All'evento 1 la forza di attrito è minima e aumenta gradualmente fino al suo valore massimo nel punto 2, che è il punto di distacco.

Dopo l'apertura del gap, la rigidezza assiale elastica dei trefoli post-tesi fornisce la rigidezza residua della connessione. In questa fase l'allungamento dei trefoli produce una forza aggiuntiva che contribuisce a resistere al momento totale. Un eventuale snervamento dei trefoli può eventualmente verificarsi all'evento 4. Quando si verifica la fase di scarico (evento 3), la rotazione relativa rimane costante. All'evento 5, la forza di attrito è di nuovo uguale a zero. Tra gli eventi 5 e 6 la forza di attrito cambia direzione e aumenta progressivamente fino a ottenere nuovamente il suo valore massimo all'evento 6. Tra gli eventi 6 e 7, la trave ruota finché la flangia superiore della trave non torna a contatto con il piatto di spessore, ma non viene compressa. Tra gli eventi 7 e 8 il valore della forza di attrito diminuisce con la trave compressa contro gli spessori e M uguale a zero all'evento 8. Un'inversione completa nel momento applicato si tradurrà in un comportamento di connessione simile che si verifica nella direzione opposta di caricamento, come mostrato in Fig.23.

È facile riconoscere che, per ottenere un comportamento ricentrante, è di primaria importanza che i trefoli rimangano in campo elastico e, inoltre, anche le flange della trave debbano essere rinforzate per evitare lo snervamento. Se queste condizioni sono assicurate, la forza di post-tensione viene preservata e la connessione garantirà il ricentraggio allo scarico. Ciò significa che la rotazione relativa ritorna a zero alla rimozione del momento della connessione e la struttura ritorna nella sua posizione precedente al sisma purché le colonne siano progettate per impedirne lo snervamento. Il comportamento ciclico momento-rotazione della connessione è caratterizzato da un ciclo di isteresi a bandiera dove la capacità di dissipazione di energia è correlata alla forza sviluppata tra le superfici di attrito.

1.5 BIBLIOGRAFIA

[1] Mazzolani F.M., Piluso V.: “Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames”, E & FN Spon, An imprint of Chapman & Hall, First Edition, 1996. ISBN 0-419-18760-X.

[2] Mazzolani F.M., (Editor): “Moment Resistant Connections of Steel Frames in Seismic Areas, Design and Reliability”, E&FN Spoon, 2000.

[3] Elghazouli A.Y.: “Seismic Design of Steel Frames with Bolted Beam-to-Column Connections”, Elnashai, A. S. and Dowling, P. J. (Editors.), ICP (pubs.), (2000).

[4] Bruneau M., Uang C., Wittaker A. W.: “Ductile Design of Steel Structures”, McGraw Hill, 1998.

[5] Faella C., Piluso V., Rizzano G.: “Structural Steel Semirigid Connections”, CRC Press, Boca Raton, Ann Arbor, London, Tokyo, 1999. ISBN 0-8493-7433-2.

[6] Piluso V., G. Rizzano G.: “Random Material Variability Effects on Full-Strength End-Plate Connections”, Journal of Constructional Steel Research, Volume 63, Issue 5, pp. 658-666, 2007.

[7] Piluso V., G. Rizzano, M. Latour M., Francavilla A.B.: “Progettazione Sismica dei Collegamenti Flangiati Trave-Colonna a Completo Ripristino di Resistenza e Duttilità”, Centro Stampa Università di Salerno, ISBN: 978-88-940089-2-0, Ottobre 2015.

[8] Piluso V., Montuori R., Troisi M.: “Innovative structural details in MR-frames for free from damage structures”, Mechanics Research Communications, Vol. 58 (2014), pp. 146–156.

[9] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: “Free from damage beam-to-column joints: Testing and design of DST connections with friction pads”, Engineering Structures, Vol. 85, pp. 219-233, 2015

[10] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: “Experimental analysis of beam-to-column joints equipped with sprayed aluminium friction dampers”, Engineering Structures, Vol. 146, pp. 33-48, 2018.

[11] Aiken I.D., Clark P.W., Kelly J.M.: “Design and Ultimate-Level Earthquake Tests of a 1/2.5 Scale Base-Isolated Reinforced-Concrete Building.” Proceedings of ATC-17-1 Seminar on seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control. San Francisco. California. 1993

[12] Constantinou M.C., Soong T.T., Dargush G.F.: “Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit.” Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, State of New York, 1998.

[13] Christopoulos C., Filiatrault A.: “Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation”, IUSS PRESS, 2000, Pavia. Italy

[14] Yang T-S., Popov E.P.: “Experimental and Analytical Studies of Steel Connections and Energy Dissipators”, Report No. UCB/EERC-95/13, University of California, Berkeley, 1995.

[15] Kelly J.M.: “Aseismic Base Isolation: A review. Proceedings, 2nd U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Stanford, CA, 823-837, 1979

[16] Pall A.S., Marsh C.: “Response of Friction Damped Braced Frames”, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST6, June, pp. 1313-1323, 1982

[17] Marsh C., Pall A.S.: “Friction Devices to Control Seismic Response”, Proceedings Second ASCF,/EMD Specialty Conference on Dynamic Response of Structures, Atlanta, U.S.A., January, pp. 809-818, 1981.

[18] Pall A.S., Marsh C., Fazio P.: “Limited Slip Bolted Joints for Large Panel Structures”, Proceedings, Symposium on Behavior of Building Systems and Building Components, Nashville, U.S.A., March, pp. 385-494, 1979.

[19] Mualla I., Belev B.: “Seismic Response of Steel Frames Equiped with a New Friction Damper Device Under Earthquake Excitation”, Engineering Structures, 24(3), pp.365-71, 2002.

[20] Kelly J., Skinner R., Heine A.: “Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake Resistant Structures”, Bullettin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 5(3), pp.63-88, 1972.

[21] Calado L., De Matteis G., Landolfo R.: “Experimental response of top and seat angle semi-rigid steel frame connections”. Material and Structures, Vol.33, 2000, pp.499-510.

[22] De Matteis G., Landolfo R., Calado L.: “Cyclic Behaviour of Semi-Rigid Angle Connections: a Comparative Study of Tests and Modelling”. Proc. of Third International Conference "Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas", Montreal (Canada), August, 2000, Balkema pp.165-174.

[23] Elnashai A.S., Elghazouli A.Y.: "Seismic Behaviour of Semi-Rigid Steel Frames: Experimental and Analytical Investigations", Journal of Constructional Steel Research, 29, pp. 149-174, 1994.

[24] Elnashai A.S., Elghazouli A.Y, Danish-Ashtiani F.A.: "Response of Semi-Rigid Steel Frames to Cyclic and Earthquake Loads", Journal of Structural Engineering, ASCE, 124(8), pp. 857-867, 1998.

[25] Iannone F., Latour M., Piluso V., Rizzano G.: "Experimental Analysis of Bolted Steel Beam-to-Column Connections: Component Identification". Journal of Earthquake Engineering, 15(2), pp. 214-44, 2011.

[26] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: "Cyclic Modeling of Bolted Beam-to-Column Connections: Component Approach", Journal of Earthquake Engineering, 15(4), pp.537-63, 2011.

[27] Latour M., Rizzano G.: "Experimental Behavior and Mechanical Modeling of Dissipative T-Stub Connections", Journal of Structural Engineering, 138(2), pp.170-82, 2012.

[28] Oh S.H., Kim Y.J., Ryu H.S.: "Seismic performance of steel structures with slit dampers", Engineering Structures, vol. 31, pp. 1997-2008, 2009.

[29] Inoue K., Suita K., Takeuchi I., Chusilp P., Nakashima M., Zhou F.: "Seismic-Resistant Weld-Free Steel Frame Buildings with Mechanical Joints and Hysteretic Dampers", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 6, June 1, pp. 864-872, 2006

[30] Yang T.S., Popov E.P.: "Experimental and analytical studies of steel connections and energy dissipators", Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, UCB/EERC-95/13, 1995.

[31] Khoo H., Clifton G.C., MacRae G., Ramhormozian S.: "Proposed design models for the asymmetric friction connection", Earthquake Engineering and Structural Dynamics. December 2014;44(8):1309-1324.

[32] Borzouie J., MacRae G., Chase J.: "Cyclic Performance of Asymmetric Friction Connections with Grade 10.9 Bolts. The Bridge and Structural Engineer. March 2015; 45(1).

[33] Yeung S., Zhou H., Khoo H., Clifton G.C., MacRae G.: "Sliding shear capacities of the Asymmetric Friction Connection", 2013 NZSEE Conference, April 26-28, Wellington, 2013. Paper n. 27

[34] Butterworth J.W., Clifton G.C.: "Performance of Hierarchical Friction Dissipating Joints in Moment Resisting Steel Frames", 12 World Conference on Earthquake Engineering, Paper N. 718, 2000

[35] Golondrino J.C., MacRae G., Chase J., Rodgers G., Clifton G.C.: "Velocity effects on the behavior of asymmetrical friction connections (AFC)", 8th STESSA Conference, Shanghai, China, July 1-3, 2015

[36] MacRae G., Clifton G.C.: "Low Damage Design of Steel Structures", Steel Innovations 2013, Workshop, 21-22 February 2013, Christchurch.

[37] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: "Experimental Analysis of Innovative Dissipative Bolted Double Split Tee Beam-to-column Connections", DOI: 10.1002 /stco.201110009, Steel Construction, Volume 4, Issue 2, pages 53–64, June, 2011.

[38] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: "Experimental Behaviour of Friction T-stub Joints under Cyclic Loads", Steel Construction, Volume 6, Issue 1, pages 11–18, 2013.

[39] D’Aniello M., Zimbru M., Latour M., Francavilla A. B., Landolfo R., Piluso V., Rizzano G.: “Development and Validation of Design Criteria for Free from Damage Steel Joints”, EUROSTEEL 2017, September 13–15, 2017, Copenhagen, Denmark.

[40] Ferrante Cavallaro G., Latour M., Francavilla A.B., Piluso V., Rizzano G.: “Standardised friction damper bolt assemblies time-related relaxation and installed tension variability”, Journal of Constructional Steel Research, 141, pp. 145-155, 2018.

[41] Ferrante Cavallaro G., Francavilla A.B., Latour M., Piluso V., Rizzano G.: “Experimental behaviour of innovative thermal spray coating materials for FREEDAM joints”, Composites Part B: Engineering 115, pp. 289-299, 2017.

[42] Latour M., Piluso V., Rizzano G.: “Experimental analysis on friction materials for supplemental damping devices”, Construction and Building Materials 65, pp. 159-176, 2014.

[43] MacRae G., Clifton G.C.: “New Technology Applications, Recent Developments and Research Directions for Seismic Steel Structures in New Zealand”, Asian Conference on Earthquake Engineering, Bangkok, Thailand, December, 2010.

[44] Piluso V., Rizzano G., Latour M., Francavilla A.B., Ferrante Cavallaro G., Nastri, da Silva L.S., Santiago A., Santos A.F., Castellano M.G., Di Fusco D., Jaspart J.P., Demonceau J.F., D’Antimo M., Landolfo R., D’Aniello M., Zimbru M., Silva J.M., Guerra I.: “FREEDAM - FREE from DAMage Steel Connections”, Grant Agreement RFSR-CT-2015-00022, Mid-term Report: 1st July 2015 – 31st December 2016 (Coordinator: V. Piluso).

[45] Piluso V., Latour M., Francavilla A.B., Rizzano G.: “Experimental tests on FREEDAM connections subjected to cyclic loading conditions: Test Report”, FREEDAM - FREE from DAMage Steel Connections, Grant Agreement RFSR-CT-2015-00022, Deliverable D5-WP2T2.1 “Test Report”, Task 2.1 – Tests on external beam-to-column joints, 31 March 2016.

[46] Ricles J.M., Sause R., Garlock M., Zhao C.: “Posttensioned Seismic-Resistant Connections for Steel Frames”, Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 2, February, pp. 113-121, 2001.

[47] Christopoulos C., Filiatrault A., Uang C-M., Folz B.: “Posttensioned Energy Dissipating Connections for Moment-Resisting Steel Frames”, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 9, September 1, pp. 1111-1120, 2002.

[48] Rojas P., Ricles J.M., Sause R.: “Seismic Response and Design of Post-Tensioned Steel Moment Resisting Frames with Friction Components”, 13th World Conference on Earthquake Engineering,Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, Paper No. 1603, 2004.

[49] Garlock M., Ricles J.M., Sause R.: “Experimental Studies of Full-Scale Posttensioned Steel Connections”, Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No. 3, March 1, pp. 438-448, 2005.

[50] Chou C-C., Chen J-H., Chen Y-C, Tsai K-C: “Evaluating performance of post-tensioned steel connections with strands and reduced flange plates”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35, pp. 1167–1185, 2006.

[51] Garlock M., Sause R., Ricles J.M.: “Behavior and Design of Posttensioned Steel Frame Systems”, Journal of Structural Engineering, Vol. 133, No. 3, March 1, pp. 389-399, 2007.

[52] Garlock M, Li J.: “Steel self-centering moment frames with collector beam floor diaphragms”, Journal of Constructional Steel Research, 64, pp. 526–538, 2008.

[53] Wolski M., Ricles J.M., Sause R.: “Experimental Study of a Self-Centering Beam–Column Connection with Bottom Flange Friction Device”, Journal of Structural Engineering, Vol. 135, No. 5, May 1, pp. 479-488, 2009.

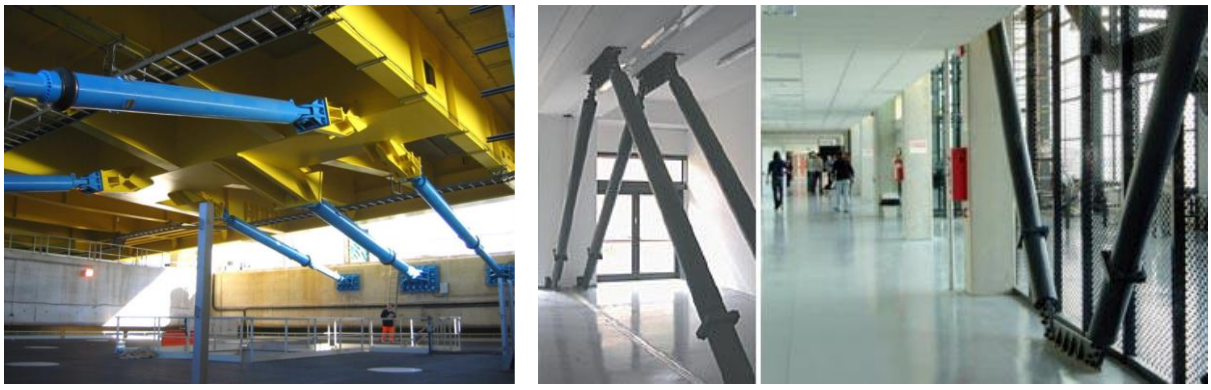
[54] Rojas P., Suárez D.C., Ricles J.M., Sause R.: “Seismic evaluation of an eight story building with self- centering steel moment resisting frames and flange friction devices”, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Paper No. 3002, 2012

CAPITOLO 2

DISSIPATORI AD ATTRITO

2.1 INTRODUZIONE

Lo sviluppo di dispositivi di smorzamento supplementare ha avuto luogo in Nuova Zelanda circa 50 anni fa, grazie ad un’approfondita conoscenza della risposta sismica delle costruzioni, basata sull'interpretazione fisica delle dinamiche strutturali in termini di bilancio energetico [1]-[4]. Infatti, come già discusso, l'energia sismica in ingresso viene solitamente trasformata in energia cinetica, smorzamento viscoso, isteretico ed energia di deformazione elastica. L'aggiunta di sistemi passivi di dissipazione dell'energia in punti specifici di una costruzione modifica le proprietà strutturali e, nello specifico, modifica il bilancio energetico durante l'evento sismico, apportando benefici in termini di riduzione degli spostamenti laterali e del danneggiamento. Inoltre, massimizzare la dissipazione di energia in elementi fusibili attraverso l'adozione di adeguate strategie di progettazione ha consentito il miglioramento della riparabilità in caso di eventi sismici gravi, grazie alla possibilità di sostituire facilmente i dispositivi danneggiati. Grazie a tali vantaggi, negli ultimi decenni, lo sviluppo di sistemi di smorzamento supplementari ha ricevuto una significativa attenzione [5]-[10]. Molti di questi sistemi sono stati installati in edifici e ponti in tutto il mondo, sia per l'adeguamento sismico che per le nuove costruzioni (Figura 2.1-Figura 2.4).



a) *Dissipatore viscoso applicato al Rion-Antirion Bridge (Greece) - (Cortesia: FIPMEC srl)*

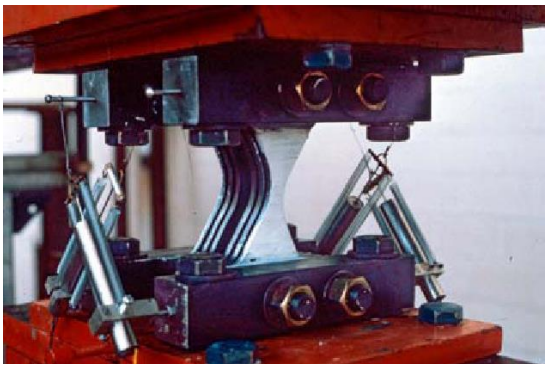
b) *Buckling restrained braces installato in una struttura in cemento armato prefabbricato, Ancona (Italy) - (Cortesia: FIPMEC srl))*

Figura 2.1 - Esempi di dispositivi attivabili per spostamento e velocità

In generale, i sistemi passivi di dissipazione energetica possono essere divisi secondo tre categorie: *i) attivabili per spostamento; ii) attivabili per velocità; iii) attivabili per movimento.*

La prima categoria riguarda i dispositivi che dissipano energia attraverso lo spostamento relativo che si verifica tra due punti della struttura. Questi dissipatori hanno caratteristiche che non dipendono dalla frequenza del moto e forniscono forze che sono in fase con le azioni interne che si verificano nella struttura. Tipici esempi di sistemi appartenenti a questa categoria sono tutte le tipologie di dissipatori isteretici metallici.

La seconda categoria riguarda i dissipatori che dissipano l'energia sismica in ingresso attraverso le velocità relative che si verificano tra punti collegati della struttura. Le caratteristiche di questi ultimi dissipatori dipendono dalla frequenza del terremoto e, generalmente, le forze massime generate negli smorzatori non sono in fase con la risposta strutturale. Ciò significa che la massima resistenza esibita dai sistemi attivabili per velocità non è contemporanea alla risposta strutturale in termini di spostamenti di picco e di forze. Esempi tipici di sistemi dipendenti dalla velocità sono i dissipatori viscosi e viscoelastici.



a) Dispositivo ADAS device dopo il test

b) Dispositivo di Pall installato in una singola diagonale di controvento presso il Boeing Commercial Airplane Factory Everrett, USA - (Cortesia: Dr Pall)

Figura 2.2 - Dispositivi testati sperimentalmente

Infine, i dispositivi attivabili per movimento sono quelli che modificano la risposta strutturale attraverso un sistema secondario. Un tipico esempio è rappresentato dallo smorzatore “tuned-mass damper” che consiste in un sistema massa-molla-smorzatore in grado di filtrare il flusso di energia, moderando la risposta strutturale. Un'ampia categoria di smorzatori supplementari si basa sull’attrito secco per dissipare l'energia in ingresso del terremoto. In questi elementi l'energia viene dissipata mediante lo scorrimento tra due superfici a contatto, che vengono serrate mediante l'applicazione di pressioni idrauliche, forze elettromagnetiche o, nel caso più semplice, mediante bulloni ad alta resistenza. Quest'ultimo metodo di serraggio è, per la sua semplicità, probabilmente il più applicato nella pratica dell'ingegneria civile. Infatti, adottando bulloni ad alta resistenza, è possibile applicare una forza costante su una o più superfici a contatto semplicemente regolando il valore della coppia di serraggio, il numero e il diametro dei bulloni. I dissipatori ad attrito rientrano, solitamente, nella categoria dei sistemi attivabili per spostamento, poiché la loro forza di scorrimento è considerata solo leggermente dipendente dalla velocità e dal contenuto di frequenza dell'eccitazione. Tuttavia, se da un lato la forza di scorrimento iniziale dei dissipatori ad attrito è in molti casi influenzata in modo trascurabile dalla velocità, dall'altro, l'usura e il degrado di resistenza dell’attrito è, infatti, largamente dipendente dalla velocità. Il comportamento ciclico di tali dissipatori è tipicamente rigido-plastico.

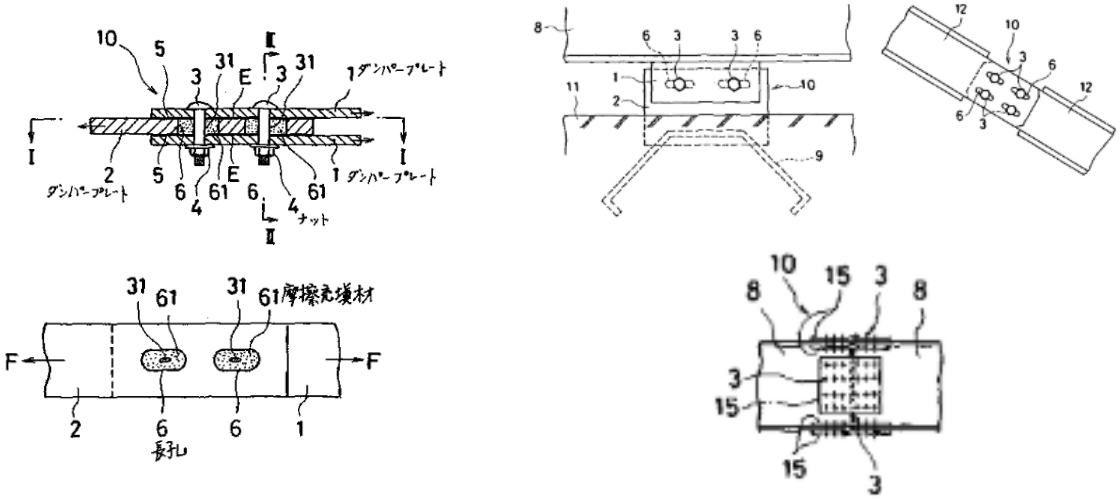
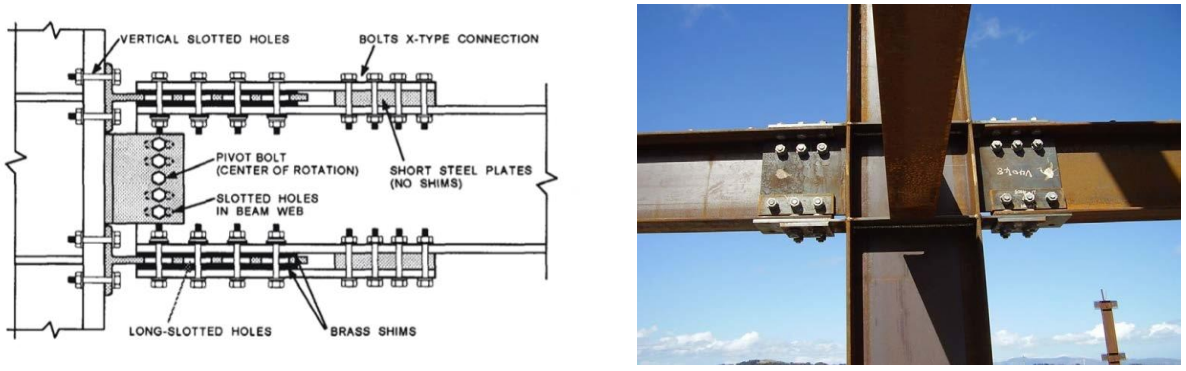


Figura 2.3 - Primo brevetto giapponese di un dispositivo ad attrito antisismico [11]



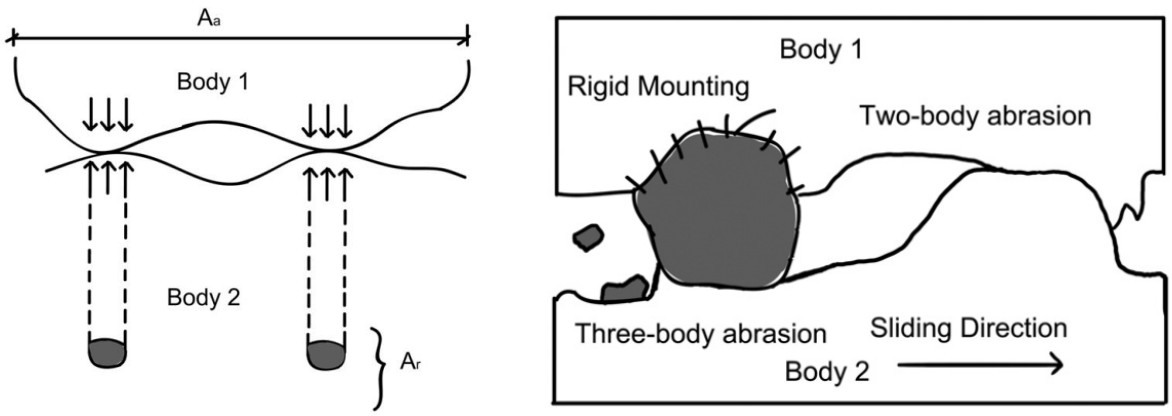
a) Concetto dello “sliding hinge joint” con dispositivi ad attrito simmetrici [12]

b) “Sliding hinge joint” con dissipatori ad attrito asimmetrici sul progetto premiato Te Puni Village of Wellington - [13]

Figura 2.4 - Concetto dello “sliding hinge joint” con dispositivi ad attrito simmetrici [12]

Pertanto, l'unico parametro richiesto nel progetto è la forza di scorrimento, che dipende dal valore dello sforzo normale delle superfici a contatto e dal coefficiente d’attrito che è una caratteristica intrinseca dell'interfaccia. Un grande vantaggio dei dispositivi ad attrito è che essi possono essere utilizzati per funzionare al fine di ridurre gli spostamenti in condizioni di servizio, mentre possono dissipare l'energia sismica in ingresso in caso di azioni sismiche severe.

Il coefficiente d’attrito dipende da fenomeni differenti, tra questi: l’adesione, ingranamento e la presenza di contaminanti. La modellazione di tali fenomeni viene solitamente studiata in tribologia dove, al fine di sviluppare teorie per prevedere le forze di scorrimento sotto carichi statici e dinamici, vengono modellati fisicamente sia la topografia delle superfici, sia la durezza dei materiali, che le proprietà meccaniche e gli effetti degli strati di interfaccia (Figura 2.5). Viceversa, nell'ingegneria strutturale, le proprietà dei materiali attritivi sono tipicamente studiate seguendo l'approccio sperimentale, solitamente considerato sufficiente al fine di fornire le informazioni necessarie alla progettazione di tali dispositivi.



a) Differenza tra le aree di contatto reali ed apparenti [14*]*

b) Usura abrasiva [14*]*

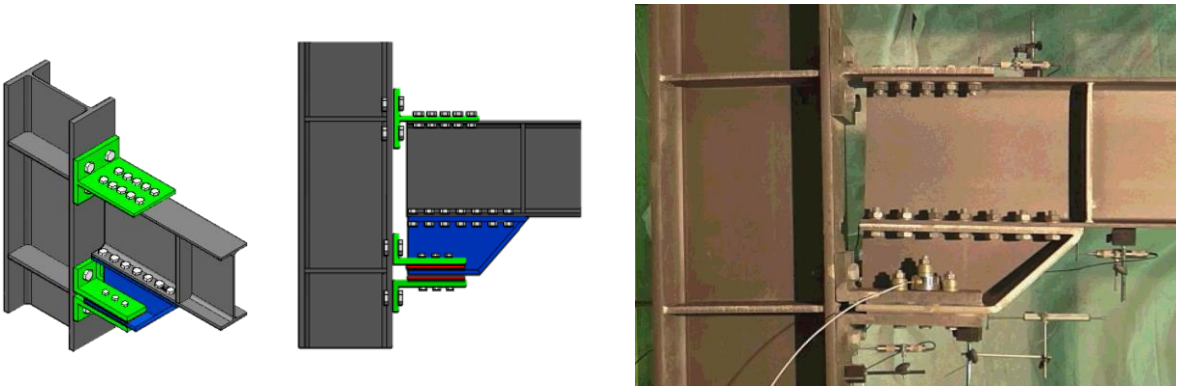
Figura 2.5 - Concetti base di tribologia

Nella letteratura tecnica, diversi lavori si occupano della caratterizzazione del comportamento isteretico di superfici metalliche a scorrimento, caratterizzate da diversi trattamenti superficiali e serrati mediante bulloni ad alta resistenza. Questo caso è particolarmente significativo per l’ingegneria civile in quanto la maggior parte dei dissipatori ad attrito, sviluppati a partire dagli anni '70 ed utilizzati per controventi o “link” dissipativi, adotta questo approccio. I primi dispositivi di questo tipo furono sviluppati da [15], in cui sono introdotti i dissipatori ad attrito alle intersezioni dei controventi, che adottano cuscinetti ad attrito con amianto tra le superfici di scorrimento. Una delle forme più semplici di dissipatore ad attrito è stata proposta da [16] in cui si adottano semplici piatti asolati e bullonati, localizzati all’estremità di un controvento convenzionale.

La connessione controvento-telaio è progettata per scorrere prima del raggiungimento dello snervamento o della instabilità del controvento. Un altro sistema ad attrito per controventi concentrici a V rovescia è stato proposto in [17].

Recenti applicazioni di dissipatori ad attrito sono collegate al concetto di sistemi a basso danneggiamento, in grado di dissipare l'energia in ingresso subendo solo danni trascurabili. Recentemente sono state studiate connessioni semirigide trave-colonna a basso danneggiamento. Le connessioni bullonate asolate si sono dimostrate una promettente alternativa alle tradizionali tipologie di connessione. In effetti, le connessioni bullonate asolate sono state studiate in origine da Grigorian et al. [12] e su questi studi, è stato sviluppato lo “Sliding Hinge Joints (SHJs)” con Asymmetrical Friction Connections (AFCs) localizzato presso la flangia inferiore della trave, da Clifton [18] [[21] (Figura 2.4). In seguito agli studi originari, negli ultimi anni sono state proposte altre soluzioni. In [23] [24] il dissipatore ad attrito è stato realizzato mediante angolari e mediante un ringrosso bullonato sia alla flangia inferiore della trave che alla colonna. Il principale vantaggio di questa configurazione è legato alla possibilità di prefabbricare il dispositivo, garantendo così un miglior controllo del materiale d'attrito impiegato e della corretta applicazione delle procedure di serraggio dei bulloni. Inoltre, la principale differenza con la soluzione proposta da Clifton è l'adozione di Symmetrical Friction Connections (SFC) al posto delle Asymmetrical Friction Connections (AFC). Per entrambe le soluzioni la presenza del solaio

concentra la plasticità a livello della flangia inferiore della trave e, di conseguenza, il danno viene confinato nel dispositivo, lasciando intatto il collegamento (Figura 2.6).



a) Vista concettuale di un collegamento FREEDAM

b) Collegamento trave-colonna FREEDAM durante un test di laboratorio

Figura 2.6 - Collegamento FREEDAM

In tutte le applicazioni precedentemente riportate, è chiaro che lo sviluppo di un dissipatore ad attrito che risulti affidabile e, al contempo, in grado di fornire cicli di isteresi ampi e stabili è di fondamentale importanza. Nell'ambito del progetto di ricerca FREEDAM, questo tema è stato ampiamente approfondito attraverso delle soluzioni a basso costo e di facile applicazione pratica. Sono stati forniti, inoltre, semplici strumenti per la progettazione e la modellazione dei dissipatori ad attrito asolati e bullonati. La forza di scorrimento di un dissipatore ad attrito è data dal prodotto del coefficiente di attrito per il numero di interfacce, il numero dei bulloni e la forza di precarico del bullone. Pertanto, per governare la resistenza allo scorrimento di un dissipatore ad attrito, è necessario controllare la forza di precarico applicata con i bulloni e caratterizzare accuratamente il valore del coefficiente di attrito del materiale. La forza di precarico del bullone può essere controllata applicando uno dei metodi suggeriti dalla EN1090-2 EUROCODE 0. Basis of structural design. CEN, 2010.

[27] (i.e., combinato, coppia, rondelle DTI), che sono concepite per assicurare un’affidabilità minima del 95% sul serraggio richiesto dalla norma EN1990 [26]. Viceversa, il valore del coefficiente d’attrito che una determinata interfaccia è in grado di sviluppare è qualcosa che necessita di essere caratterizzato sperimentalmente e dipende da una pluralità di fattori. In particolare, come già dimostrato in precedenti lavori sperimentali, il coefficiente d’attrito di un'interfaccia dipende fortemente dai materiali impiegati per realizzare il dispositivo ad attrito e dalle sue principali proprietà tribologiche, quali la finitura superficiale, la micro e macro-durezza, la resistenza a taglio del materiale e la rugosità. Questo argomento viene affrontato nei prossimi paragrafi, nell’ambito del progetto di ricerca FREEDAM. In particolare, viene presentata la risposta dei dissipatori in condizioni di carico ciclico (bassa e alta velocità). Successivamente, viene considerata la risposta a lungo termine dei dissipatori ad attrito e vengono fornite informazioni rilevanti per la progettazione dei dissipatori ad attrito del collegamento di tipo FREEDAM.

2.2 SELEZIONE DEI MATERIALI PER GLI SPESSORI AD ATTRITO

2.2.1 *Teorie di base sull’attrito*

Dal punto di vista storico, la maggior parte degli studi tribologici passati è stata indirizzata allo studio delle proprietà attritive dei metalli, riconoscendo che ci sono due principali fonti di attrito tra corpi scorrevoli: adesione e ingranamento. La componente di adesione nasce perché quando due superfici vengono caricate l'una contro l'altra, le asperità si deformano plasticamente portando alla formazione delle cosiddette giunzioni di “saldatura a freddo”. A causa del contatto di queste giunzioni, la rottura dei legami adesivi richiede una certa forza di scorrimento. Per quanto riguarda l’ingranamento, esso è dovuto alla rugosità delle superfici naturali, per cui il movimento relativo tra le superfici a contatto richiede che un corpo si debba sollevare sull'altro. La teoria più semplice per spiegare matematicamente l'origine della componente di adesione è dovuta a [28] in cui si afferma che, essendo l’adesione dipendente dalla resistenza a taglio dei giunti saldati a freddo, deve essere proporzionale all'area di contatto reale che, per metalli con comportamento elastico-plastico ideale, può essere assunta pari a $A = N/\sigma_0$, dove A è la reale area di contatto, σ_0 è la durezza del materiale alla penetrazione e N è il lo sforzo normale alle superfici. La forza totale di attrito dovuta all’adesione (F_A) può essere espressa come:

$$F_A = As = \frac{N}{\sigma_0} s \tag{2.1}$$

essendo s la forza per unità di area necessaria per rompere i legami adesivi. Come detto in precedenza, l’ingranamento è la forza d’attrito causata dalle asperità di un metallo duro che penetra in un metallo più morbido. Secondo la teoria di Bowden e Tabor, questo contributo può essere stimato come segue:

$$F_P = nrh\sigma_0 \tag{2.2}$$

dove n è il numero delle asperità, r è la metà larghezza dell’asperità, e h è l’altezza dell’asperità. Quindi, la forza totale di scorrimento (F) dovuta all’ adesione e all’ingranamento è data da:

$$F = F_A + F_P = \frac{N}{\sigma_0} s + nrh\sigma_0 \tag{2.3}$$

La componente dovuta all’ingranamento è molto importante durante il processo di abrasione, ma, nel caso dei metalli, è stato dimostrato che tale contributo è trascurabile rispetto all'adesione. Pertanto, l'Eq.(2.1) illustra una proprietà molto importante per i metalli, indicando che il rapporto tra la forza di attrito e lo sforzo normale applicato è un valore costante che non dipende dall'area apparente di contatto. In pratica, la teoria di Bowden e Tabor spiega due dei tre postulati della teoria classica dell’attrito secco, affermando che:

- la forza totale d’attrito è indipendente dalla superficie apparente dell’area di contatto;
- la forza totale d’attrito che può essere sviluppata è proporzionale all’azione normale applicata;

- in caso di velocità di scorrimento abbastanza lente, la forza totale d’attrito è indipendente dalla velocità di scorrimento.

I primi due postulati sono spesso noti come leggi di Amontons, dal nome dell'ingegnere francese che li presentò nel 1699, mentre il terzo è dovuto a Coulomb [29]-[30].

Durante lo scorrimento, la relazione classica per calcolare la forza tangenziale che agisce sull'interfaccia di scorrimento nella direzione opposta al movimento è la ben nota equazione dell'attrito di Coulomb $F=\mu N$, dove F è la forza di scorrimento, N è l’azione normale e μ è il coefficiente d’attrito. La forza d’attrito è sempre opposta al movimento (in caso di attrito cinematico). Secondo l’Eq.(2.1), si può ottenere la seguente relazione:

$$\mu = \frac{s_0}{\sigma_0} \tag{2.4}$$

dove s_0 è lo sforzo critico a taglio del materiale più debole e σ_0 è la durezza del materiale più morbido. Nell’Eq.(2.4) è fornita una stima ragionevole del coefficiente d’attrito per i metalli, ma, in generale, il coefficiente d’attrito dipende da altri tre effetti: la pressione di contatto (P), la velocità di scorrimento (v), e la temperatura (T). Quindi, in generale, il coefficiente d’attrito di un’interfaccia dovrebbe essere espresso come $\mu=\mu\ (P,v,\ T)$. Nel caso di materiali a base di gomma, la struttura del materiale influenza le caratteristiche attritive. La gomma infatti ha un modulo elastico basso e la sua area di contatto reale è fortemente influenzata dall'entità del carico normale perché il materiale si adatta alla forma delle asperità superficiali del materiale più duro [31]. Il comportamento dei materiali polimerici si discosta dalla teoria classica dell'attrito. Infatti, la tribologia dei polimeri è influenzata dai legami adesivi, dalla resistenza al taglio del materiale di sfregamento a contatto e dall'area di contatto reale [32]. Il coefficiente d’attrito dei polimeri, a seconda dell'intervallo considerato di carico normale applicato e dal tipo di polimero, può essere rappresentato mediante rapporti costanti o decrescenti [33]-[35]. In particolare, sono state proposte diverse relazioni matematiche per modellare il coefficiente d’attrito delle interfacce acciaio-gomma, esprimendo □ in funzione della pressione di contatto (P) e del modulo elastico del materiale (E). Sono di seguito riportate alcune relazioni:

$$\text{[36]: } \frac{1}{\mu} = a + b\left(\frac{P}{E}\right) \tag{2.5}$$

dove a e b sono parametri empirici derivanti da test sperimentali;

$$\text{[32]: } \mu = K\left(\frac{P}{E}\right)^{-1/n} \tag{2.6}$$

dove il valore di K e n devono essere derivati in via sperimentale;

$$\text{[37]: } \mu = \mu_\infty + a(P)^{-h} \tag{2.7}$$

dove μ_∞ è il valore del coefficiente d’attrito quando la pressione è infinita, a è una costante sperimentale e h è la durezza Shore/100. Infine, nel caso della gomma, va evidenziata un'altra importante deviazione dalla teoria classica dell'attrito. Infatti, nel caso di materiali polimerici, la forza d’attrito può essere significativamente dipendente dalla velocità di scorrimento. Questo comportamento è dovuto al comportamento viscoelastico dei polimeri. Tuttavia, di solito per

molti materiali polimerici, l'influenza della velocità è piccola entro un intervallo limitato di velocità (0,01-1 cm / s).

2.2.2 *Materiali attritivi testati durante il progetto di ricerca FREEDAM*

Ad oggi, diversi studi sono già stati dedicati all'analisi dei materiali ad attrito per i dispositivi sismici e i giunti ad attrito. Gli studi precedenti si sono concentrati soprattutto sull'analisi dei materiali ad attrito per l'applicazione ai dispositivi di dissipazione dell'energia supplementare [38]-[40] ma, più recentemente, anche per l'applicazione di dissipatori ad attrito nei collegamenti o per lo sviluppo di particolari tipologie di giunti ad attrito con “finger plate” per torri tubolari in acciaio. In particolare, nell'ambito delle attività del progetto HISTWIN, alcuni lavori recenti si sono focalizzati sulla caratterizzazione del comportamento delle interfacce ad attrito [41]-[42] (dove sono state studiate le connessioni ad attrito statico per applicazioni in torri eoliche), e dal gruppo di ricerca dell’ Università di Auckland [18]-[21] che ha già eseguito una serie di prove cicliche sia su connessioni elementari, che su collegamenti dotati di dissipatori ad attrito asimmetrici. Inoltre, altri lavori si sono occupati della caratterizzazione del coefficiente d’attrito delle interfacce [43]. All'interno del progetto di ricerca FREEDAM, tutti questi lavori sono stati utilizzati come riferimento per fornire una selezione razionale dei materiali da testare per l'applicazione nelle connessioni FREEDAM. Inoltre, la selezione delle interfacce da utilizzare per i dissipatori ad attrito è stata derivata da alcuni principi emersi da studi teorici classici, dedicati alla valutazione della risposta dei dispositivi di smorzamento nell’ambito dell’ingegneria sismica. A partire dalla Eq.(2.4) si può facilmente riconoscere che, nel caso di interfacce metalliche, solo accoppiando materiali con una grande differenza di durezza superficiale, si possono ottenere valori elevati del coefficiente d’attrito. Ci sono diverse possibilità per ottenere questa differenza, ma i materiali principalmente impiegati per realizzare interfacce ad attrito in combinazione con l'acciaio sono normalmente metalli, gomme o leghe di carburo. Alcune di queste categorie di materiali sono già state ampiamente studiate da diversi autori, come gli acciai temprati ad alta resistenza, l'ottone o le gomme fenoliche. Esempi di lavori sperimentali sono quelli eseguiti da [14] sugli acciai normali e resistenti all’abrasione e [43] su acciaio dolce, ottone, alluminio spruzzato e diversi tipi di gomme. Queste analisi hanno evidenziato che le interfacce costituite da acciaio dolce possono sviluppare solo valori bassi del coefficiente di attrito (0,1-0,25) e inoltre, se sottoposte ad uno storico di carico ciclico, forniscono un significativo comportamento incrudente, a causa dei danni che si verificano nelle superfici e per l'aumento della componente di ingranamento del coefficiente d’attrito (Figura 2.7).

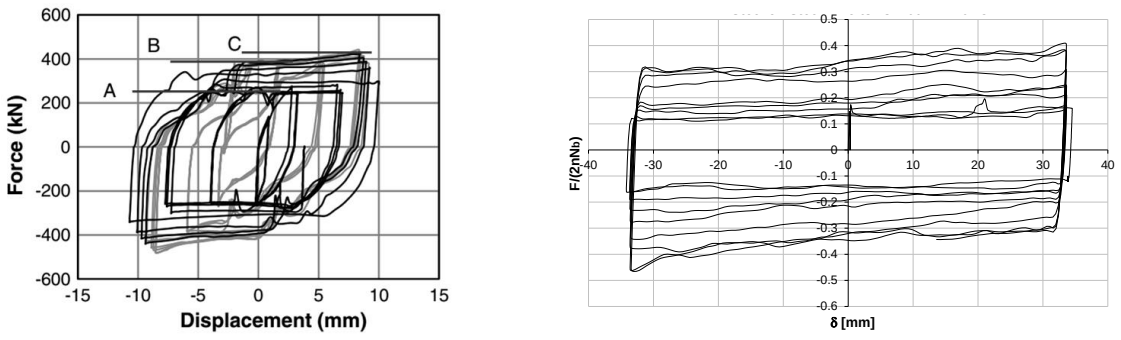


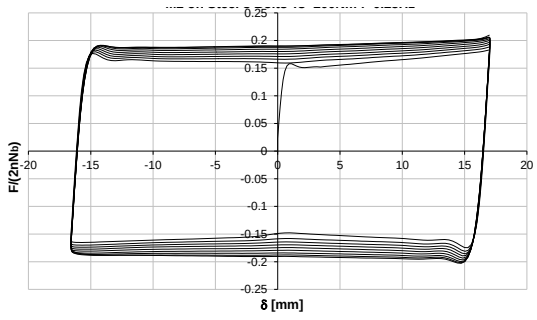
Figura 2.7 - Test ciclici sull’acciaio

a) Test su acciaio dolce [14] 4 bulloni – Precarico di ciascun bullone 210 kN - 1 superficie di contatto

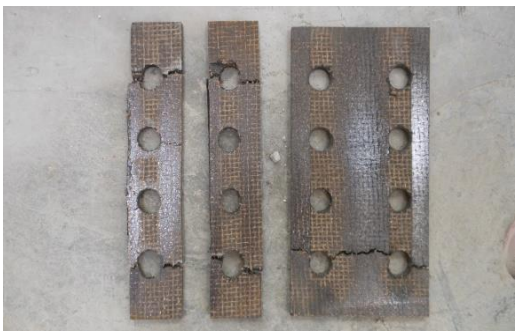
b) Test su acciaio dolce [43] 4 bulloni – Precarico di ciascun bullone 50 kN - 2 superfici di contatto

Ovviamente, un valore iniziale del coefficiente d’attrito molto basso e la risposta di incrudimento mostrata in condizioni di carico ciclico sono caratteristiche non appropriate per l'applicazione di questi materiali ai dissipatori ad attrito. Infatti, un valore basso del coefficiente d'attrito iniziale rappresenta un forte limite allo sviluppo di collegamenti d'attrito a basso costo perché impiegare un materiale di questo tipo richiederebbe l'impiego di molti bulloni e, di conseguenza, l’adozione di dispositivi di grandi dimensioni che comporta un costo elevato. Inoltre, anche il comportamento relativo all'incrudimento non è una caratteristica vantaggiosa per l'applicazione in quanto, se i dispositivi ad attrito sono sottoposti ad incrudimento, allora è necessario che tutti gli altri elementi delle connessioni e delle colonne siano rafforzato rispetto all'aumento dei valori delle forze, portando ad un forte sovradimensionamento di tutti gli elementi del telaio. Per tutti questi motivi, le interfacce con l'acciaio dolce sono generalmente considerate non adatte ai dissipatori sismici e, per ragioni simili, anche gli acciai ad alta resistenza e all'abrasione già proposti in [14] forniscono forti inconvenienti.

Gli spessori ad attrito realizzati con acciaio resistente all’abrasione, anche se possono sviluppare un alto valore del coefficiente d’attrito (circa 0.4) sono ancora caratterizzati dall’incrudimento. Altri materiali considerati in lavori passati sono l’ottone, l’alluminio spruzzato e diversi tipi di gomma [43]. Dall'esperienza passata, le gomme normalmente utilizzate per le applicazioni negli impianti frenanti (costituite principalmente da resine fenoliche) hanno dimostrato di fornire una risposta stabile ma un valore del coefficiente di attrito piuttosto basso (compreso tra 0,15 e 0,25). Inoltre, come riportato in [43], questi materiali sono tipicamente caratterizzati da un basso valore di resistenza a trazione, e questo li rende non idonei per l'applicazione in connessioni ad attrito, a meno che non siano incollati alle piastre di acciaio. Infatti, possono facilmente subire rotture fragili nelle sezioni forate, sotto le azioni che normalmente si verificano nelle connessioni ad attrito (Figura 2.8). Pertanto, a causa di questi inconvenienti, i materiali in gomma non sono stati considerati per ulteriori test nel progetto FREEDAM.



a) Test su gomma M2 [43] 4 bulloni – Precarico di ogni bullone 50 kN - 2 superfici di contatto

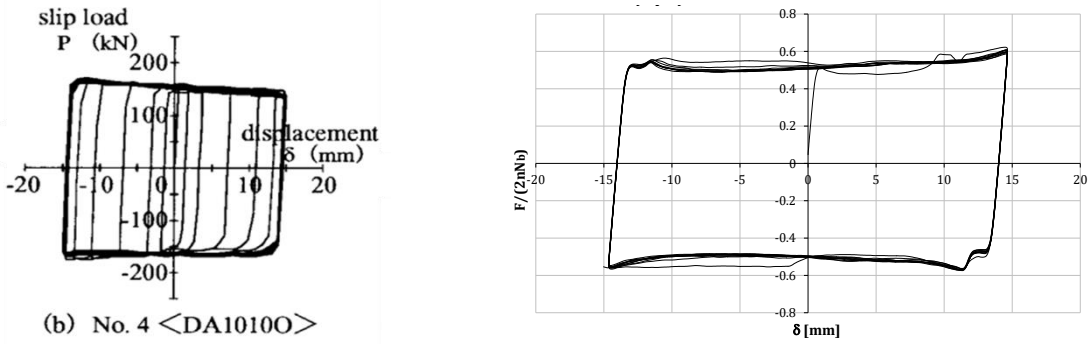


b) Frattura fragile dello spessore in gomma con attrito lungo la sezione forata [43]

Figura 2.8 – Test su spessori in gomma

L'ottone è stato oggetto di numerosi studi dedicati alla caratterizzazione del suo comportamento attritivo [38], [39], [43] o alla verifica della sua applicazione nei dispositivi di attrito. In

particolare, nel lavoro svolto da Voiculescu & Dalban [39], è stato evidenziato, mediante prove su connessioni semplici a taglio, che il coefficiente di attrito dell'ottone è approssimativamente pari a 0.3. In [43] è stato testato l'ottone mediante prove sulle giunzioni e, anche in questo caso, è stato evidenziato che il valore iniziale del coefficiente di attrito risulta molto basso (circa 0.1) anche se tende a aumentare con l'aumento dell’ingranamento che si verifica sull'interfaccia in condizioni di carico ciclico.



a) Test su alluminio spruzzato termicamente [40] 1 bullone –2 superfici di contatto – Coefficiente d’attrito fornito dagli autori: 0.71

b) Comportamento dell’alluminio spruzzato termicamente [43] 4 bulloni – Precarico di ogni bullone 50 kN – 2 superfici di contatto

Figura 2.9 - Test su spessori spruzzati termicamente in alluminio

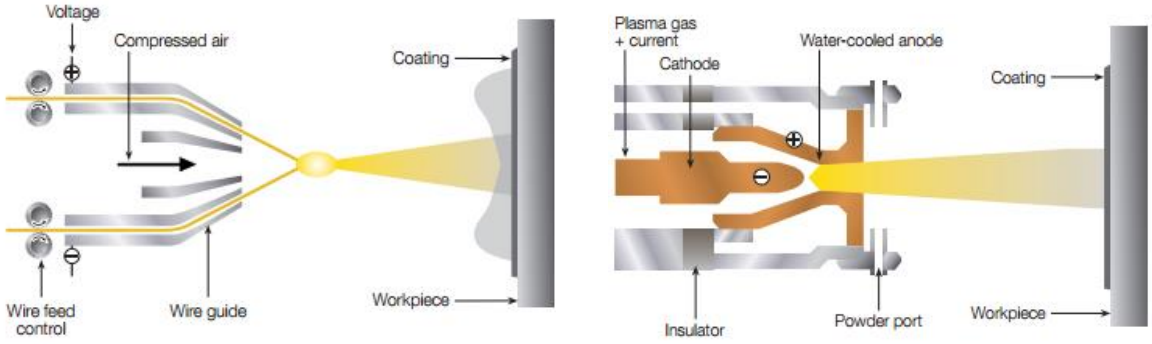
Promettenti test su alluminio spruzzato termicamente sono stati forniti da [40] e [43]. Queste analisi sperimentali hanno evidenziato che la risposta tribologica dell'alluminio spruzzato termicamente, è caratterizzata dallo sviluppo di valori del coefficiente di attrito maggiori di 0.4 e da una risposta stabile in condizioni di carico ciclico (Figura 2.9).

Oltre all'applicazione specifica, questi studi hanno dimostrato che, in generale, i rivestimenti spruzzati termicamente sono anche caratterizzati da un alto potenziale di applicazione industriale a causa del loro basso costo. Sulla base di questa considerazione, nel corso del progetto di ricerca FREEDAM, sono stati selezionati materiali che possono essere applicati mediante tecniche di spruzzatura termica per la realizzazione di dissipatori ad attrito. La spruzzatura termica è una procedura industriale per applicare rivestimenti mediante dispositivi / sistemi speciali attraverso i quali i metalli fusi vengono spinti ad alta velocità sulle superfici. In questa procedura, il materiale di rivestimento viene fuso da una fonte di calore, quindi viene spinto per mezzo di gas su un materiale di base, dove si solidifica, formando uno strato solido (Figura 2.10).

Come già detto in precedenza, la differenza tra la durezza superficiale delle piastre a contatto è una caratteristica fondamentale in quanto il coefficiente di attrito di un'interfaccia metallica è governato dal rapporto tra la resistenza a taglio del materiale più debole (s_0) e la durezza superficiale del materiale più morbido (σ_0) [28].

Pertanto, in base all'osservazione precedente, è chiaro che per ottenere un valore elevato del coefficiente di attrito i requisiti sono: i) una grande differenza della durezza superficiale dei materiali a contatto; ii) un valore elevato della resistenza a taglio del materiale più debole; iii) è necessario un valore molto basso della durezza superficiale del materiale più morbido.

Per evitare fenomeni di corrosione, i dissipatori ad attrito FREEDAM sono costituiti da una placcatura interna in acciaio inox in acciaio 1.4301 (equivalente ad AISI 304), caratterizzato da una durezza superficiale di circa 130 HV. Pertanto, il materiale degli spessori di attrito, da accoppiare alle piastre di acciaio inossidabile, è stato scelto per essere caratterizzato da un valore molto più basso o molto più alto della durezza superficiale al fine di sviluppare valori elevati del coefficiente di attrito. A tale scopo, la selezione dei materiali è stata effettuata verificando tra tutti i materiali o leghe disponibili in commercio quali fossero caratterizzati da valori di durezza superficiale notevolmente lontani da 130 HV. Pertanto, sono state testate due classi di materiali: i cosiddetti materiali "duri" e i cosiddetti materiali "morbidi". Nella classe dei materiali morbidi sono stati testati metalli puri applicati mediante spray termico, caratterizzati da un HV compreso tra 5 e 30 (etichettati da M1 a M5 nei paragrafi successivi). Viceversa, nella classe dei materiali duri, le leghe di carburo prodotte come miscele di polveri e anche gli spessori di attrito di nichel chimico prodotti da 3M Deutschland GmbH sono stati individuati come materiali di rivestimento caratterizzati da valori elevati di durezza superficiale e, quindi, idonei a realizzare un’interfaccia ad attrito per il rivestimento degli spessori d'attrito degli ammortizzatori (etichettati da M6 a M8 nei paragrafi successivi). La durezza superficiale delle leghe di carburo selezionate varia da 550 a 1200 HV. Al contrario, gli spessori di attrito prodotti da 3M sono Electroless Nickel con l'aggiunta di polvere di diamante per ottenere un elevato valore di durezza superficiale (600/900 HV).



a) Schema del processo di spruzzatura ad arco elettrico (www.metco.com)

b) Schema del processo di spruzzatura a plasma (www.metco.com)

Figura 2.10 – Schemi del processo di spruzzatura

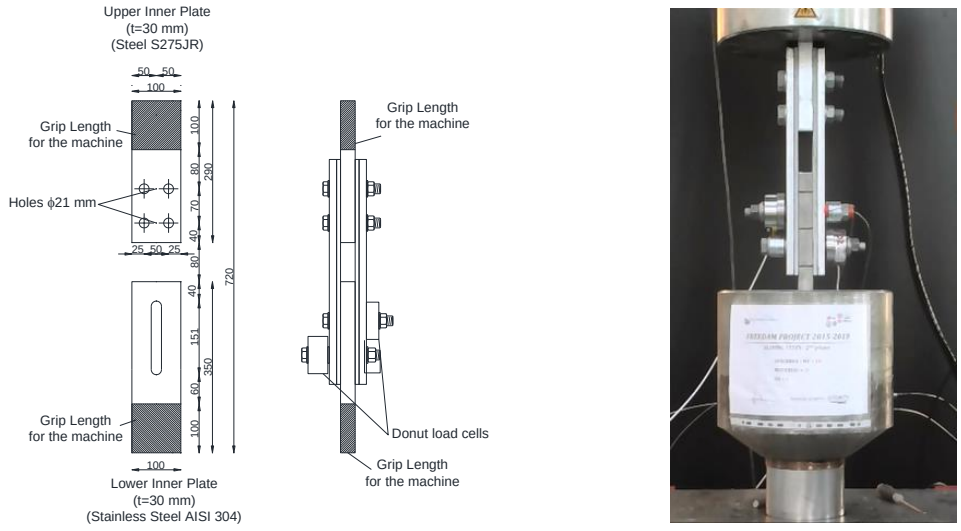
È utile notare che quando l'acciaio inossidabile è abbinato a materiali più duri, viene favorito il consumo del piatto in acciaio e, quindi, il coefficiente d’attrito ottenuto è principalmente governato dal rapporto tra la resistenza a taglio e la durezza superficiale della piastra in acciaio. Viceversa, quando l'acciaio è abbinato ad un materiale più morbido, l'usura dell'interfaccia è dovuta essenzialmente al consumo degli spessori di attrito, e il coefficiente d’attrito dipende principalmente dal rapporto tra la resistenza a taglio e la durezza superficiale del materiale impiegato per rivestire lo spessore di attrito.

2.3 COMPORTAMENTO SOTTO CONDIZIONI DI CARICO CICLICO

Al fine di caratterizzare il coefficiente di attrito dei dissipatori utilizzati nei collegamenti FREEDAM, è stata eseguita un'ampia campagna sperimentale sui dissipatori elementari ad attrito sia presso l'Università degli Studi di Salerno che presso gli stabilimenti della FIP Industriale SpA. Il lavoro sperimentale ha considerato una serie di variabili, ovvero: i) il tipo di materiale d'attrito impiegato; ii) l'effetto del serraggio dei bulloni; iii) l'effetto della tipologia di bulloni adottati; iv) la variabilità del comportamento del materiale valutata in termini di coefficiente d’attrito; v) la velocità di applicazione dei carichi. Di seguito vengono brevemente riportati i principali risultati e le procedure di prova applicate.

2.3.1 *Layout per i test a bassa velocità*

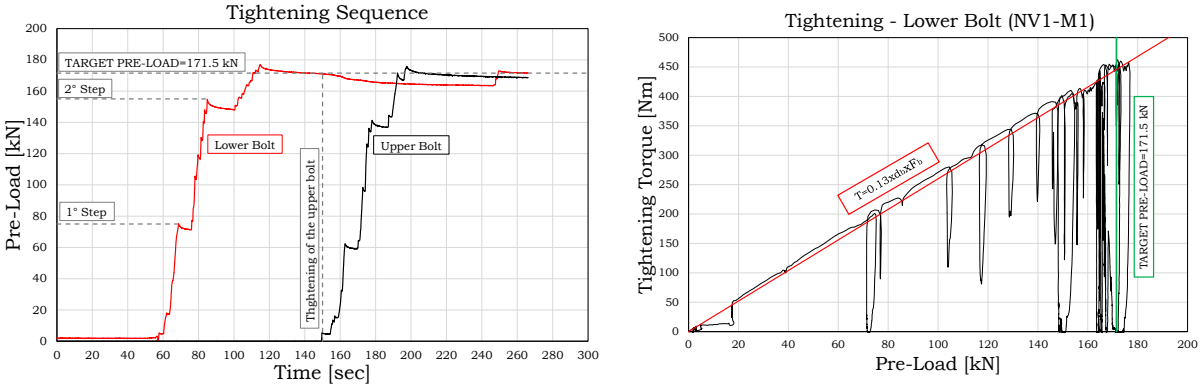
Il campione tipico realizzato per valutare il valore del coefficiente d’attrito delle interfacce analizzate durante il progetto di ricerca FREEDAM è composto da un sistema di piatti assemblati, in modo da testare il comportamento uniassiale delle interfacce d’attrito risultante dall'accoppiamento di una piastra in acciaio inossidabile con spessori di attrito rivestiti con uno degli otto materiali precedentemente descritti. Il subassemblaggio testato si ispira al layout dei provini fornito per le prove di scorrimento dalla EN1090-2 [27]. Nello specifico, esso è costituito da un piatto d’acciaio asolato realizzato in acciaio inossidabile 1.4301 [45] equivalente all’acciaio AISI 304 con normali fori utilizzati per collegare il provino alla macchina di prova e piatti esterni in acciaio e spessori di attrito pre-caricati con bulloni M20 HV ad alta resistenza di classe 10.9 [46] (Figura 2.11). Il provino testato mira a simulare le stesse condizioni attese nel dissipatore ad attrito delle connessioni trave-colonna FREEDAM. In particolare, il piatto in acciaio inox con fori asolati simula il piatto interno di un ringrosso che può essere facilmente prefabbricato e fissato alla flangia della trave inferiore direttamente in cantiere per realizzare il dissipatore, mentre i piatti esterni in acciaio mirano a simulare l’anima degli angolari utilizzati per il fissaggio del dispositivo alla flangia della colonna



a) Campione geometrico tipico *b) Campione durante la prova*

Figura 2.11 – Campioni testati

Al fine di determinare il valore della forza di scorrimento iniziale e il suo degrado, tutti i provini sono stati testati in condizioni di carico ciclico seguendo il protocollo di carico previsto dalla EN15129 (2009) [47], che è l'unico codice attualmente disponibile dedicato al test di dispositivi dissipativi dipendenti dallo spostamento. Tale codice richiede di eseguire le prove in condizioni di carico ciclico al fine di riprodurre le reali condizioni di lavoro sui dispositivi. A tal fine, si suggerisce di applicare al dissipatore cicli di ampiezza crescente al 25%, 50% e 100% dello spostamento massimo di progetto del dispositivo. L'ampiezza massima è stata definita stimando la richiesta di spostamento che si verifica a livello del dissipatore nelle applicazioni reali. Considerando quindi un valore di riferimento del braccio di leva, ovvero la distanza tra il T-stub superiore dell'attacco FREEDAM e il centro del dissipatore, pari a 600 mm e una rotazione massima di 40 mrad (maggiore della valore minimo richiesto da EC8 pari a 35 mrad per telai in classe di duttilità alta *i.e.*, DCH), la richiesta di spostamento di progetto a livello del dissipatore è stata calcolata come 0,04x600 = 24 mm, arrotondato a 25 mm. I cicli sono stati eseguiti a valori crescenti di velocità e definiti in modo da rimanere in un range quasi statico e in base alle capacità dell'attrezzatura disponibile. Nelle prove qui di seguito presentate, la velocità del ciclo variava da 1 mm / s per i primi 10 cicli a 5 mm / s per i cicli alla massima ampiezza. In ogni prova, sia i bulloni M20 superiori che quelli inferiori ad alta resistenza sono stati serrati mediante una chiave dinamometrica in modo da raggiungere il precarico di prova, monitorandolo tramite celle di carico “donut” (Figura 2.12).



a) Sequenza di applicazione della coppia torcente

b) Diagramma coppia torcente vs precarico

Figura 2.12 – Applicazione della coppia torcente

I test a bassa velocità sono stati eseguiti utilizzando una macchina universale Schenck Hydropuls S56 (Figura 2.11). Tale macchina è costituita da un pistone idraulico con capacità di carico pari a +/- 630 kN, corsa massima pari a +/- 125 mm e da un telaio in acciaio auto-bilanciato utilizzato per contrastare il carico assiale. Diversi sensori sono stati utilizzati prima e durante il test per controllare la forza del bullone, lo scorrimento, la coppia di serraggio e lo spostamento in modo continuo. Gli spostamenti assiali del dispositivo sono stati letti direttamente dal trasduttore della macchina di prova e, allo stesso modo, la forza di scorrimento è stata controllata direttamente sfruttando la cella di carico della macchina. Prima della prova, la coppia di serraggio è stata applicata tramite chiave dinamometrica manuale e monitorata tramite un sensore di coppia Futek TAT430 con portata massima pari a 680 Nm. Allo stesso tempo, la pretensione applicata ai

bulloni è stata monitorata prima e durante il test mediante celle di carico a “donut” Futek LTH500 con una portata massima di 222 kN. Prima di ogni prova, la forza è stata applicata ai bulloni per mezzo di una chiave dinamometrica, monitorando la coppia di serraggio applicata e la forza di precarica nel bullone. In particolare, i bulloni adottati avevano un valore medio del fattore k pari a 0.13. Il valore della coppia di serraggio applicata ai bulloni in ogni prova variava da un massimo pari a 0.13x171.5x20 = 446Nm (100% del precarico di prova) e un minimo pari a 0.40x0.13x171.5x20 = 178 Nm (40 % del precarico della prova).

2.3.2 *Layout for i test ad alta velocità*

Al fine di indagare il comportamento dei materiali d'attrito ad alte velocità, è stata pianificata e sviluppata presso gli stabilimenti della FIP Industriale S.p.a. una specifica campagna sperimentale su sub-assemblaggi dotati di spessori ad attrito.

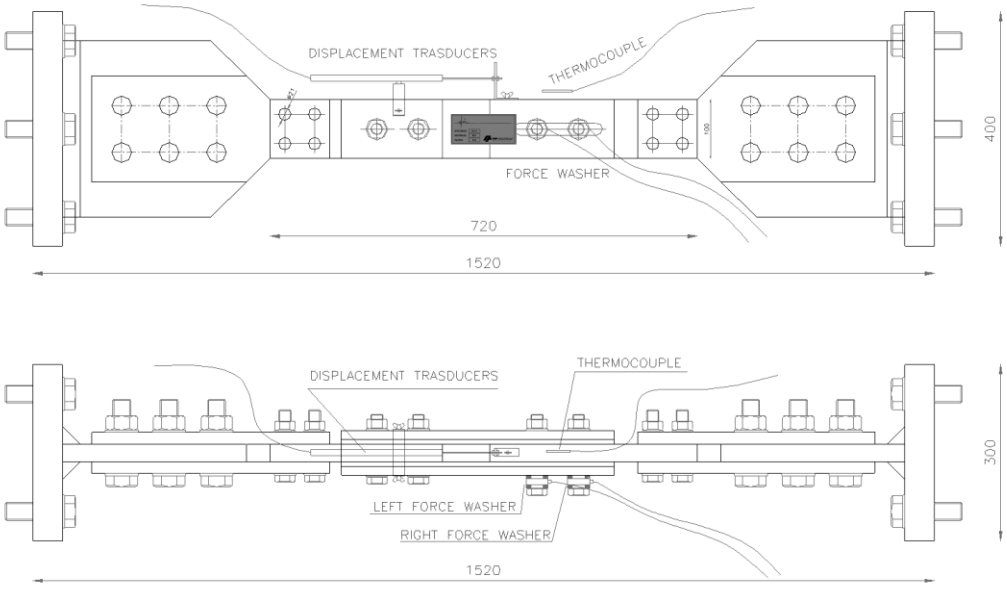


Figura 2.13 - Layout dei campioni sperimentali per test ad alta velocità

I campioni (Figura 2.13) sono pressoché identici a quelli utilizzati per le prove a bassa velocità, a parte il sistema di fissaggio al banco di prova. I provini sono costituiti da due spessori che scorrono su una piastra in AISI 304. I bulloni che applicano il precarico sugli spessori ad attrito sono due M20 HV 10.9; la forza su di essi viene misurata tramite due celle di carico. In Figura 2.14 è mostrata la macchina adottata per l’esecuzione dei test. Essa è composta da un’attrezzatura molto rigida e da un attuatore con forza assiale massima pari a 2000 kN, corsa del pistone pari a ± 300 mm, e velocità massima, alla massima forza, pari a 300 mm / s. Le prove sono state eseguite sotto controllo di spostamento, applicando per le prove della prima fase di analisi un input sinusoidale con frequenza di 1,27 Hz, ampiezza variabile (fino a ± 25 mm) e velocità massima di 200 mm / s.

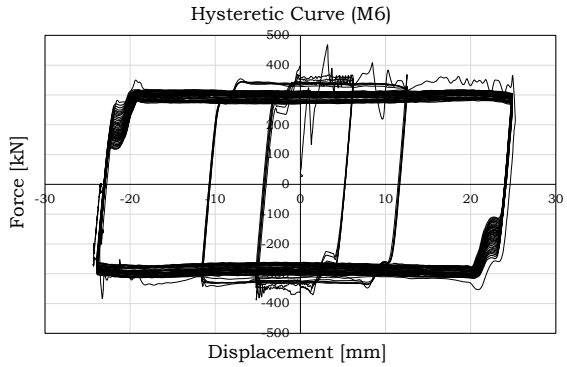
Figura 2.14 - Test

A parte la forma del segnale di ingresso, il protocollo di test è lo stesso utilizzato nei test a bassa velocità. Ovviamente la velocità di applicazione del carico è stata variata caso per caso al fine di indagare il ruolo giocato dalla velocità sul coefficiente d’attrito.

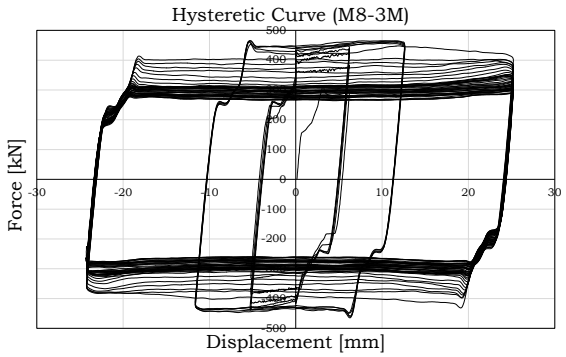
2.3.3 *Sommario dei risultati dei test*

Come menzionato in precedenza, nei test a bassa velocità, il protocollo di carico è stato applicato seguendo la procedura di carico suggerita nella norma EN15129 [47], e, per ogni test, le sequenze di cicli sono state applicate alle seguenti velocità:

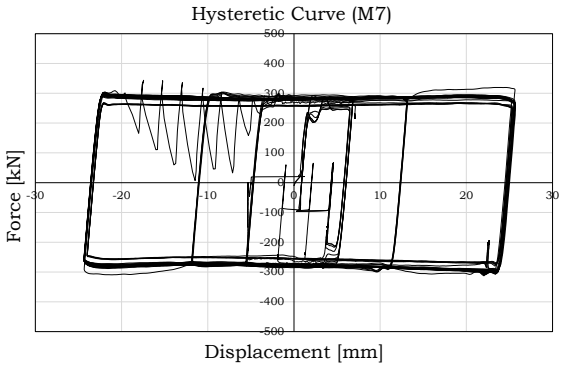
- 5 cicli a 6.25 mm a 1 mm/s;
- 5 cicli a 12,5 mm a 4/5 mm/s;
- 40 cicli a 25 mm a 4/5 mm/s.



a) Comportamento isteretico degli spessori M6



b) Comportamento isteretico degli spessori 3M



c) Comportamento isteretico degli spessori M7

Figure 2.15 – Comportamento isteretico degli spessori M6, 3M e M7

Per ogni prova è stata valutata la risposta ciclica delle interfacce analizzando, tramite i sensori di carico applicati al provino, il valore iniziale del coefficiente d’attrito e il suo degrado durante la storia del carico ciclico. In particolare, nei seguenti diagrammi, sono state riportate diverse quantità:

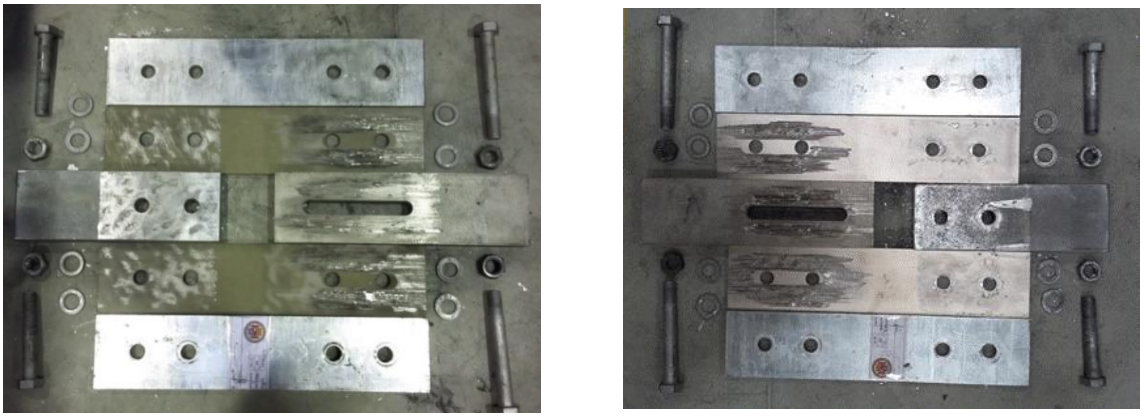
- Il comportamento isteretico forza-spostamento rappresentato in termini di forza di scorrimento ($F_{\mathrm{slip,i}}$) e spostamento (d_{i}) acquisiti dalla cella di carico e dal LVDT, rispettivamente, della macchina del test;
- Il valore “effettivo” (o di progetto) del coefficiente di attrito ($\mu_{\mathrm{effective}}$) rispetto allo spostamento cumulativo (d_{total}). Il valore effettivo del coefficiente d’attrito è stato calcolato come il rapporto tra la forza di scorrimento acquisita dalla cella di carico della macchina di prova e la somma delle forze di precarico iniziali applicate dai bulloni all'interfaccia di attrito ($4N_0$);
- Il valore “attuale” del coefficiente di attrito (μ_{actual}) rispetto allo spostamento cumulativo (d_{total}). Il valore effettivo del coefficiente di attrito è stato calcolato come il rapporto tra la forza di scorrimento acquisita dalla cella di carico della macchina di prova e la somma dei valori effettivi delle forze di precarico applicate dai bulloni all'interfaccia di attrito acquisite direttamente dalle celle di carico durante il test (2Ncell, 1 + 2Ncell, 2). Di seguito viene riportata una sintesi dei risultati ottenuti.

Inoltre, il comportamento del dispositivo ad attrito è stato descritto valutando il degrado di smorzamento effettivo come definito dalla EN 15129 [47]. Questo parametro rappresenta il degrado di energia dissipata, normalizzata rispetto al valore di energia dissipata misurata al 3° ciclo del set di cicli di ampiezza massima. I principali risultati sono riassunti nelle prossime sezioni. Tuttavia, a causa dell'elevata quantità di dati, per i risultati dettagliati dei test è necessario fare riferimento al deliverable del Task 1.1 del progetto di ricerca FREEDAM.

2.3.3.1 Influenza del rivestimento: “Hard” Materials (M6-M8)

Una sintesi dei risultati dei test sulle interfacce è presentata accoppiando acciaio inox con spessori ad attrito rivestiti con i rivestimenti “duri”, come illustrato in Figure 2.15, dove sono riportate le curve isteretiche di uno dei materiali testati. Nel caso del rivestimento in carburo M6, la risposta ciclica è caratterizzata dallo sviluppo di un valore iniziale della forza di scorrimento pari a circa 350 kN, seguito da un progressivo degrado che, a fine prova, era di circa il 20%. Durante i test è stato osservato il comportamento peculiare di questo materiale. Infatti, come è possibile notare da Figure 2.15, la curva isteretica è stata interessata da una fase iniziale di “stick-slip” con lo sviluppo di un primo ciclo instabile caratterizzato da salti di forza e rilasci improvvisi di energia. Tuttavia, dopo questo primo ciclo, che probabilmente permette di rompere l'iniziale attrazione interatomica tra le superfici a contatto (legame adesivo dell'attrito), lo slittamento è avvenuto regolarmente portando ad una risposta molto stabile fino alla fine della prova. Nel caso del rivestimento in carburo M7, a livello globale, è stata osservata una risposta simile. In questo caso, è stato caratterizzato da una forza di scorrimento iniziale pari a circa 250 kN, che dopo pochi cicli è leggermente aumentata, stabilizzandosi ad un valore di circa 300 kN. Raggiunto questo valore, tutti i cicli sono stati caratterizzati dalla stessa forza di scorrimento ottenendo, anche in questo caso, un comportamento stabile e dissipativo. Anche se il comportamento

isteretico riportato in Figura 2.16 appare abbastanza simile a quello osservato per il materiale M6, in realtà, in questo caso, per eseguire il test è stato necessario ridurre sensibilmente la velocità a causa dello sviluppo di un forte comportamento di stick and slip, caratterizzato da improvvisi rilasci di energia e vibrazioni. Gli spessori di attrito 3M sono stati caratterizzati da una risposta che, come già osservato in passato dagli stessi autori con altri materiali come l'ottone o alcuni tipi di gomme fenoliche [43], è stata caratterizzata da due diverse fasi della risposta: una prima fase, in cui l'interfaccia ha fornito un comportamento incrudente caratterizzato da un aumento della resistenza allo scorrimento di circa il 60% e una seconda fase, caratterizzata da una riduzione della forza di scorrimento, che, al termine del degrado, è tornata al valore iniziale. Inoltre, in questo caso, non è stata osservata alcuna risposta di stick and slip e tutti i cicli sono stati caratterizzati da un valore stabile della forza di scorrimento. Il valore iniziale della forza di scorrimento è stato di circa 400 kN.



Danneggiamento degli spessori M6 *Danneggiamento degli spessori 3M*

Figura 2.16 – Danneggiamento degli spessori

Dopo i test, i campioni sono stati aperti in modo da valutare il danneggiamento delle interfacce. In Figura 2.16 lo stato di danneggiamento delle interfacce è rappresentato per i campioni che utilizzano spessori di attrito M6 e M3. Come è possibile osservare da questa figura, per questi materiali, a causa della maggiore durezza dello strato di rivestimento rispetto all'acciaio inossidabile, la maggior parte del danno si è concentrata sulla piastra di acciaio inossidabile che al termine della prova aveva molti graffi nella zona situata sotto la testa dell'otturatore. In Figura 2.17, come esempio, per il provino con gli spessori rivestiti da carburo M6 sono riportati il diagramma delle forze del bullone (monitorate mediante celle di carico) e del coefficiente d’attrito effettivo, rappresentato rispetto alla corsa cumulativa del dissipatore. Da tale figura è possibile osservare che entrambi i bulloni, inizialmente serrati per raggiungere il carico di prova pari a 171,5 kN, dopo il primo ciclo della storia di carico, hanno perso circa il 7% del precarico iniziale, e successivamente si sono allentati uniformemente durante la prova, raggiungendo alla fine una perdita totale di circa il 20%. Al contrario, il coefficiente d’attrito "effettivo" rimane costante mostrando un comportamento stabile degli spessori ad attrito.

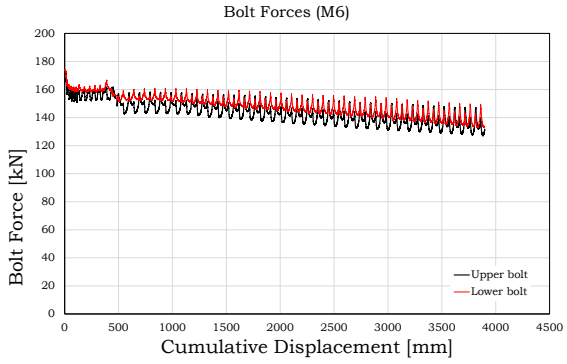
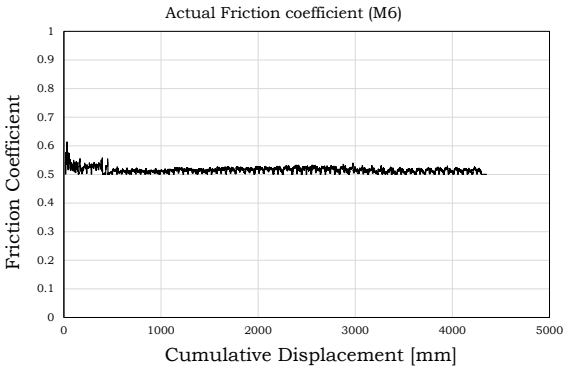


Diagramma tipico delle forze dei bulloni

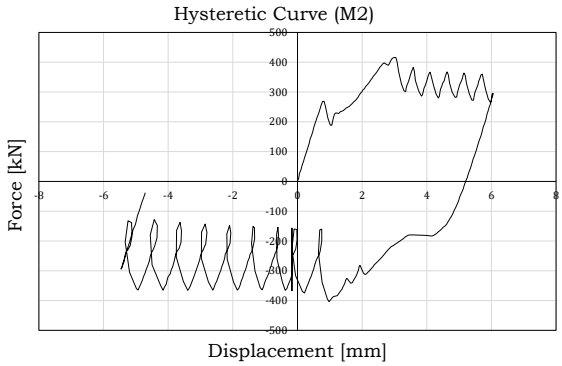


Coefficiente d’attrito” Effetttivo“ vs corsa cumulativa: M6

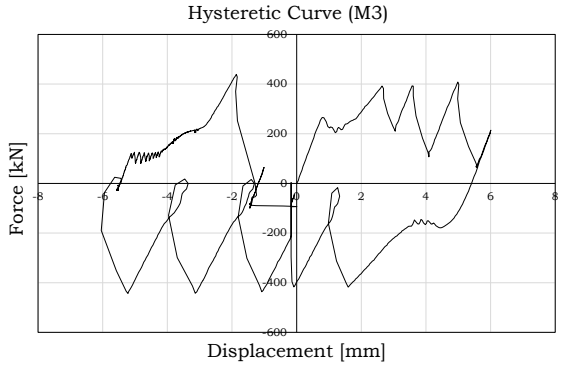
Figura 2.17 – Coefficiente d’attrito e andamento delle forze dei bulloni

2.3.3.2 Influenza del rivestimento: “Soft” Materials (M1-M5)

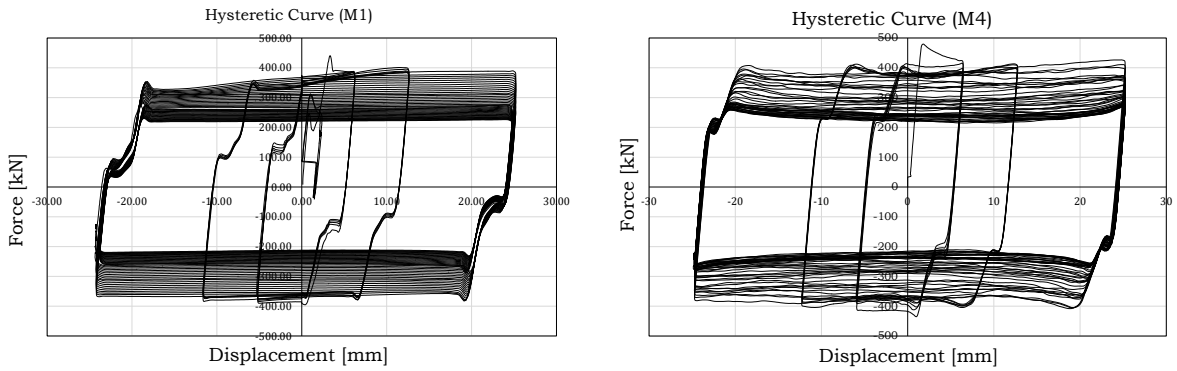
Analogamente a quanto avvenuto nel caso del carburo M7, anche alcuni dei materiali teneri hanno mostrato un comportamento caratterizzato dal fenomeno dello stick-slip. È il caso di tre dei metalli non ferrosi selezionati, ovvero M2, M3 e M5, la cui risposta è stata caratterizzata da arresti e partenze alternati del moto con forti ed improvvisi rilasci di energia (Figura 2.18). Pertanto, anche in tutti questi casi, le prove sono state interrotte anticipatamente per evitare danni alle apparecchiature di prova. Per questi materiali, dopo il primo scorrimento, il comportamento isteretico è stato caratterizzato da salti alternati e continui della forza dai valori statici a quelli dinamici. Vale la pena notare che, anche se il comportamento ciclico di queste interfacce non è chiaramente appropriato per applicazioni sismiche, dai risultati ottenuti in questa analisi sperimentale sembra che questi materiali, per l'alto valore del coefficiente di attrito, potrebbero essere ancora promettenti per applicazioni in collegamenti ad attrito progettati per carichi statici.



Comportamento isteretico degli spessori M2



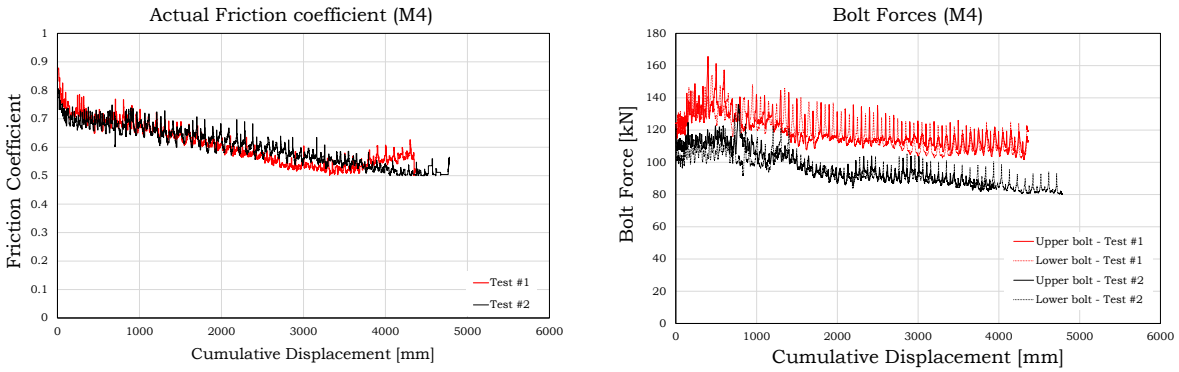
Comportamento isteretico degli spessori M3



Comportamento isteretico degli spessori M1 *Comportamento isteretico degli spessori M3*

Figura 2.18 – Comportamento isteretico degli spessori “soft”

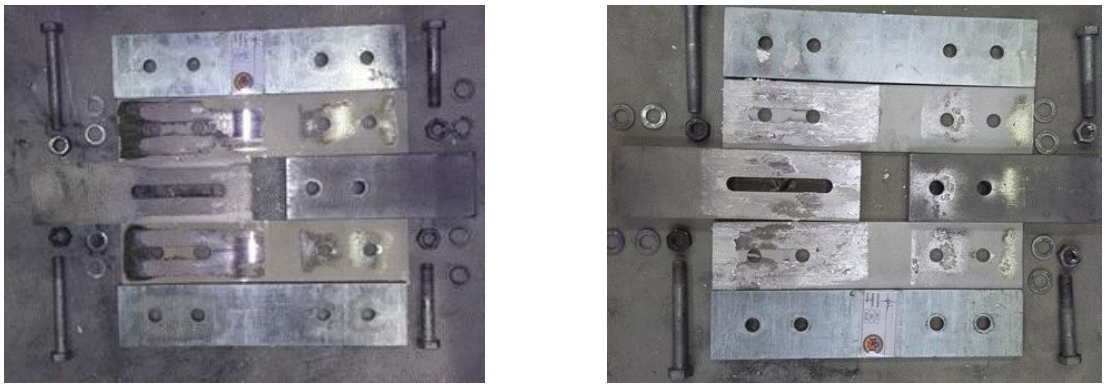
I metalli M1 e M4 hanno esibito valori simili (Figura 2.18). In particolare, la loro risposta isteretica è stata caratterizzata da un valore della forza di scorrimento superiore al corrispondente ottenuto con i materiali “duri” ma, d'altra parte, hanno fornito anche un degrado più significativo, dovuto sia all'allentamento del bullone, che al danno che si verifica negli spessori ad attrito. Inoltre, per entrambi i materiali, il comportamento mostrato nelle due prove identiche era significativamente diverso, mostrando una variabilità del comportamento di questi materiali. Tale variabilità è stata principalmente dovuta al diverso comportamento fornito dai bulloni nelle due prove. Ad esempio, in Figura 2.19, con linee rosse e nere sono rappresentati i risultati espressi in termini di coefficiente d’attrito e forze del bullone rispetto alla corsa cumulata, per le due prove eseguite sui provini con spessori M4. Da questi grafici risulta evidente che, anche se il valore effettivo del coefficiente di attrito non varia nelle due prove, i bulloni forniscono un comportamento sensibilmente diverso portando, di conseguenza, ad una diversa risposta dell'intero comportamento isteretico. Nello specifico, in una delle due prove dopo il primo scorrimento, è stata osservata un'improvvisa perdita di pretensione nei bulloni di circa il 15%, con conseguente perdita proporzionale della forza di scorrimento. Una risposta così diversa dei provini può essere probabilmente dovuta alle imperfezioni del rivestimento applicato sugli spessori di attrito, che in caso di rivestimenti morbidi è completamente manuale e porta ad una diffusione non uniforme del metallo di rivestimento. Nel caso del materiale M1 il degrado della forza di scorrimento iniziale al termine delle prove è stato del 45%, mentre nel caso del materiale M4 è stata di circa il 50%. Tuttavia, entrambi i materiali hanno fornito valori molto elevati del coefficiente di attrito e, in particolare, il coefficiente di attrito iniziale dei materiali M1 e M4 era pari a circa 0.55 / 0.65 e 0.7 / 0.9, rispettivamente.



Coefficiente d’attrito effettivo – M4 *Forze nei bulloni – M4*

Figura 2.19 - Coefficiente d’attrito e andamento delle forze dei bulloni

Come nei casi precedenti, anche i campioni realizzati con materiali morbidi sono stati aperti dopo il test, al fine di valutare il danneggiamento delle interfacce. Come è possibile notare dalla Figura 2.20, come atteso, in questi casi il danneggiamento era maggiormente concentrato negli spessori ad attrito, mentre i piatti in acciaio inossidabile dopo il test erano risultati praticamente non danneggiati.



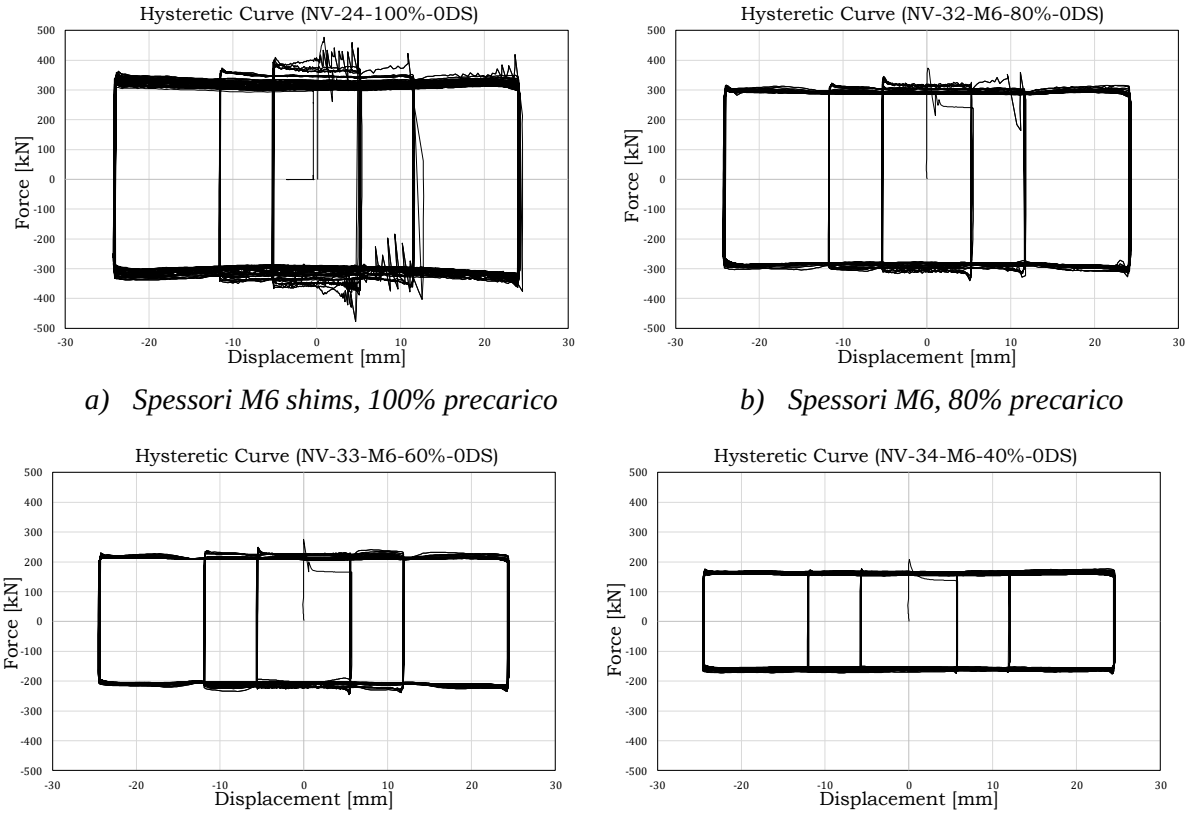
a) Danneggiamento degli spessori M1 *b) Danneggiamento degli spessori M4*

Figura 2.20 – Danneggiamento degli spessori

2.3.3.3 Influenza della forza di serraggio

Per indagare l'influenza dei parametri che influenzano la risposta dei dissipatori ad attrito elementari, sono state estese le prove sperimentali su alcuni materiali (M1, M4, M6). In particolare, per questi tre materiali, sono stati esaminati l'influenza della forza di serraggio, l'influenza delle configurazioni delle molle a tazza e gli effetti di variabilità del materiale. In questa sezione viene discussa brevemente l'influenza della forza di serraggio sulla risposta isteretica degli smorzatori di attrito. Viene riportata, a titolo di esempio, la rappresentazione delle curve forza-spostamento tipiche di un insieme di prove con precarico variabile, in Figura 2.21, per uno dei tre materiali esaminati (M6). I risultati per gli altri materiali in termini di comportamento globale sono molto simili e non verranno commentati in dettaglio. Come previsto, la risposta isteretica è stata, in generale, caratterizzata da un'elevata rigidezza iniziale

fino al raggiungimento del valore della forza statica di scorrimento che, in tutti i casi analizzati, era superiore alla resistenza all'attrito dinamico stabilizzato. Tutti i materiali mostravano cicli di isteresi quasi rettangolari. In termini di risposta forza-spostamento, l'unico materiale che ha fornito un comportamento meno stabile è stato il materiale M6 che, come già spiegato, è un rivestimento duro il cui comportamento è caratterizzato, ad alte pressioni, da un primo ciclo che mostra una leggera risposta di stick-slip.



a) Spessori M6 shims, 100% precarico

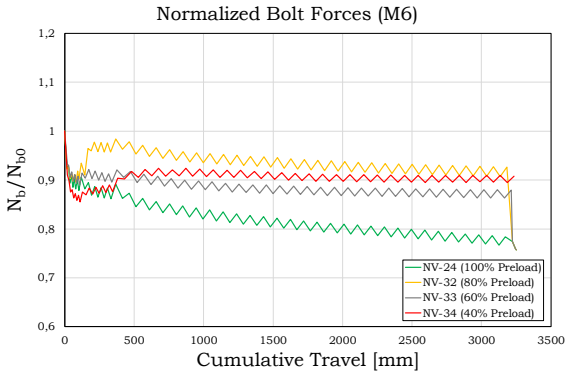
b) Spessori M6, 80% precarico

c) Spessori M6, 60% precarico

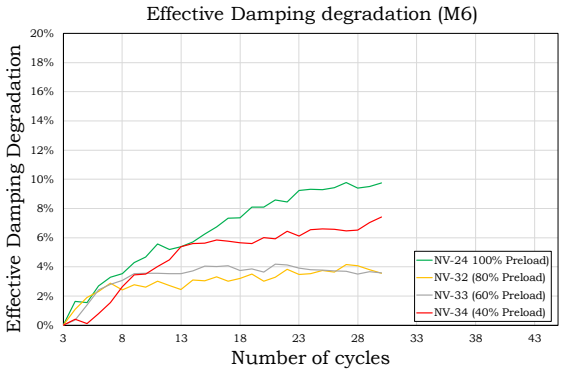
d) Spessori M6, 40% precarico

Figura 2.21 – Effetto del precarico

Uno degli aspetti più importanti osservati in questa serie di test è che, per questo specifico materiale di rivestimento, il comportamento stick-slip scompare riducendo il precarico dei bulloni, dimostrando tale fenomeno dipende fortemente dalla pressione di contatto, generata sull’interfaccia. Nella Figura 2.22, si mostrano l'evoluzione delle forze del bullone durante le prove e l'effettiva degradazione dello smorzamento. La forza del bullone (N_b) è normalizzata rispetto al valore iniziale applicato all'inizio della prova (N_{b0}), mentre l'effettivo degrado dello smorzamento è calcolato secondo la procedura data in [47].



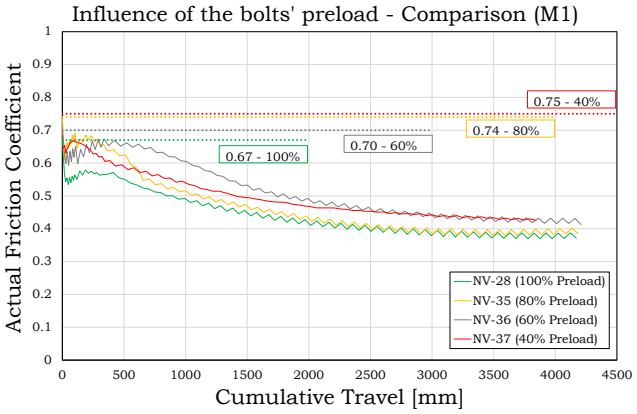
a) Degrado di forza dei bulloni (100% a 40% precarico)



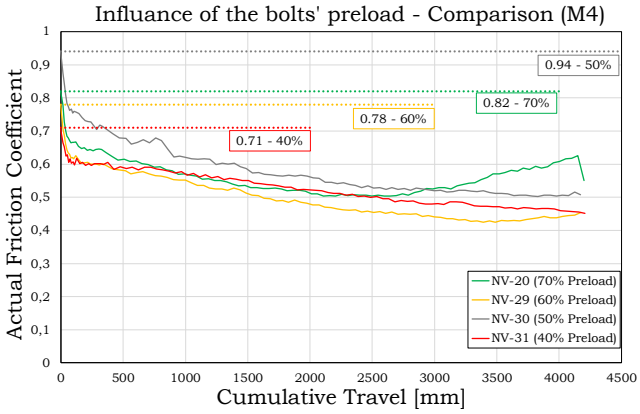
b) Degrado di dissipazione energetica (100% a 40% precarico)

Figura 2.22 – Degrado di forza e di dissipazione energetica

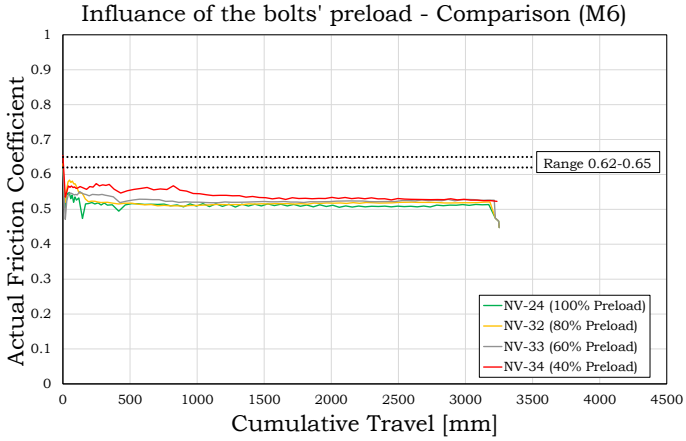
Da questi grafici è possibile osservare che la riduzione della forza di precarico iniziale porta ad un miglioramento dell'effettivo degrado di smorzamento. Quest'ultimo parametro esprime principalmente il degrado della capacità di dissipazione energetica del collegamento d'attrito.



a) Influenza del precarico sul coefficiente d’attrito: spessore M1



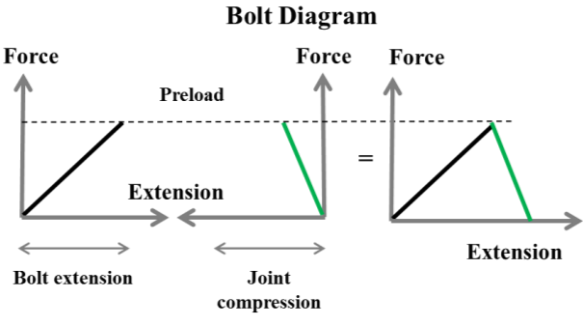
b) Influenza del precarico sul coefficiente d’attrito: spessori M4



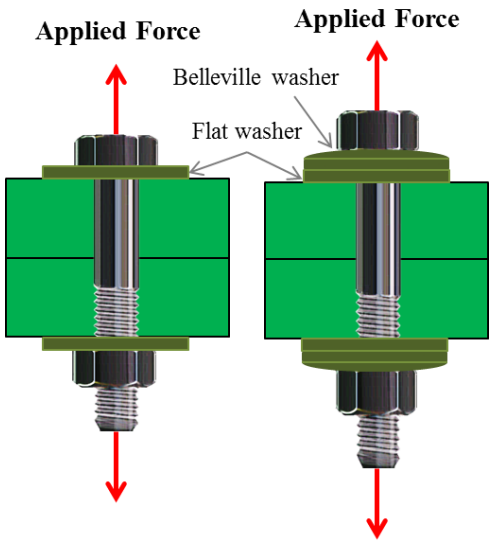
c) Influenza del precarico sul coefficiente d’attrito: spessori M6

Figura 2.23 – Influenza del precarico

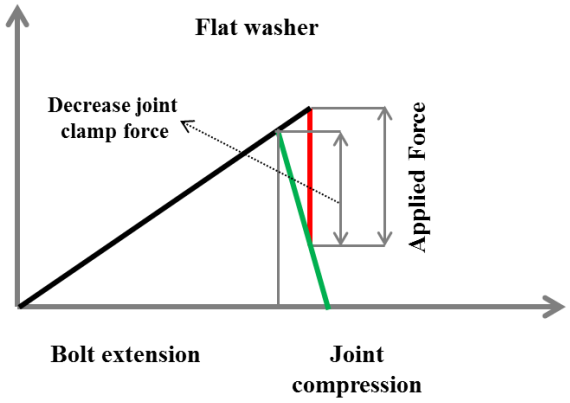
In termini di valore iniziale del coefficiente di attrito, come riportato in sintesi in Figura 2.23 i tre materiali analizzati non hanno mostrato una forte dipendenza dal precarico, mentre si è ridotto il loro progressivo degrado, fino a diminuire la forza di serraggio iniziale. La variazione del valore iniziale del coefficiente d’attrito osservato in queste prove era praticamente all'interno del normale intervallo statistico di variazione del coefficiente di attrito osservato per questi materiali. In particolare, il valore iniziale del coefficiente di attrito per il materiale M1 variava da 0.67 a 0.75, per il materiale M4 da 0.71 a 0.94 e per il materiale M6 da 0.62 a 0.65 (non mostrando una netta tendenza rispetto al precarico applicato), mentre il range statistico di variazione dello stesso parametro è, come di seguito dimostrato, pari a 0.62-0.81 per il materiale M1, 0.69-0.84 per il materiale M4 e 0.52-0.68 per il materiale M6. Pertanto, le prove a valori variabili della forza di precarico non hanno evidenziato una chiara correlazione tra il coefficiente di attrito statico e il precarico del bullone. Viceversa, la rappresentazione delle forze del bullone, normalizzate rispetto al precarico iniziale, rispetto alla corsa cumulativa e i diagrammi del degrado effettivo dello smorzamento rispetto al numero di cicli, hanno mostrato che una riduzione della forza di precarico, come previsto, si traduce in una minore perdita di precarico del bullone e minore degrado energetico. Inoltre, l'analisi di tutti i dati ha rivelato che per il materiale M6 l'effettivo degrado dello smorzamento al 10 ° ciclo era sempre inferiore al 10%, come richiesto dalla EN15129 [47]. Al contrario, per i materiali M1 e M3 (materiali morbidi), i risultati hanno mostrato che questo requisito minimo potrebbe essere soddisfatto solo se la pressione di carico è limitata al 60% del carico di prova.

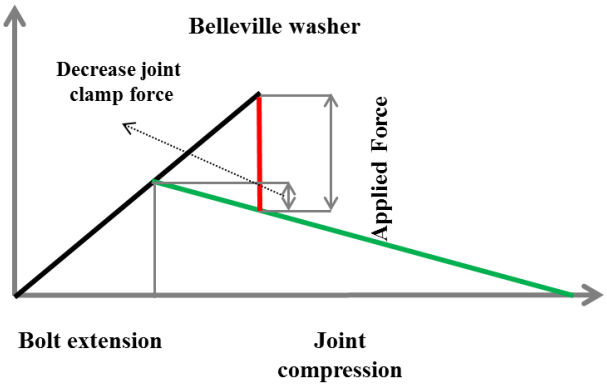


a) *Tipico diagramma del bullone*



b) *Giunto con molle a tazza o rondelle piatte*



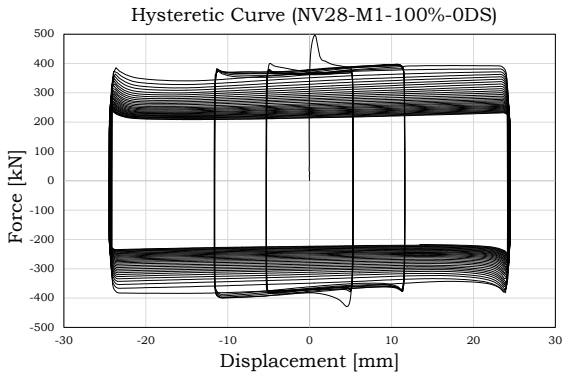


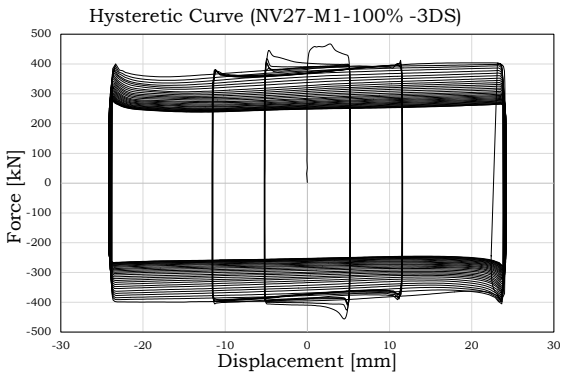
c) Diagramma bullone con rondelle piatte *d) Diagramma bullone con rondelle piatte*

Figura 2.24 – Influenza delle rondelle

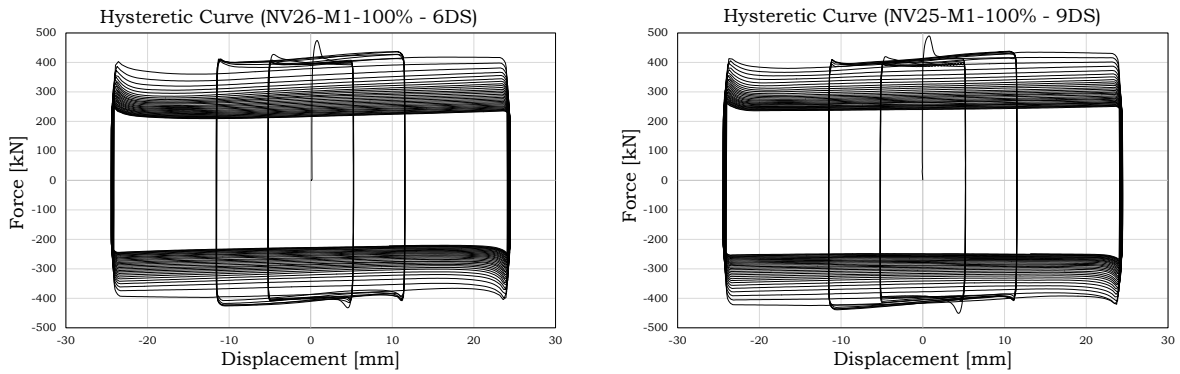
2.3.3.4 Influenza della configurazione delle molle a tazza “disk spring”

Le molle a tazza sono un tipo di rondelle anulari coniche, spesso chiamate anche Belleville, che possono comprimersi elasticamente (a condizione che siano opportunamente preimpostate [48] fino a raggiungere un valore di soglia oltre il quale mostrano un significativo aumento di rigidezza fino al completo appiattimento. La loro caratteristica principale è che possono essere sovrapposti (pila parallela) per raddoppiare la resistenza o in serie per raddoppiare la deformabilità o, ancora, in combinazioni di serie e parallelo per ottenere un sistema di rigidezza e resistenza desiderato. La loro presenza, nella letteratura tecnica, è generalmente considerata benefica in tutti quei casi in cui è necessario mantenere costante il precarico dei bulloni per tutta la vita di una connessione e soprattutto nei casi in cui si possono prevedere vibrazioni, scorrimento o interazioni elastiche tra i bulloni.





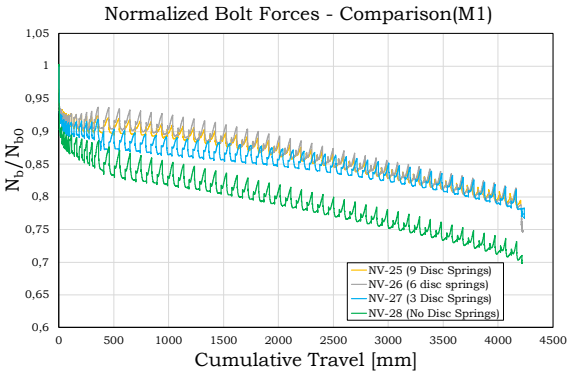
a) Spessori M1 con rondelle piatte *b) Spessori M1 con 3DS*



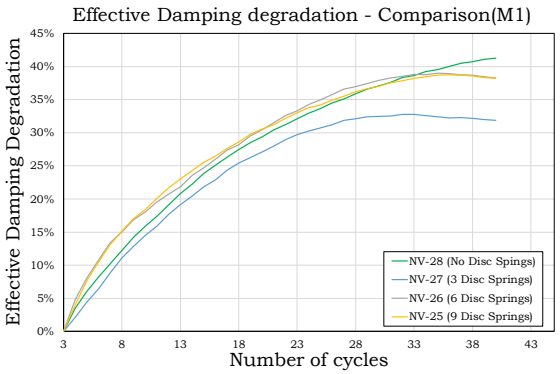
c) Spessori M1 con 6DS *d) Spessori M1 con 9DS*

Figura 2.25 -Influenza del numero di rondelle

Tutti questi fenomeni sono ampiamente studiati in [48]. Il loro possible effetto è brevemente spiegato in Figura 2.24, dove si confronta il comportamento di un sistema con rondelle normali e di un altro con molle a tazza. La principale differenza tra i due casi, come è possibile verificare facilmente, è che quando nell'assemblaggio del bullone si ha una riduzione dello spessore, che può essere dovuta all'usura sotto carichi ciclici o allo scorrimento degli strati di rivestimento, la rigidezza assiale del gruppo contribuisce a compensare la riduzione del serraggio, che può essere dovuta all'usura del materiale di attrito o allo schiacciamento di rivestimenti e alle asperità. Infatti, le rondelle coniche fungono da molle, spingendo il gambo del bullone e ripristinando, almeno parzialmente, l'allentamento. L'effetto della configurazione delle molle a tazza è stato studiato durante il progetto FREEDAM con prove cicliche, considerando l'impiego di quattro diverse configurazioni possibili, ovvero: nessuna molla a tazza, 3 in parallelo, 3 in parallelo-2 volte in serie (6 molle a tazza), 3 in parallelo-3 volte in serie (9 molle a tazza). Come in precedenza vengono riassunti i risultati delle prove, ad esempio per materiale M1, ma per gli altri casi sono state osservate differenze di comportamento trascurabili e, pertanto, le stesse considerazioni qui riportate possono essere estese a tutti i materiali esaminati in questo lavoro. Il confronto è qui fornito con riferimento al materiale M1 perché consente di evidenziare più facilmente l'influenza delle molle a tazza sulla risposta ciclica. Considerando il materiale M1, è possibile osservare dalla Figura 2.25che la configurazione delle molle a tazza, globalmente, non sembra fornire un'influenza significativa sulla risposta isteretica. Tutte le prove, infatti, sono iniziate con una forza di scorrimento iniziale di circa 400 kN e si sono concluse con una forza di circa 200 kN e invece, in contrasto con la risposta attesa, nel caso del maggior numero di molle a tazza il comportamento ha mostrato un degrado più elevato. Questo risultato, dal punto di vista della risposta isteretica complessiva, evidenzia la limitata efficienza delle molle a tazza standardizzate europee sulla risposta complessiva del dissipatore. Ciò è dimostrato anche dalla rappresentazione delle forze del bullone durante la prova e dal diagramma di degrado di smorzamento effettivo (Figura 2.26). In Figura 2.26a sono riportate le forze dei bulloni durante i test, mostrando che l’alta deformabilità dell’assemblaggio, come atteso, si traduce in una minore perdita del precarico iniziale. Tuttavia, il vantaggio ottenuto non si traduce in un miglioramento complessivo della risposta isteretica della connessione, probabilmente a causa di una maggiore usura del materiale di attrito. Ciò è evidenziato nei diagrammi del degrado dello smorzamento effettivo (Figura 2.26b) da cui risulta che l'adozione di una diversa disposizione delle molle a tazza non corrisponde ad un significativo miglioramento della risposta.



a) Forze dei bulloni con differenti configurazioni di molle a tazza



b) Degrado di smorzamento effettivo con differenti configurazioni di molle a tazza

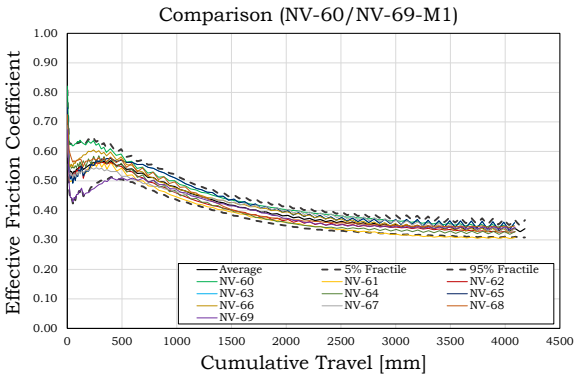
Figura 2.26 – Degrado di smorzamento e di forza

In conclusione, i risultati di questa serie di test hanno dimostrato che le molle a tazza standardizzate europee potrebbero aiutare a mantenere costante il precarico del bullone ma, nel complesso, non sono in grado di fornire un miglioramento significativo della risposta ciclica. Pertanto, mentre il loro ruolo può essere significativo per limitare altri effetti, come quelli legati alla perdita a lungo termine del precarico iniziale, delle vibrazioni o degli effetti termici, allo stesso tempo il loro utilizzo sembra avere un'influenza limitata sul comportamento ciclico.

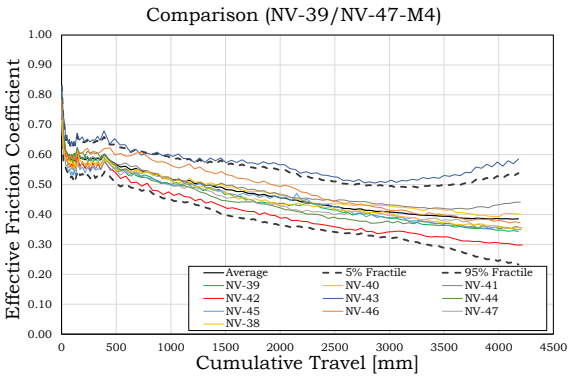
2.3.3.5 Influenza della variabilità

Test specifici del progetto FREEDAM sono stati dedicati a valutare l'intervallo statistico di variazione del coefficiente di attrito e a proporre valori dei coefficienti di attrito da utilizzare nella progettazione a SLS e ULS. Infatti, è facile osservare anche dai risultati precedenti che i materiali di rivestimento esaminati risentono di una variabilità casuale che deve essere tenuta in considerazione nella progettazione, soprattutto in vista dell'applicazione dei principi del capacity design. Infatti, mentre per le verifiche SLS è solitamente necessario adottare il valore caratteristico del coefficiente di attrito statico, per le verifiche ULS e, in particolare, per l'applicazione dei principi di capacity design è necessario conoscere sia il valore minimo del coefficiente d’attrito dinamico (riferito al ciclico stabilizzato) e il valore limite superiore del coefficiente di attrito statico. Il rapporto tra questi due valori influisce ovviamente sul fattore di sovra resistenza, da considerare nella pratica per la progettazione delle parti non dissipative della struttura. Questa serie di prove è stata eseguita, per ogni materiale di rivestimento, su dieci provini uguali, tutti precaricati con un precarico pari al 60% del livello di prova (valore massimo suggerito a seguito del progetto FREEDAM). Sebbene le molle a tazza non siano significativamente rilevanti dal punto di vista sismico, come già spiegato in precedenza, considerando la loro possibile influenza sulla risposta a lungo termine e sulle vibrazioni e sugli effetti termici, i provini sono stati predisposti per adottare sei molle a tazza, con un set di 2 parallele, 3 volte in serie. Negli schemi di Figura 2.27, viene fornita una sintesi dei coefficienti d’attrito ottenuti in tutte le prove, rappresentati rispetto alla corsa cumulativa, riportando negli stessi diagrammi il valore medio (linea continua) ed i frattili 5% e 95% (linee tratteggiate inferiore e superiore) valutati per ciascuno valore della corsa cumulativa sottraendo o sommando al valore medio k- volte il coefficiente di variazione. Per tenere conto del numero limitato di dati

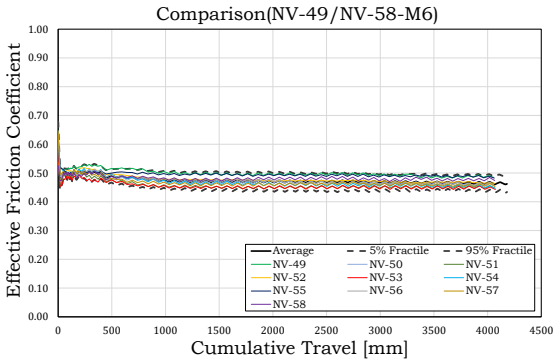
(10 provini per ogni materiale), il valore di k- è stato definito secondo le indicazioni fornite da EC0 nella sezione D7.2 [26], nominalmente è stato assunto pari a 1.92, considerata l’assunzione di distribuzione normale.



a) Variabilità del coefficiente d’attrito spessori M1



b) Variabilità del coefficiente d’attrito – spessori M4

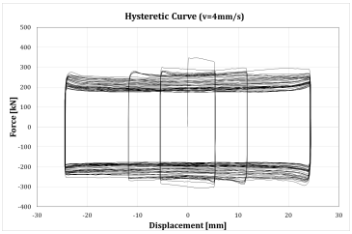


c) Variabilità del coefficiente d’attrito – spessori M6

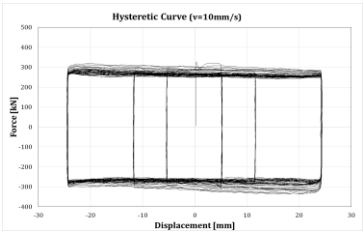
Figura 2.27 – Effetto della variabilità

2.3.3.6 Influenza della velocità

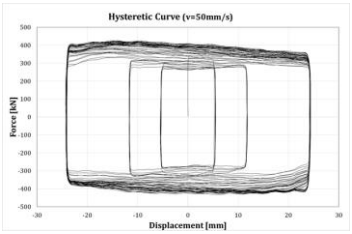
Analogamente ai test a bassa velocità, anche i test ad alta velocità sono stati eseguiti in due fasi separate. Nella prima sessione è stato effettuato un numero limitato di test, estendendo l'analisi a otto materiali. Successivamente sono stati effettuati ulteriori test solo sui materiali M1, M4, M6.



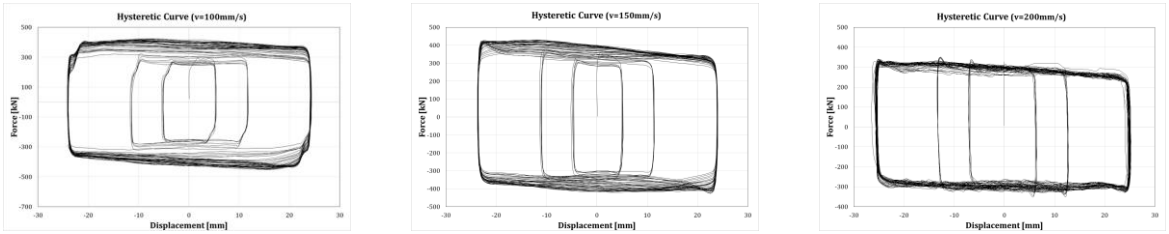
4 mm/s



10 mm/s



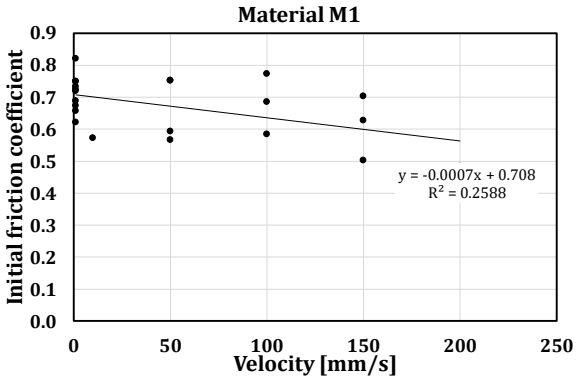
50 mm/s



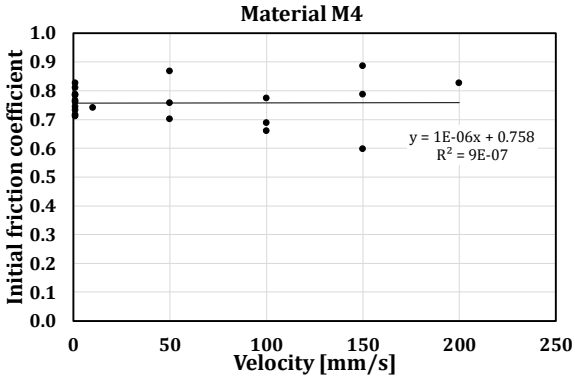
100 mm/s 150 mm/s 200 mm/s

Figure 2.28 – Variabilità della velocità – spessori M4

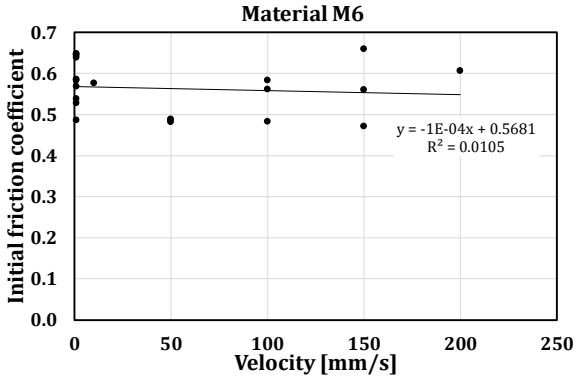
La prima fase del test ha riguardato 15 test ad alta velocità, con spessori di attrito rivestiti con i cinque materiali morbidi e tre duri precedentemente menzionati. Al contrario, la seconda fase ha riguardato 45 prove ad alta velocità solo su tre materiali (M1, M4 e M6).



a) Influenza della velocità – spessori M1



b) Influenza della velocità – spessori M4



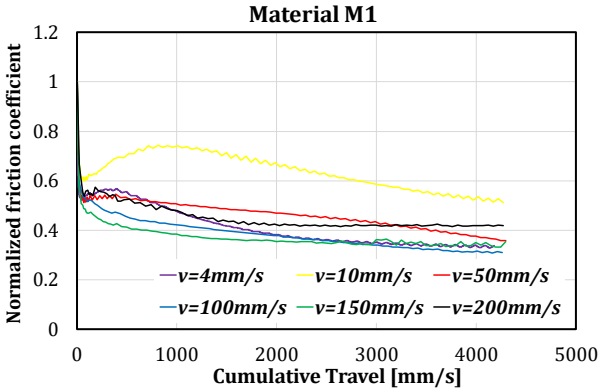
c) Influenza della velocità sugli spessori iniziali FC – M6

Figura 2.29 -Influenza della velocità sul valore iniziale del coefficiente ad attrito

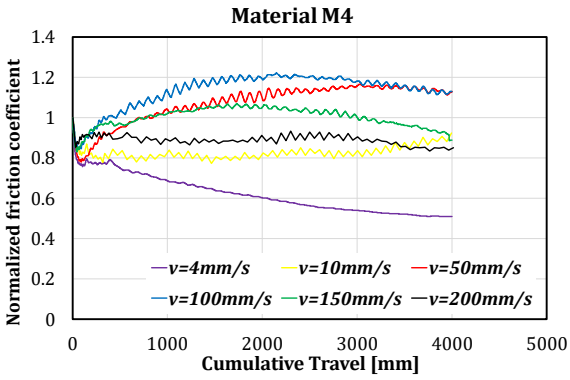
I test ad alta velocità hanno evidenziato una significativa dipendenza del coefficiente d’attrito dalla velocità. Questo è facilmente riconoscibile dai risultati del test, che sono rappresentati qui, a titolo di esempio, solo per il materiale M4 (Figure 2.28). Per gli altri materiali sono stati ottenuti risultati simili, anche se per il materiale M1 è stata osservata una certa instabilità dei cicli isteretici, solo per la velocità più alta considerata (200 mm / s). La velocità fornisce una modifica della forma dei cicli isteretici, ma non modifica in modo significativo il valore della forza di scorrimento iniziale. In effetti, come mostrato in Figura 2.29, il valore iniziale del coefficiente d’attrito osservato in tutte le prove ad alta velocità variava in valori minimo / massimo, che

rientrano nel normale intervallo statistico di variazione del coefficiente d’attrito per i tre materiali considerati. Inoltre, è stata osservata una correlazione molto debole per i tre materiali tracciando una linea di regressione del coefficiente di attrito iniziale rispetto alla velocità di scorrimento (regressione quasi orizzontale).

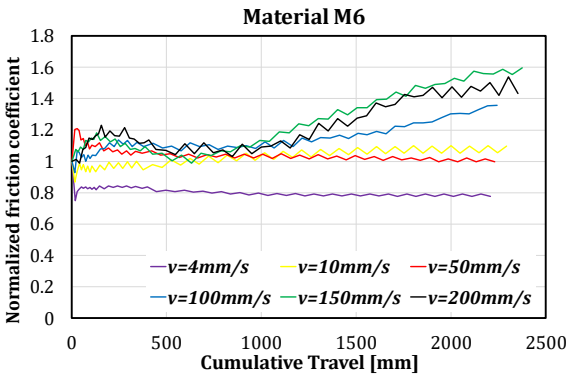
Tuttavia, i test hanno evidenziato che, sebbene la velocità non influisca in modo significativo sui valori del coefficiente d’attrito iniziale, essa fornisce un effetto rilevante sull'usura del materiale e sulla variazione delle forze del bullone durante le prove. In quasi tutte le prove cicliche è stato osservato che il degrado ciclico del coefficiente d’attrito è significativamente maggiore quando la velocità di scorrimento è bassa (quasi statica). Pertanto, normalmente, una stima conservativa dell'evoluzione del degrado del coefficiente d’attrito può essere ottenuta con prove a bassa velocità, normalmente eseguibili con schemi più semplici. Il degrado ciclico del coefficiente d’attrito non varia in modo uniforme con la velocità di scorrimento. Infatti, per i tre materiali, sono state osservate velocità di degrado differenti a seconda della velocità di prova. Ad esempio, facendo riferimento al materiale M4, si è osservato che la velocità di degrado del coefficiente d’attrito diminuisce aumentando la velocità nell'intervallo 4-100 mm / s, mentre aumenta nuovamente nell'intervallo di velocità 100-200 mm / s. Le somiglianze sono state osservate anche in altri casi, ma ogni materiale ha le proprie proprietà di degrado e non è possibile definire una regola generale. Il materiale M1 ha mostrato una leggera dipendenza del degrado del coefficiente d’attrito dalla velocità. Al contrario, il materiale M6 ha mostrato una risposta variabile a seconda della velocità di scorrimento.



a) *Dipendenza del degrado del coefficiente d’attrito dalla velocità – spessori M1*



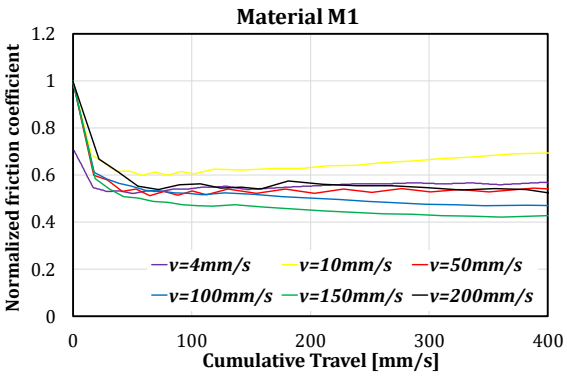
b) *Dipendenza del degrado del coefficiente d’attrito dalla velocità – spessori M4*



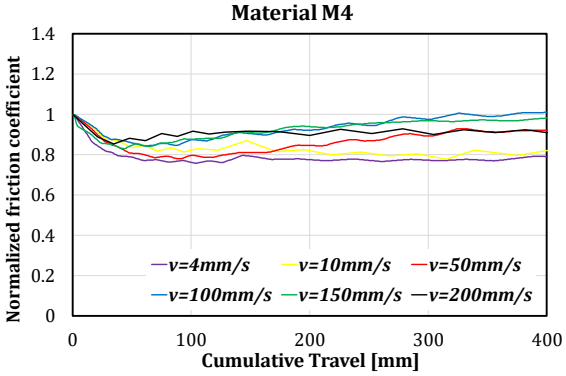
c) *Dipendenza del degrado del coefficiente d’attrito dalla velocità – spessori M6*

Figura 2.30 - Dipendenza del degrado del coefficiente d’attrito dalla velocità

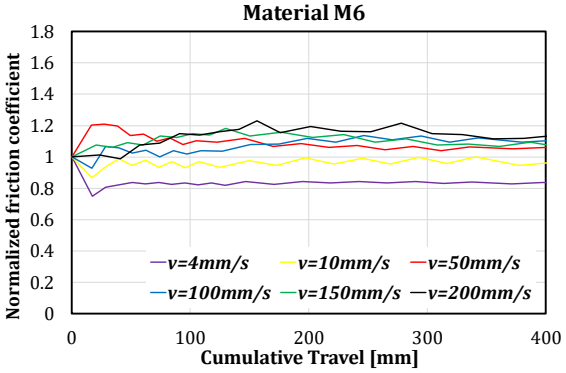
I materiali M4 e M6 hanno mostrato un possibile aumento del coefficiente d’attrito oltre il valore statico iniziale, a seconda della corsa cumulativa e della velocità di scorrimento. Nello specifico, il materiale M4 ha mostrato un aumento massimo del coefficiente d’attrito, rispetto al valore statico, di circa il 20%. Viceversa, il materiale M6 ha raggiunto, per valori molto grandi della corsa cumulativa, aumenti del 60%. Dal punto di vista progettuale, questo effetto può essere dannoso per l'applicazione dei principi del capacity design e, pertanto, deve essere considerato quando si stima la sovra-resistenza del dissipatore per la progettazione degli elementi non dissipativi della struttura. Tuttavia, si deve osservare che le prove ad alta velocità sono state eseguite considerando valori molto grandi dei viaggi cumulativi, che sono certamente al di là della richiesta di viaggio cumulativa che si verifica in caso di eventi sismici realistici. In situazioni pratiche, una stima veritiera della corsa massima cumulativa potrebbe essere fatta considerando la domanda derivante dall'adozione dei protocolli di carico standardizzati che sono normalmente assunti come riferimento per la caratterizzazione del comportamento del collegamento. Ad esempio, è facile verificare che se si considera il protocollo di carico AISC 358 per la prequalifica sismica, il braccio di leva di un giunto di riferimento è fissato, ad esempio, a 600 mm e la rotazione massima del giunto è fissata a 40 mrad, la stima del limite superiore della richiesta di corsa cumulativa nello smorzatore di attrito è pari a circa 400 mm. In Figura 2.31 vengono ridisegnati gli stessi schemi fissando l'ascissa massima a 400 mm. Ciò evidenzia che, all'interno di questo intervallo, la sovra-resistenza dinamica, rispetto al valore statico iniziale, è pari a circa 1 per i materiali M1 e M4 (morbido), mentre è pari a circa 1,2 per il materiale M6.



a) Dipendenza del degrado del coefficiente d’attrito sulla velocità fino a 400 mm – spessori M1



b) Dipendenza del degrado del coefficiente d’attrito sulla velocità fino a 400 mm – spessori M4



c) Dipendenza del degrado del coefficiente d’attrito sulla velocità fino a 400 mm – spessori M6

Figura 2.31 - Dipendenza del degrado del coefficiente d’attrito dalla velocità

2.4 PERDITE DI PRECARICO DURANTE LA VITA DI SERVIZIO

2.4.1 *Introduzione*

Diversi lavori hanno esaminato l'influenza delle tecniche di precarico, fenomeni di rilassamento, scorrimento dei rivestimenti, vibrazioni, auto allentamento, dimostrando che i bulloni precaricati subiscono sempre una perdita del precarico iniziale [49]-[51]. La perdita di precarico è generalmente significativa nelle prime 12 ore dopo il serraggio e una forte influenza sulla perdita complessiva è anche dovuta all'entità dei carichi esterni applicati alle connessioni [52]. Inoltre, i test a lungo termine mostrano tipicamente che dopo la fine degli effetti iniziali, la perdita di precarico risulta continua, obbedendo a una legge di evoluzione logaritmica [50]. La perdita di tensione iniziale del bullone è legata a diversi fenomeni, tra i quali i più importanti sono l'insufficiente pretensione iniziale dei bulloni, l'auto allentamento, il rilassamento, lo scorrimento, l'uso di un materiale non idoneo e l'applicazione di carichi esterni. Una rappresentazione schematica dell'evoluzione del precarico del bullone nel tempo è rappresentata nella Figura 2.32, dove si possono distinguere tre fasi. Immediatamente dopo il serraggio, il bullone subisce una perdita iniziale che è principalmente associata al processo di installazione. Questa perdita iniziale si verifica subito dopo il serraggio e aumenta con l'entità del precarico applicato, specialmente se il bullone viene serrato oltre il limite di snervamento [53]. Dopo l'installazione, appare una cosiddetta perdita a medio termine; diversi aspetti influenzano l'entità di questa perdita, come le variazioni di temperatura, i problemi di installazione e l'influenza dei carichi esterni. Infine, una perdita a lungo termine si verifica continuamente durante la vita della struttura e, dopo un certo tempo, il tasso di perdita diventa stabile.

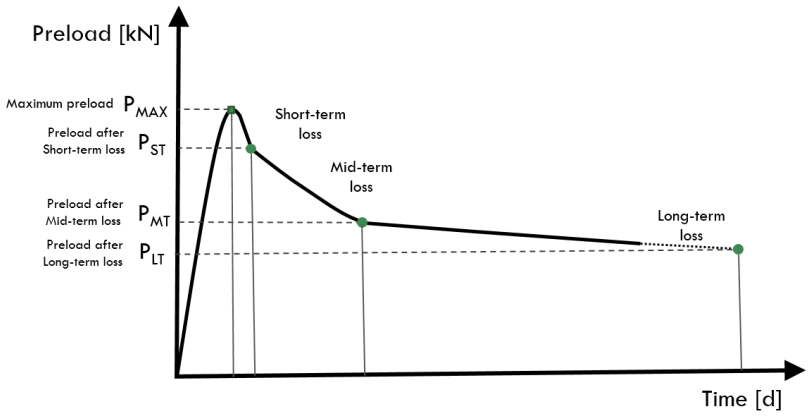
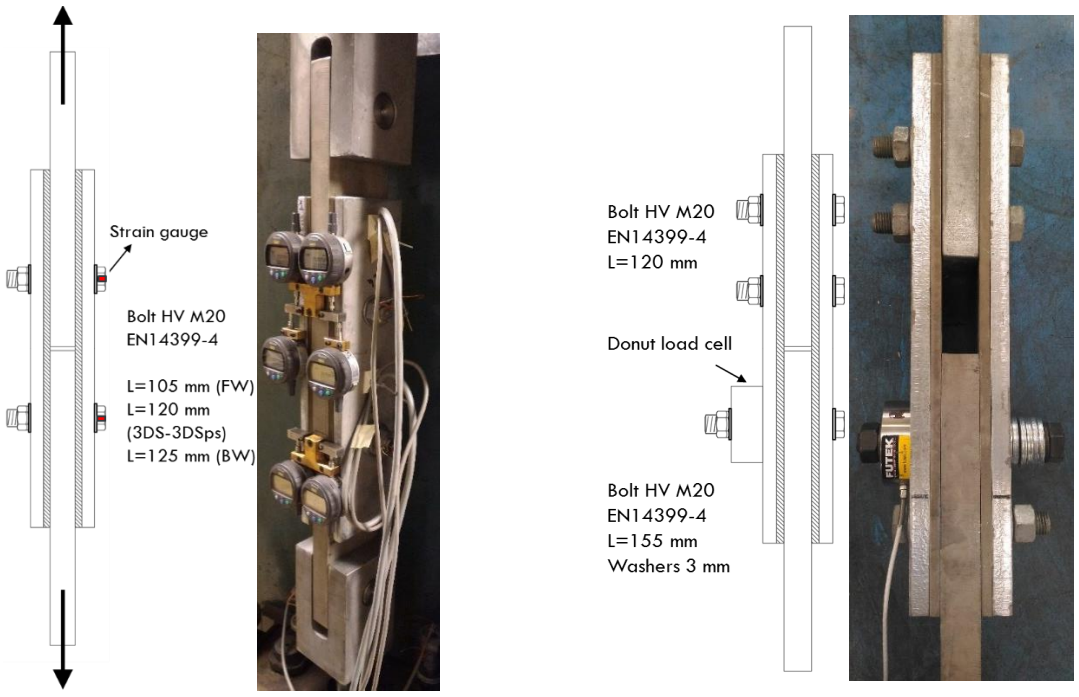


Figura 2.32 - Evoluzione del precarico nel tempo

Per caratterizzare la risposta dei bulloni precaricati applicati nei dispositivi di attrito, sono state condotte prove sperimentali presso l'Università degli Studi di Salerno e l'Università di Liegi durante il progetto FREEDAM (Figura 2.33). Al fine di caratterizzare la perdita di precarico,

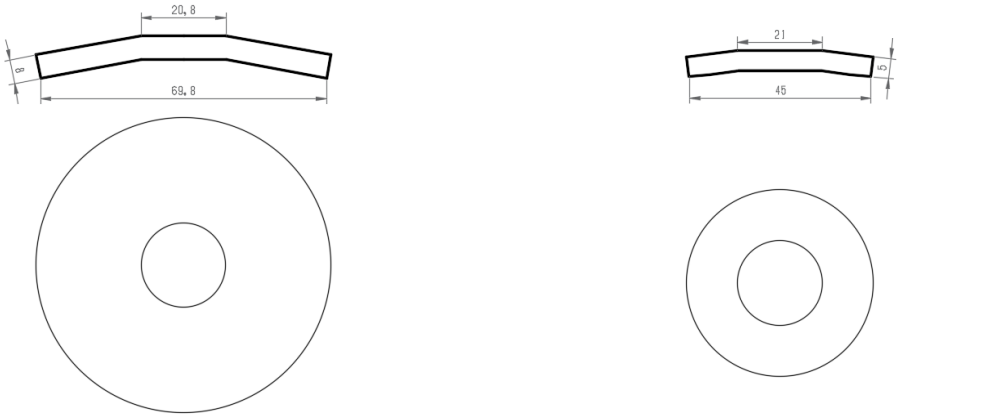
valutando le metodologie per limitare tale perdita, sono state esaminate quattro tipologie di assemblaggi bullonati dotati di diverse configurazioni di rondelle e molle a tazza. Inoltre, al fine di valutare sia la perdita a breve, che quella a medio e lungo termine, per ciascuna configurazione delle rondelle sono stati eseguiti test estesi per diversi periodi di tempo. Al fine di valutare il rilassamento a breve e medio termine, sono stati eseguiti 20 test a breve termine (estesi fino a 18 ore) e quattro test a medio termine (30 giorni). Inoltre, per le quattro diverse configurazioni di rondelle, sono stati eseguiti cinque test di rilassamento a lungo termine monitorando l'evoluzione delle forze del bullone in cinque mesi.



a) *Layout del test a lungo termine* *b) Layout del test a breve e medio termine*

Figura 2.33 - Layout dei test

Le prove sono state eseguite su collegamenti ad attrito simmetrico (SFC) composti da spessori (8 mm) rivestiti con un materiale di attrito (materiale M4), due piastre esterne zincate a caldo (15 mm) in acciaio S275JR e un piatto interno realizzato in acciaio inox AISI 304. I piatti sono stati preserrati con bulloni M20 10,9 HV. Il precarico del bullone target per il dispositivo è stato fissato pari a 120 kN, in quanto precedenti test sugli SFC hanno evidenziato l'effetto benefico fornito dalla riduzione della sollecitazione del bullone ad un range di lavoro limitato a circa il 30-70% del precarico di prova. Per tutte le prove, i bulloni sono stati dotati di dispositivi di misurazione della forza. Nelle prove di breve e medio termine l'evoluzione del precarico nei bulloni è stata rilevata utilizzando una cella di carico “donut” (capacità massima FUTEK LYH500 222,4 kN. Per le prove a lungo termine sono stati utilizzati estensimetri incorporati nel gambo del bullone.

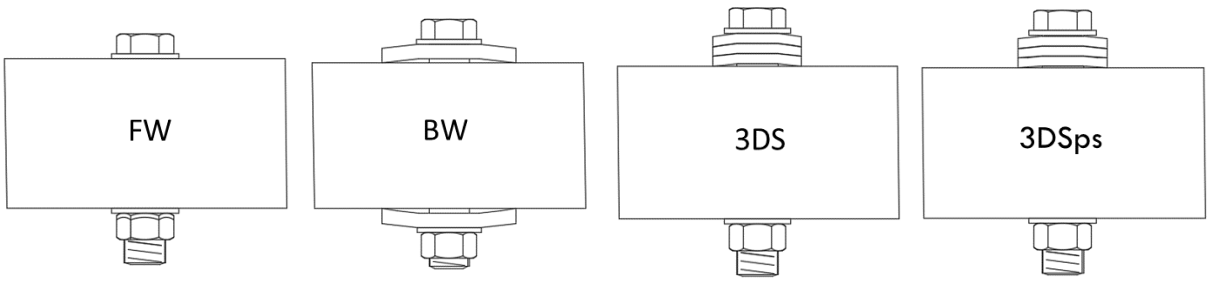


a) *Rondella (BW)* *b) DIN 6796 M20 Rondella (DS)*

Figura 2.34 – Rondella di tipo Belleville

In alcuni test, al fine di ridurre la perdita di precarico, sono state impiegate rondelle Belleville aventi la forma di un disco conico (Figura 2.34). Per valutare l'efficacia di queste molle sulla riduzione della perdita di precarico, in questo lavoro sono state esaminate due diverse tipologie di molle a tazza di forma conica: le molle a tazza europee standardizzate per bulloni M20 (DS DIN 6796 [54]) e un tipo personalizzato di rondella Belleville (Big Washer, BW). Le molle a tazza personalizzate sono preimpostate in officina. Ciò significa che sono completamente appiattite in fabbrica per indurire il materiale, assicurando un comportamento forza-spostamento perfettamente elastico. Al contrario, la tipologia europea di molla a tazza standardizzata è tipicamente prodotta senza preregolazione. Pertanto, è stato testato alternativamente nello stato “come consegnato” (non preimpostato), predisponendolo in laboratorio con macchina di prova universale.

Le molle personalizzate portano una forza pari a circa 120 kN. Al contrario, le molle a tazza europee conformi alla DIN6796 hanno un carico di appiattimento di circa 70 kN. Come suddetto, nel presente studio sono state testate quattro diverse configurazioni di rondelle. Gli schemi descritti in Figure 2.35 sono stati testati: i) una configurazione con rondella piana (FW) conforme alla EN14399-6 [55]; ii) una configurazione con una coppia di rondelle Belleville personalizzate (BW) preimpostate installate sia sotto la testa del bullone che sotto il dado; iii) un impilamento di 3 molle a tazza (3DS) in parallelo secondo DIN6796; iv) un impilamento di 3 molle a tazza in parallelo secondo DIN6796, preimpostate in laboratorio (3DSps).



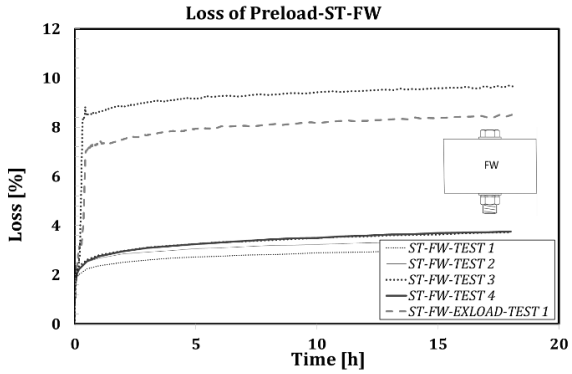
a) k_{FW}= 993.7 kN/mm *b) k_{BW}= 111.6 kN/mm* *c) k_{3DS}= 186.9 kN/mm* *d) k_{3DSps}=186.9 kN/mm*

Figure 2.35 – Configurazioni delle rondelle esaminate

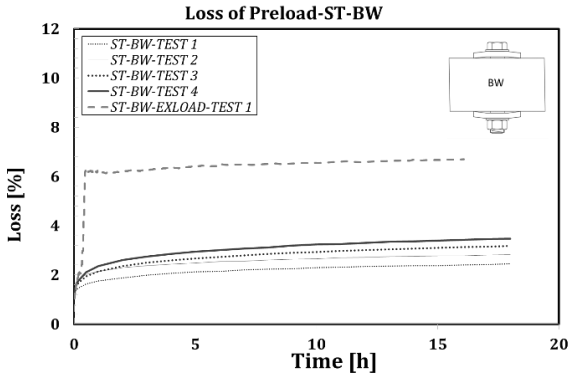
In questa sezione sono presentate tre campagne sperimentali per indagare i test a breve-medio e lungo termine. Tutti i test eseguiti sono stati denominati con stringhe di acronimo “ST-FW-TEST #”; dove le prime due lettere indicano il tipo di test, ST = a breve termine, MT = a medio termine e LT = a lungo termine; la seconda coppia di lettere individua le configurazioni dei bulloni, FW = Flat Washer, BW = Big Washer, 3DS = 3 Disk Springs e 3DSps = 3 Disk Springs Pre-Set e l'ultimo numero indica il numero di prova (1, 2, 3 ...) . La stessa stringa è stata utilizzata per la prova con il carico esterno applicato aggiungendo la stringa EXLOAD (EXternal LOAD) dopo la configurazione del bullone. Ad esempio, l'etichetta "ST-BW-EXLOAD-TEST1" indica il Test 1 a breve termine (ST) sulla configurazione Big Washer (BW) con un carico applicato esternamente (EXLOAD). Il carico esterno applicato ai giunti a taglio a sovrapposizione è determinato secondo EN1090-2 per prove di scorrimento prolungato ed è pari a 120 kN.

2.4.2 *Perdita di precarico a breve termine*

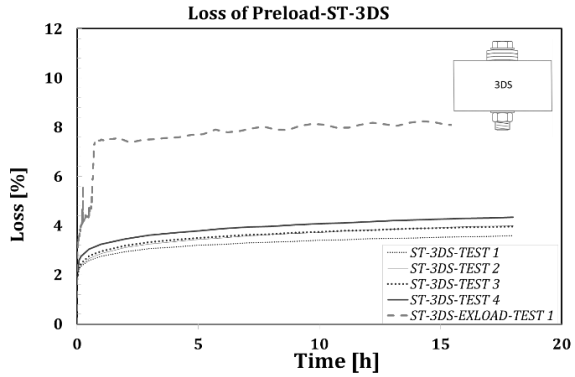
Al fine di valutare il rilassamento a breve termine nella connessione bullonata proposta, sono stati eseguiti 20 test (estesi fino a 18h) sul Layout 2 (Figura 2.36). Per ogni configurazione sono stati eseguiti cinque test. Le configurazioni esaminate delle rondelle sono le seguenti: a) le rondelle standard EN14399-6 senza molle a tazza; b) molla a disco personalizzata (BS); c) rondelle DIN 6796 senza preregolazione (3DS); d) Rondelle DIN 6796 con preregolazione (3DSps). Quattro delle cinque prove sono state eseguite senza carichi esterni nella connessione (ST - ## - TEST #), e la quinta prova è stata eseguita applicando un carico esterno pari a 120 kN (ST - ## - EXLOAD-TEST #) al dissipatore ad attrito elementare. Questo per stimare, separatamente, l'influenza del carico di trazione esterno sulla perdita di precarico. Tutti i risultati del test sono riassunti nella Figura 2.36.



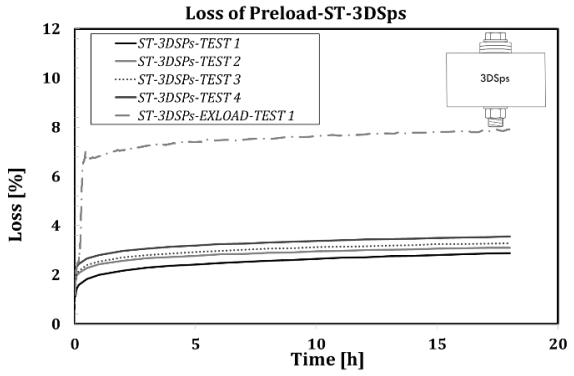
a) ST-FW



b) ST-BW



c) ST-3DS



d) ST-3DSps

Figura 2.36 – Risultati dei test a breve termine

Quando un carico di trazione viene applicato al dissipatore (ST - ## - EXLOAD-TEST #), si verifica una perdita istantanea del precarico. Ciò è dovuto all'assestamento dei rivestimenti tra la testa del bullone e il dado e le filettature dei bulloni. Per lo più, il carico applicato esternamente si traduce in una perdita concentrata alla fine del processo di carico. Tutti i test, infatti, mostrano uno spostamento delle curve di perdita-tempo proporzionale al carico applicato.

Nelle Tabella 2.1-Tabella 2.4, la perdita di precarico che si verifica nei gruppi imbullonati è riportata in termini di parametri statistici (valore medio 5% e 95% di frattili) per le fasi temporali 1h, 6h, 12h e 18h. La perdita è stimata come percentuale del valore di picco iniziale (120kN). Inoltre, la perdita attesa in 50 anni viene calcolata in ogni fase temporale con un'estrapolazione logaritmica dei dati fino a quella fase temporale, secondo la procedura indicata nella EN 1090-2. Le ultime due colonne di ciascuna tabella riportano la perdita di precarico e la stima della perdita di 50 anni per la prova con carico di trazione applicato; in questo caso, a causa del campione limitato testato, la valutazione statistica non è stata possibile.

Tabella 2.1 - Configurazione della relazione a breve termine FW

ST-FW TEST 1-4									ST-FW-EXLOAD-TEST1-2	
Time	μ [%]	σ [%]	CV	Fractile 5% [kN]	Fractile 95% [kN]	Loss after 50 years			Loss [%]	Loss in 50 years [%]
						Fractile 5%	μ [%]	Fractile 95%		
1h	2.65%	0.17%	6.39%	2.29%	3.01%	5.24%	6.93%	6.90%	8.15%	12.80%
6h	3.12%	0.15%	4.71%	2.81%	3.44%	5.46%	6.57%	6.68%	8.71%	13.16%
12h	3.34%	0.26%	7.91%	2.78%	3.91%	5.05%	6.45%	7.10%	8.97%	13.13%
18h	3.49%	0.29%	8.40%	2.86%	4.11%	4.98%	6.42%	7.16%	9.16%	13.23%

Tabella 2.2 - Configurazione della relazione a breve termine BW

ST-BW TEST 1-4									ST-BW-EXLOAD-TEST 1	
Time	μ [%]	σ [%]	CV	Fractile 5% [kN]	Fractile 95% [kN]	Loss in 50 years			Loss [%]	Loss in 50 years [%]
						Fractile 5%	μ [%]	Fractile 95%		
1h	2.10%	0.22%	10.35%	1.64%	2.56%	4.28%	5.49%	6.70%	6.17%	6.31%
6h	2.61%	0.31%	12.06%	1.94%	3.28%	4.08%	5.49%	6.90%	6.48%	7.07%
12h	2.84%	0.36%	12.55%	2.08%	3.60%	4.02%	5.49%	6.96%	6.60%	9.91%
18h	2.98%	0.39%	12.96%	2.16%	3.80%	3.97%	5.49%	7.00%	6.76%	9.22%

Tabella 2.3 - Configurazione della relazione a breve termine 3DS

ST-BW TEST 1-4									ST-BW-EXLOAD-TEST 1	
Time	μ [%]	σ [%]	CV	Fractile 5% [kN]	Fractile 95% [kN]	Loss in 50 years				
						Fractile 5%	μ [%]	Fractile 95%	Loss [%]	Loss in 50 years [%]
1h	2.96%	0.18%	6.08%	2.57%	3.34%	6.05%	6.95%	7.85%	7.55%	15.23%
6h	3.54%	0.22%	6.30%	3.07%	4.02%	6.01%	6.94%	7.88%	7.95%	13.38%
12h	3.81%	0.24%	6.39%	3.29%	4.33%	6.00%	6.95%	7.89%	8.12%	12.83%
18h	3.97%	0.27%	6.69%	3.40%	4.54%	5.96%	6.95%	7.94%	8.29%	12.59%

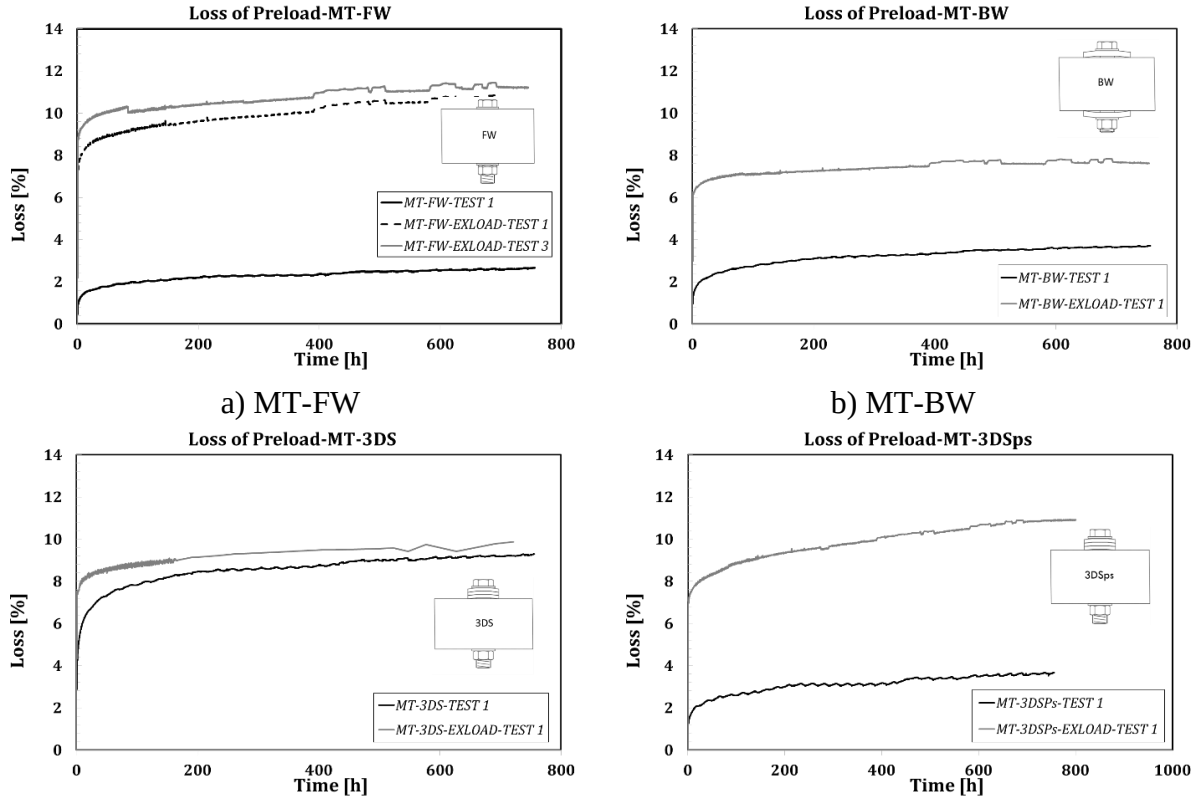
Tabella 2.4 - Configurazione della relazione a breve termine 3DSps

ST-3DSps TEST 1-4									ST-3DSps-EXLOAD-TEST 1	
Time	μ [%]	σ [%]	CV	Fractile 5% [kN]	Fractile 95% [kN]	Loss after 50 years				
						Fractile 5%	μ [%]	Fractile 95%	Loss [%]	Loss in 50 years [%]
1h	2.44%	0.29%	11.98%	1.82%	3.07%	4.13%	5.55%	6.97%	6.87%	12.28%
6h	2.88%	0.28%	9.56%	2.30%	3.47%	2.22%	5.52%	6.65%	7.47%	11.16%
12h	3.07%	0.26%	8.49%	2.52%	3.63%	4.51%	5.51%	6.51%	7.72%	11.18%
18h	3.20%	0.25%	7.76%	2.67%	3.73%	4.59%	5.50%	6.41%	7.85%	11.21%

La perdita a breve termine sembra avere un'entità simile per ciascuna configurazione studiata quando i carichi esterni non vengono applicati all'assieme (3,4% in media). Quando si considera il carico esterno, la configurazione FW, 3DS e 3DSps mostrano un livello di perdita comparabile (rispettivamente 9,16%, 8,29% e 7,85%), mentre la configurazione BW mostra una perdita leggermente inferiore del 6,76%

2.4.3 *Perdita di precarico a medio termine*

Seguendo lo stesso approccio adottato per le prove di breve durata e lo stesso layout, sono state eseguite quattro prove di rilassamento a medio termine, monitorando l'evoluzione della forza del bullone, fino a 30 giorni (720 ore). I test di medio termine hanno l'obiettivo principale di identificare la perdita che si manifesta nelle prime ore / giorni dopo il serraggio. Tuttavia, i test sono stati prolungati molto più a lungo per avere un'idea del tempo di stabilizzazione della perdita. I risultati riportati in Figura 2.37 sono sempre confrontati con il caso in cui viene applicato un carico di trazione esterno nel provino (MT - ## - EXLOAD-TEST #).



a) MT-FW b) MT-BW

c) MT-3DS d) MT-3DSps

Figura 2.37 - Risultati dei test a medio-termine.

Nella Tabella 2.5 sono forniti i risultati per i test con e senza i carichi esterni. Per il montaggio con FW, con carico applicato esternamente, sono disponibili due prove. Quindi, i valori si riferiscono alla media, utilizzando uno studio di regressione che fornisce le perdite attese in 50 anni sulla base dei test di rilassamento di 30 giorni. La tabella riporta entrambi i casi, quello con carico esterno (MT - ## - EXLOAD-TEST #) e quello senza (MT - ## -TEST #).

Tabella 2.5: Sommario dei test a medio-termine

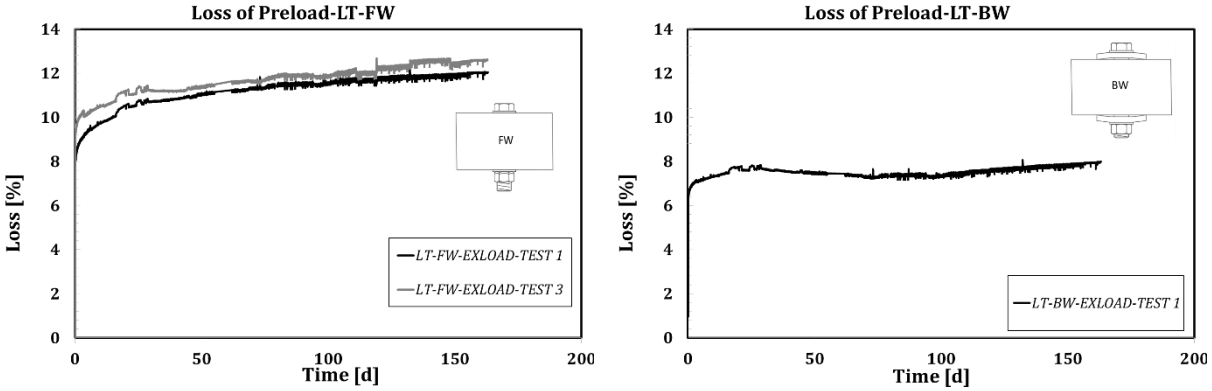
	MT-FW		MT-FW-EXLOAD		MT-BW		MT-BW-EXLOAD		MT-3DS		MT-3DS-EXLOAD		MT-3DSPs		MT-3DSps-EXLOAD	
Time	**Loss [%]**	**50y Loss [%]**	**Loss [%]**	**50y Loss [%]**	**Loss [%]**	**50y Loss [%]**	**Loss [%]**	**50y Loss [%]**	**Loss [%]**	**50y Loss [%]**	**Loss [%]**	**50y Loss [%]**	**Loss [%]**	**50y Loss [%]**	**Loss [%]**	**50y Loss [%]**
1h	0.89	0.9	8.62	12.54	1.22	4.18	6.17	6.31	3.8	13.99	7.55	16.23	1.17	4.12	6.82	12.28
6h	1.31	2.77	9.27	12.82	1.76	4.75	6.48	7.07	5.54	15.81	7.95	13.38	1.69	4.68	7.48	11.17
12h	1.48	3.17	9.49	12.85	1.99	5.00	6.60	9.19	6.17	15.94	8.12	12.84	1.92	4.94	7.73	11.17
18h	1.56	3.43	9.64	12.93	2.13	5.13	6.76	9.22	6.72	15.94	8.29	12.59	2.08	5.18	7.85	11.22
24h	1.6	4.18	9.77	13.00	2.2	5.13	6.81	7.75	6.72	15.82	8.41	12.19	2.10	5.18	8.00	11.48
7d	2.15	4.01	10.31	12.93	2.45	5.78	7.21	8.61	8.27	14.84	9.00	11.73	2.44	5.49	9.22	12.44
15d	2.32	4.19	10.70	12.97	3.29	6.06	7.47	9.11	8.65	14.28	9.35	11.78	3.10	5.87	9.90	15.92
30d	2.59	4.35	11.22	13.61	3.67	6.33	7.65	9.08	9.21	13.92	9.87	11.88	3.60	6.12	10.84	15.97

A livello globale non c'è una differenza significativa tra la perdita per gli assiemi FW, BW e 3DSps quando non vengono applicati carichi esterni. Al contrario, appare una perdita maggiore

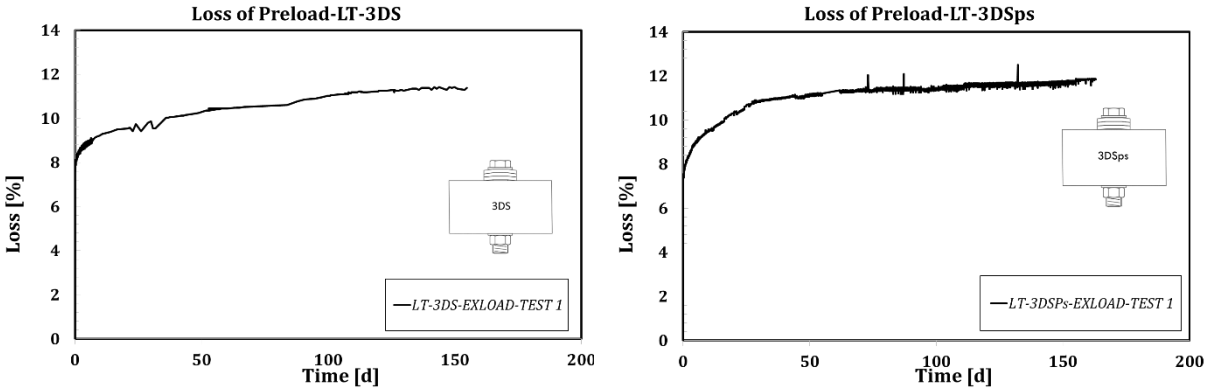
per l'assieme 3DS (9,21%), che è anche piuttosto vicina alla perdita subita quando si applica un carico esterno per lo stesso assieme (9,87%). Tuttavia, a causa del numero limitato di test, è piuttosto difficile generalizzare la risposta a medio termine.

2.4.4 *Perdita di precarico a lungo termine*

I test a lungo termine sono stati effettuati monitorando la perdita di precarico per un periodo di cinque mesi. I test sono stati eseguiti seguendo il protocollo per i test di “creep” estesi, secondo EN 1090-2. Lo scopo dell'approccio codificato è quello di individuare la pendenza della curva spostamento-log tempo, definendo, per estrapolazione, la perdita che si verifica nel tempo target. Nei test presentati in questo lavoro, la stabilizzazione è avvenuta dopo circa 2-3 mesi. Questo risultato è coerente con i risultati di altri autori, i quali, su dettagli simili, hanno scoperto che la stabilizzazione avviene solitamente prima dei 4 mesi [49]. Le prove sono state eseguite in una stanza a temperatura controllata con una temperatura costante di 20 ° C per tutta la durata della prova. L'obiettivo era misurare la variazione di deformazione subita dai bulloni, al fine di quantificare l'entità della perdita in un periodo di tempo a lungo termine tenendo conto dell'influenza del carico di servizio definito secondo EN 1090-2. Le misurazioni sono state registrate continuamente per cinque mesi prima e dopo l'applicazione del carico di trazione. Al fine di tracciare gli spostamenti del piatto dovuti allo scorrimento, sono stati posizionati sui provini sei indicatori (indicatore Digimatic ID-C112X / 1012X) con una precisione di 0,0025 mm. Sono stati inseriti dispositivi che misurano gli spostamenti relativi tra piatto interno e dissipatore ad attrito e gli spostamenti relativi tra piatto esterno e dissipatori ad attrito, che sono molto al di sotto della limitazione data dalla EN1090-2. Sono stati adottati sei dispositivi per controllare sia gli spostamenti relativi che quelli totali. Immediatamente dopo il serraggio dei bulloni, i sub assemblaggi sono stati inseriti nella macchina e il carico assiale di trazione è stato applicato. Le perdite di precarico ottenute durante cinque mesi, espresse come percentuale del precarico iniziale del bullone, sono riportate in Figura 2.38.



a) b)



c) d)

Figura 2.38 – Risultati dei test a lungo termine

Nel complesso, non c'è una differenza notevole tra i risultati per FW, 3DS e 3DSps, il che sta confermando i risultati già discussi per i test a breve e medio termine. La maggiore perdita di bulloni può essere rilevata per la configurazione con rondelle piatte, che stanno perdendo l'11,9% -12,3%. Ciò è in linea con i risultati attesi poiché non vi è alcuna possibilità per la rondella standard di compensare la perdita nel bullone. L'assemblaggio 3DS mostra una perdita dell'11,3%, che è ancora simile all'assemblaggio FW, in questo caso la mancanza di preregolazione delle molle a tazza le rende meno adatte all'applicazione corrente. Tuttavia, anche la configurazione 3DSps mostra risultati simili (11,6% in 5 mesi); in effetti, una perdita di precarico simile è stata registrata per questa configurazione. Il risultato ottenuto per il 3DSps (Belleville DIN6796) indica che, in questo caso, la perdita di precarico non è influenzata dalla procedura di pre-taratura. Con la configurazione BW si osserva una minore riduzione della perdita di precarico. Infatti, l'assemblaggio BW mostra una minore perdita di precarico in 5 mesi (7,4%). Questo risultato è in linea con la perdita di breve e medio termine presentata nei paragrafi precedenti. Tuttavia, per questo caso, l'evoluzione della perdita è leggermente diversa dagli altri casi. In effetti, la pendenza della perdita non è sempre positiva. Questo può essere il risultato del rilassamento, che porta a un lento scarico della rondella, che compensa la perdita di tensione nel bullone. Ciò può richiedere che la tensione del bullone diminuisca finché non è consentito lo scorrimento del bordo delle rondelle grandi sulla piastra inferiore. Maggiori dettagli sull'influenza di questo tipo di rondella sul precarico possono essere trovati in [56]. Da sottolineare che le prove sperimentali presentate, seppur in numero limitato, stanno confermando ed estendendo i risultati ottenuti in prove precedenti su dettagli simili [57]-[58]. Da notare che in tutti i casi esaminati la perdita di pretensione iniziale del bullone non è mai stata superiore al 16% del precarico di installazione. Dal punto di vista progettuale, questa informazione è molto importante perché evidenzia la necessità di adottare un fattore di sicurezza parziale relativo alla perdita di pretensione del bullone, che, sulla base delle analisi eseguite, potrebbe essere fissato conservativamente pari a 1,16. Dal punto di vista pratico, significa che per assicurare che i dispositivi non scorrino durante la vita prevista della struttura, i bulloni devono essere inizialmente precaricati con coppie di serraggio superiori del 16%.

2.5 PROGETTO E MODELLAZIONE AVANZATA DEI DISSIPATORI AD ATTRITO

2.5.1 *Valori di progetto del coefficiente d'attrito e modelli di regressione*

Al fine di fornire uno strumento veloce per la progettazione o modellare i dispositivi con i tre materiali di rivestimento che sono stati maggiormente studiati durante il progetto di ricerca FREEDAM (M1, M4 e M6), è stata condotta un'analisi di regressione dei dati di prova a bassa velocità (frattili del limite medio e superiore / inferiore). Per semplicità, sono considerati i dati dei test a bassa velocità perché, come mostrato in precedenza, forniscono la risposta più conservativa in termini di degrado ciclico. I risultati dello studio di regressione sono riassunti in Tabella 2.6. Il coefficiente d'attrito è espresso in funzione della corsa cumulativa attraverso la seguente equazione:

$$\mu_{eff} = A_0{\delta_t}^2 + B_0\delta_t + C_0 \qquad if\ \delta_t < k$$
$$\mu_{eff} = A_1{\delta_t}^2 + B_1\delta_t + C_1 \qquad if\ k < \delta_t < 400\ mm$$
$$\mu_{eff} = A_2{\delta_t}^2 + B_2\delta_t + C_2 \qquad if\ 400 < \delta_t < 1500\ mm$$
$$\mu_{eff} = A_3{\delta_t}^2 + B_3\delta_t + C_3 \qquad if\ 1500 < \delta_t < 4000\ mm$$

Tabella 2.6: Risultati dello studio di regressione

	Material M1			***Material M4***			***Material M6***		
	Fractile 5%	***average***	***Fractile 95%***	***Fractile 5%***	***average***	***Fractile 95%***	***Fractile 5%***	***average***	***Fractile 95%***
A_0	0	0	0	$6.35 \cdot 10^{-5}$	$7.34 \cdot 10^{-5}$	$7.934 \cdot 10^{-5}$	$1.2 \cdot 10^{-4}$	$9.83 \cdot 10^{-5}$	$8 \cdot 10^{-5}$
B_0	$-7.2 \cdot 10^{-3}$	$7.6 \cdot 10^{-3}$	$7.9 \cdot 10^{-3}$	$-6.35 \cdot 10^{-3}$	$-7.34 \cdot 10^{-3}$	$-7.934 \cdot 10^{-3}$	$-6.7 \cdot 10^{-3}$	$-6.84 \cdot 10^{-3}$	$-7.1 \cdot 10^{-3}$
C_0	0.61	0.69	0.79	0.69	0.76	0.84	0.52	0.60	0.68
A_1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B_1	$2 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-4}$	0	0	0	0	$-4.3 \cdot 10^{-5}$	$-2.11 \cdot 10^{-5}$	$-8.69 \cdot 10^{-7}$
C_1	0.43	0.50	0.59	0.53	0.58	0.64	0.487	0.504	0.521
A_2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B_2	$-1.1 \cdot 10^{-4}$	$-1.6 \cdot 10^{-4}$	$-1.1 \cdot 10^{-4}$	$-1.233 \cdot 10^{-4}$	$-9.096 \cdot 10^{-5}$	$-7.37 \cdot 10^{-5}$	$-3.63 \cdot 10^{-5}$	$-3.01 \cdot 10^{-5}$	$-2.39 \cdot 10^{-5}$
C_2	0.55	0.64	0.63	0.579	0.616	0.669	0.484	0.508	0.532
A_3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B_3	$-4 \cdot 10^{-5}$	$-3 \cdot 10^{-5}$	$-5 \cdot 10^{-5}$	$-5.32 \cdot 10^{-5}$	$-4.41 \cdot 10^{-5}$	$-3.09 \cdot 10^{-5}$	0	0	0
C_3	0.45	0.44	0.54	0.474	0.545	0.604	0.43	0.463	0.496
k		25			50			50	

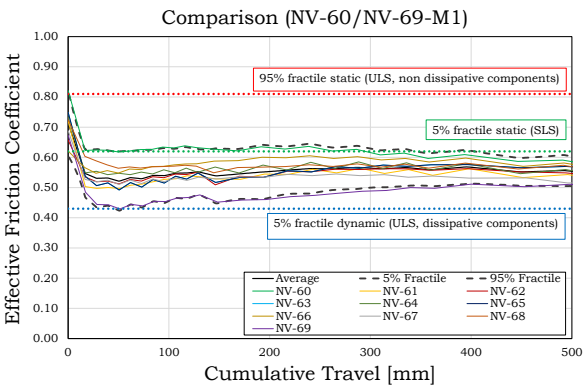
Inoltre, iniziando dai risultati ottenuti nelle sezioni precedenti, sono stati derivati i principali parametri da utilizzare per il progetto delle connessioni dissipative con i tre materiali descritti in questo documento. Come accennato in precedenza, il progetto di un dispositivo ad attrito richiede almeno tre diversi valori del coefficiente di attrito, che sono: il valore da utilizzare per le verifiche allo stato limite di esercizio, il valore per progettare la resistenza dei dissipatori e il valore limite

superiore del coefficiente di attrito per progettare le parti non dissipative della struttura (in caso di struttura a basso danneggiamento sono collegamenti, travi e colonne). In particolare, affrontando le verifiche SLS, è necessario assicurarsi che i collegamenti ad attrito non si attivino al verificarsi di condizioni di carico statico o al verificarsi di eventi sismici moderati. In tutte queste combinazioni di carico, deve essere utilizzato il valore caratteristico del coefficiente di attrito statico. Per quanto riguarda i dissipatori, per garantire una corretta dissipazione di energia a SLU è necessario considerare il valore minimo atteso del coefficiente di attrito dinamico, ovvero il valore caratteristico del coefficiente di attrito dinamico. Inoltre, per la progettazione ULS delle parti non dissipative della struttura, che in questo caso sono rappresentate dalle travi, dalle colonne e dagli elementi di raccordo, si deve considerare il valore atteso più alto del coefficiente di attrito statico, ovvero il 95 % frattile del coefficiente di attrito statico. Questo è infatti il valore massimo possibile che, dal punto di vista statistico, gli elementi non dissipativi devono sopportare, prima che si verifichi lo scorrimento dei dispositivi dissipativi. A questo scopo, per uno qualsiasi dei tre materiali, per ogni set di 10 dati, sono stati valutati i valori effettivi ed effettivi dei coefficienti di attrito statico, riassumendo i risultati in Tabella 2.7.

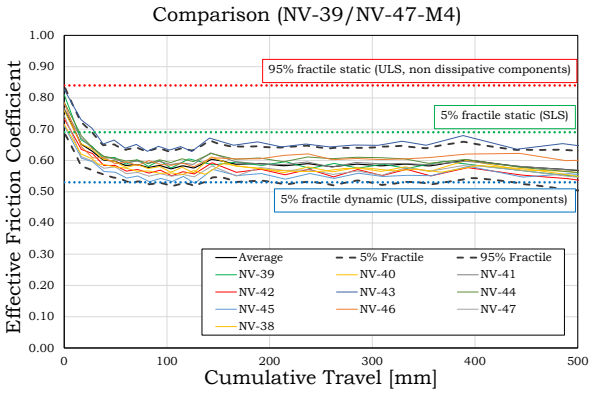
Tabella 2.7: Variazione statistica del coefficiente d’attrito statico

Material M1				***Material M4***				***Material M6***			
TEST n°		$\mu_{0,effective}$	$\mu_{0,actual}$	***TEST n°***		$\mu_{0,effective}$	$\mu_{0,actual}$	***TEST n°***		$\mu_{0,effective}$	$\mu_{0,actual}$
NV	***60***	0.82	0.84	***NV***	***38***	0.72	0.74	***NV***	***49***	0.64	0.65
NV	***61***	0.72	0.73	***NV***	***39***	0.81	0.85	***NV***	***50***	0.63	0.63
NV	***62***	0.66	0.67	***NV***	***40***	0.76	0.81	***NV***	***51***	0.57	0.57
NV	***63***	0.75	0.77	***NV***	***41***	0.77	0.80	***NV***	***52***	0.54	0.55
NV	***64***	0.73	0.75	***NV***	***42***	0.73	0.76	***NV***	***53***	0.59	0.59
NV	***65***	0.75	0.77	***NV***	***43***	0.83	0.86	***NV***	***54***	0.65	0.65
NV	***66***	0.62	0.62	***NV***	***44***	0.79	0.82	***NV***	***55***	0.58	0.59
NV	***67***	0.69	0.70	***NV***	***45***	0.71	0.74	***NV***	***56***	0.64	0.65
NV	***68***	0.72	0.74	***NV***	***46***	0.78	0.81	***NV***	***57***	0.65	0.65
NV	***69***	0.67	0.69	***NV***	***47***	0.74	0.77	***NV***	***58***	0.53	0.53
MEAN		*0.71*	*0.73*	***MEAN***		*0.76*	*0.79*	***MEAN***		*0.60*	*0.61*
DEV ST		*0.06*	*0.061*	***DEV ST***		*0.04*	*0.041*	***DEV ST***		*0.05*	*0.047*
CV		*0.08*	*0.084*	***CV***		*0.05*	*0.052*	***CV***		*0.08*	*0.077*
Fractile 5%		*0.62*	*0.61*	***Fractile 5%***		*0.69*	*0.72*	***Fractile 5%***		*0.52*	*0.52*
Fractile 95%		*0.81*	*0.85*	***Fractile 95%***		*0.84*	*0.87*	***Fractile 95%***		*0.68*	*0.70*

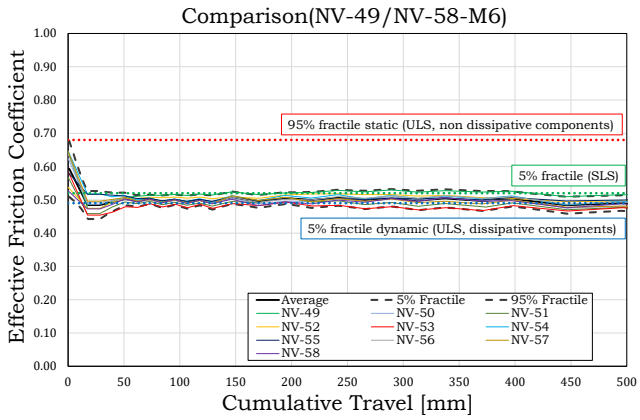
Come descritto in precedenza, questi valori, unitamente al 5% di frattili dei coefficienti di attrito dinamico valutati in corrispondenza del primo ciclo stabilizzato, rappresentano i valori necessari per progettare le connessioni ad attrito.



a) Sequenza di applicazione della coppia torcente



b) Diagramma tipico coppia torcente vs precarico



c) Sequenza di applicazione della coppia torcente

Figura 2.39 – Valori di Progetto del coefficiente d’attrito per i materiali esaminati

I significati di questi coefficienti d’attrito sono rappresentati in Figura 2.39, mentre per semplicità, sono riassunti in Tabella 2.8.

Tabella 2.8: Valori di progetto dei coefficienti d’attrito

Materiale M1		***Materiale M4***		***Materiale M6***	
Progetto FC	$\mu_{0,d}$	***Progetto FC***	$\mu_{0,d}$	***Progetto FC***	$\mu_{0,d}$
Static 5% fractile	0.62	Static 5% fractile	0.69	Static 5% fractile	0.52
Static 95% fractile	0.81	Static 95% fractile	0.84	Static 95% fractile	0.68
Dynamic 5% fractile	0.43	Dynamic 5%	0.53	Dynamic 5% fractile	0.49

2.6 BIBLIOGRAFIA

[1] Kelly, J., Skinner, R. & Heine, A., 1972. Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake Resistant Structures. Bullettin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 5(3), pp.63-88.

[2] Skinner, R., Kelly, J. & Heine, A., 1975. Hysteresis Dampers for Earthquake Resistant Structures. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 3, pp.287-96.

[3] Aiken, I., Nims, D., Whittaker, A. & Kelly, J., 1993. Testing of Passive Energy Dissipation Systems. Earthquake Spectra, 9(3).

[4] Christopoulos, C. & Filiatrault, A., 2006. Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation. Pavia: IUSS PRESS.

[5] Soong, T. & Spencer Jr, B., 2002. Supplemental Energy Dissipation: State-of-the-Art and State-of-the-Practice. Engineering Structures, 24, pp.243-59.

[6] Cahis, X., Bozzo, L., Foti, D. & Torres, L., 1997. An Energy Dissipating Device for Seismic Protection of Masonry Walls. In L'ingegneria Sismica in Italia. Taormina, Italia, 1997.

[7] Kobori, T. et al., 1992. Development of Hysteresis Steel Dampers. In Earthquake Engineering Tenth World Conference., 1992.

[8] Nakashima, M., 1995. Strain-Hardening Behavior of Shear Panels made of Low-yield Steel: Test. Journal of Structural Engineering ASCE, 121(12), pp.1742-49.

[9] Whittaker, A., Bertero, V., Alonso, J. & Thompson, C., 1989. UCB/EERC-89/02 Earthquake Simulator Testing of Steel Plate Added Damping and Stiffness Elements. Berkeley: College of Engineering University of California.

[10] Alonso, J., 1989. Mechanical Characteristics of X-Plate Energy Dissipators. Berkeley: University of California.

[11] Takenaka Komuten KK, 1989. ANTI-SEISMIC DAMPER USING BOLT DRIVE. Patent. Priority JP20211389A·1989-08-03

[12] Grigorian CE, Yang TS, Popov EP. 1993 “Slotted bolted connection energy dissipators”. Earthquake Spectra. Vol.9, No.3, pp.491-504.

[13] MacRae G.A., Clifton G.C., Mackinven H., Mago N., Butterworth J., Pampanin S. “The sliding hinge joint moment connection.” Bulletin of New Zealand society for earthquake engineering, vol.43, n.3, September 2010.

[14] Khoo, H., Clifton, C. Butterworth, J. MacRae, G. Ferguson, G. 2012. “Influence of steel shim hardness on the sliding hinge joint performance”. Journal f Constructional Steel Research, 72, 119-129.

[15] Pall, A. & Marsh, C., 1981. Response of Friction Damped Braced Frames. Journal of the Structural Division, 108(6), pp.1313-23.

[16] Tremblay, R. & Stiemer, S., 1993. Energy Dissipation through Friction Bolted Connections in Concentrically Braced Steel Frames. ATC 17-1 Seminar on Seismic Isolation, 2, pp.557-68.

[17] Mualla, I. & Belev, B., 2002. Seismic Response of Steel Frames Equiped with a New Friction Damper Device Under Earthquake Excitation. Engineering Structures, 24(3), pp.365-71.

[18] Clifton GC, Butterworth JW, (2000). Moment-resisting steel framed seismic-resisting systems with semi-rigid connections 12th WCEE, Auckland, New Zealand.
[19] G. C. Clifton, J. Butterworth, and J. Weber, “Moment-resisting steel framed seismic-resisting systems with semi-rigid connections",” SESOC, vol. 11, no. 2, pp. 21–52, 1988.
[20] MacRae G.A., Clifton G.C., Mackinven H., Mago N., Butterworth J., Pampanin S. “The sliding hinge joint moment connection.” Bulletin of New Zealand society for earthquake engineering, vol.43, n.3, September 2010.
[21] S. Ramhormozian, G. Clifton, D. Cvitanich, S. Maetzig, and G. Macrae, “Recent Developments on the Sliding Hinge Joint,” in The 2016 New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE) Annual Technical Conference, 2016.
[22] S. Kishiki, S. Yamada, T.Takeuchi, K. Suzuki, E. Saeki, A. Wada.. 2004. “New ductile steel frames limiting damage to connection elements at bottom flange of beam-ends: part 2 cyclic loading tests of frames with a concrete slab. Proc. 13th WCEE.
[23] M. Latour, V. Piluso, and G. Rizzano, “Free from damage beam-to-column joints: Testing and design of DST connections with friction pads,” Eng. Struct., 2015.
[24] M. Latour, V. Piluso, and G. Rizzano, “Experimental analysis of innovative dissipative bolted double split tee beam-to-column connections,” Steel Constr., 2011.
[25] Cahis, X., Bozzo, L., Foti, D. & Torres, L., 1997. An Energy Dissipating Device for Seismic Protection of Masonry Walls. In L'ingegneria Sismica in Italia. Taormina, Italia, 1997.
[26] EUROCODE 0. Basis of structural design. CEN, 2010.
[27] EN 1090-2. Execution of steel structures and aluminium structures: technical requirements for steel structures. CEN, 2008.
[28] Bowden, F. & Tabor, D., 1950. The Friction and Lubrication of Solids: part I. Oxford: Oxford University Press.
[29] Halling, J., 1978. Principles of Tribology. London: Macmilln Education LTD.
[30] Persson, B., 2000. Sliding Friction. Berlin: Springer.
[31] Zhang, S., 1998. State-of-the art of Polymer Tribology. Tribology International, 31, pp.49-60.
[32] Schallamach, A., 1958. Friction and Abrasion of Rubber. Wear, 1, pp.384-417.
[33] Shooter, K. & Thomas, R., 1952. Frictional Properties of some Plastics. Research, 2, pp.533-39.
[34] Rees, B., 1957. Static Friction of Bulk Polymers over a Temerature Range. Research, 10, pp.331-38.
[35] Schallamach, A., 1952. The Load Dependance of Rubber Friction. In Phys Soc., 1952
[36] Thirion, P., 1948. Les Coefficients d'Adherence du Caoutchouc. Rubber Chemistry and Technology, 21, pp.505-15.
[37] Ratner, S. & Sokolskaya, V., 1956. The Influence of the Hardness of Rubber on its Coefficient of Static Friction without Lubrication. Rubber Chem. Technol., 29, pp.829-33.
[38] Mualla, I., 2000. “Experimental evaluation of new friction damper device”.12th WCEE, Auckland, New
[39] Voiculescu, D., Dalban, C., 1999. “Behaviour of steel concentrically braced frames with friction dissipation devices”. SDSS ’99, Timisoara, RomaniaZealand.

[40] Ono, S., Nakahira, K., Tsujioka, S., Uno, N., 1996. "Energy absorption capacity of thermally sprayed aluminum friction dampers". Journal of Thermal Spray Technology, 5(3), 303-309.
[41] C. Heistermann, M. Veljkovic, R. Simões, C. Rebelo, L. Simões da Silva. (2013). Design of slip resistant lap joints with long open slotted holes. Journal of Constructional Steel Research, Volume 82, March 2013, Pages 223-233
[42] M.Pavlović, C. Heistermann, M. Veljković, D.l Pak, M. Feldmann, C. Rebelo, L. Simões da Silva. (2015). Friction connection vs. ring flange connection in steel towers for wind converters. Engineering Structures, Volume 98, 1 September 2015, Pages 151-162
[43] Latour M, Piluso V, Rizzano G. (2014). Experimental Analysis of Friction Materials for supplemental damping devices. Construction and Building Materials.
[44] Voiculescu, D., Dalban, C., 1999. "Behaviour of steel concentrically braced frames with friction dissipation devices". SDSS '99, Timisoara, RomaniaZealand.
[45] EN10088-1, 2005. Part 1: List of stainless steels
[46] EN 14399-4 (2006). High-strength structural bolting assemblies for preloading –Part 4: System HV –Hexagon bolt and nut assemblies
[47] EN 15129, (2009). Anti-seismic devices
[48] G. P. Davet, "Using Belleville Springs To Maintain Bolt Preload," 1997.
[49] C. Heistermann, "Behaviour of Pretensioned Bolts in Friction Connections," 2011.
[50] C. Heistermann, M. Veljkovic, R. Simões, C. Rebelo, and L. Simões da Silva, "Design of slip resistant lap joints with long open slotted holes," Journal of Constructional Steel Research, 2013.
[51] M. Veljkovic, "Achievements of HISTWIN project," 2015.
[52] "FINITE ELEMENT ANALYSIS OF LAP JOINTS." [Online]. Available: https://www.steelconstruct.com//gsPublications/Eurosteel2014-Christine_Heistermann.pdf. [Accessed: 11-Apr-2016].
[53] C. Heistermann, "Resistance of Friction Connections with Open Slotted Holes in Towers for Wind Turbines," 2014.
[54] "DIN 6796. Conical spring washers for bolted connections."
[55] CEN, "EN 14399-6. High-strength structural bolting assemblies for preloading - Part 6: Plain chamfered washers," no. June, 2006.
[56] S. Ramhormozian, G. C. Clifton, G. A. MacRae, and G. P. Davet, "Stiffness-based approach for Belleville springs use in friction sliding structural connections," J. Constr. Steel Res., vol. 138, pp. 340–356, Nov. 2017.
[57] M. D'Antimo, J.-F. Demonceau, M. Latour, G. Rizzano, and J.-P. Jaspart, "Experimental investigation of the creep effect on prestressed bolts used in innovative friction connections," Ce/Papers, vol. 1, no. 2–3, pp. 580–589, 2017.
[58] G. Ferrante Cavallaro, M. Latour, A. B. Francavilla, V. Piluso, and G. Rizzano, "Standardised friction damper bolt assemblies time-related relaxation and installed tension variability," J. Constr. Steel Res., vol. 141, pp. 145–155, 2018.

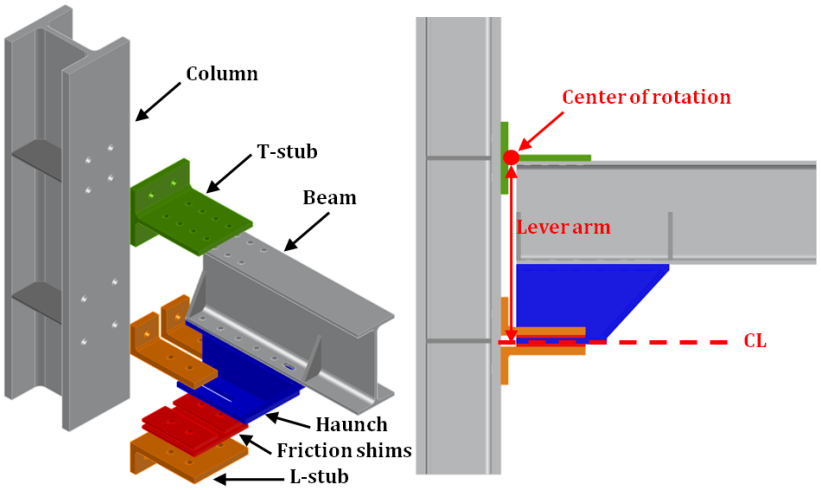
CAPITOLO 3

SVILUPPO DELLE CONNESSIONI FREEDAM

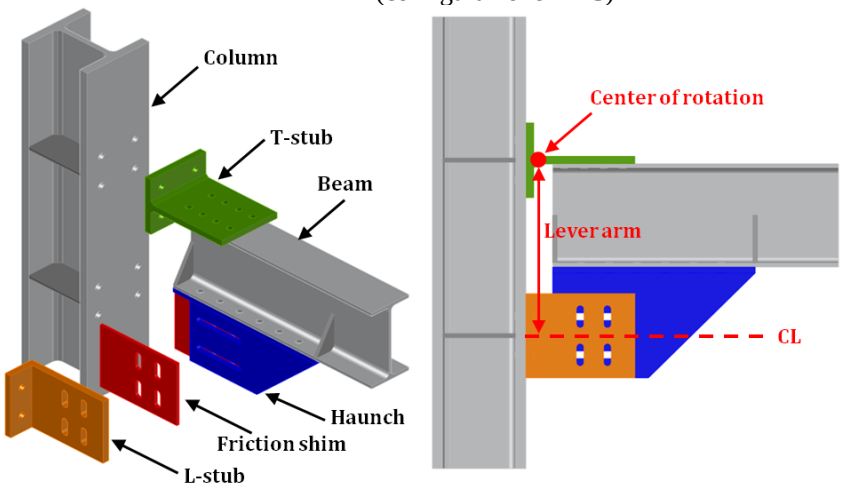
3.1 INTRODUZIONE

Negli ultimi anni, la comunità scientifica ha mostrato grande interesse per l’utilizzo di dispositivi antisismici sostituibili introdotti nei collegamenti trave-colonna [1-11] poiché essi mostrano una alta capacità di dissipare energia ed una conseguente riduzione della domanda di duttilità globale e locale. Ad oggi, è stata proposta una grande varietà di dissipatori fornendo sistemi basati sull’attivazione di semplici meccanismi dissipativi come lo snervamento dei metalli, l’attrito e la viscosità dei fluidi [12,13]. L’applicazione di questi dispositivi è stata maggiormente suggerita nell’ambito delle strategie di progetto basate sulla dissipazione supplementare di energia.
Ciononostante, sebbene l’introduzione dei dispositivi antisismici riduca il danno strutturale, gli spostamenti laterali che sono necessari per attivare i dissipatori portano al danneggiamento dei principali elementi strutturali che possono poi essere difficilmente riparati.
Per tale motivo, recentemente è stato proposto un nuovo approccio basato sull’idea di adottare nelle strutture in acciaio, collegamenti equipaggiati con dissipatori che permettono una significativa riduzione del danno strutturale. In tale tipologia nodale rientrano, ad esempio, gli “Sliding Hinge Joint” (SHJ) sviluppati all’Università di Auckland a partire dal 2004 [14-20]. Questi nodi, quando utilizzati in strutture a telaio, consentono grandi rotazioni plastiche del nodo trave-colonna mediante lo scorrimento di un dissipatore ad attrito asimmetrico (AFDs) posizionato in corrispondenza della flangia inferiore della trave [21-24]. Questa tipologia nodale, essendo rigida e a parziale ripristino di resistenza, permette di limitare lo spostamento laterale della struttura e, contemporaneamente, di proteggere dallo snervamento l’estremità della trave e di evitare un sovradimensionamento della colonna derivante dall’applicazione dei criteri di gerarchia trave-colonna previsti dalle norme.
Recentemente, nell’ambito di un importante lavoro di ricerca volto allo sviluppo, al progetto e alla sperimentazione di collegamenti trave-colonna dotati di dissipatori ad attrito, sono stati proposti collegamenti trave-colonna con un layout basato sull’introduzione di dissipatori ad attrito simmetrici (SFDs) [25-35]. Questo tipo di connessione permette di ottenere gli stessi benefici forniti dai nodi tipo SHJ (rigidezza, resistenza, duttilità ed alta capacità di dissipare energia) mediante l’uso di un kit completamente realizzato in officina e poi bullonato agli elementi strutturali direttamente in sito. Il più grande vantaggio dell’utilizzo di un kit industrializzato è il preciso controllo della qualità del piatto rivestito con il materiale ad attrito e della procedura di serraggio. Infatti, questi due aspetti sono fondamentali per il corretto funzionamento del dispositivo ad attrito e necessitano di stretto controllo durante il processo di produzione. Con l’obiettivo di assicurare il disassemblaggio del dispositivo ad attrito, esso è realizzato mediante un ringrosso asolato bullonato alla flangia della trave, agli angolari ed al piatto rivestito con materiale ad attrito tramite bulloni ad alta resistenza adatti al preserraggio.
Sono state analizzate due diverse configurazioni denominate “configurazione-HFC” in cui il ringrosso è parallelo alla flangia della trave e “configurazione-VFC” dove il ringrosso è ortogonale alla flangia della trave (Fig. 3.1).

Quando sollecitato a flessione, il nodo è forzato a ruotare intorno ad un punto situato alla base dell’anima del T-stub superiore e la capacità di dissipare energia è fornita dallo scorrimento del ringrosso lungo il piatto rivestito con materiale ad attrito.
Un altro vantaggio legato all’utilizzo del ringrosso è dato dalla possibilità di incrementare il braccio di leva e di ridurre, conseguentemente, la forza da trasmettere ai dissipatori ad attrito per soddisfare i requisiti agli stati limiti di esercizio.



a) Collegamento ad attrito equipaggiato con l’asse del dissipatore parallelo alla flangia della trave (configurazione-HFC)



b) Collegamento ad attrito equipaggiato con l’asse del dissipatore parallelo all’anima della trave (configurazione-VFC)

Figura 3.1. – Layout dei collegamenti con dissipatori ad attrito (SFD)

Studi sperimentali rivolti all’analisi di questa specifica tipologia nodale hanno posto l’attenzione su importanti aspetti legati al comportamento nodale, come la risposta dei piatti ad attrito quando sollecitati da storie di spostamenti cicliche, il comportamento dei bulloni precaricati in fase di installazione ed in esercizio, la modellazione agli elementi finiti (modelli FEM) dei collegamenti trave-colonna con dissipatori ad attrito e la risposta della componente ad attrito quando soggetta ad impatti [25-36].

Nell’ambito del progetto FREEDAM è stata posta l’attenzione sui sotto-assemblaggi capaci di rappresentare il comportamento dei nodi interni ed esterni di un telaio reale, ed in particolare è stata svolta un’ampia campagna di prove con l’obiettivo di valutare sperimentalmente la risposta dei nodi ad attrito.
I risultati dei test sperimentali hanno permesso la validazione dei criteri di progetto per i nodi ad attrito sviluppati durante il progetto e la calibrazione dei modelli FEM utilizzati per studi parametrici. In particolare, il principale obiettivo dell’attività sperimentale è verificare la capacità di dissipare l’energia sismica in ingresso senza danneggiamenti della connessione trave-colonna proposta. A tal scopo, sono stati eseguiti 16 prove sperimentali. In particolare, sono state eseguite 8 prove su collegamenti esterni presso l’Università di Salerno ed 8 prove su collegamenti interni presso l’Università di Coimbra.
I provini sono stati progettati seguendo, per tutte le componenti nodali ad eccezione dei dissipatori ad attrito, il metodo proposto dell’Eurocodice 3 parte 1-8. Al contrario, per la nuova componente, cioè il dissipatore ad attrito, sono stati utilizzati i risultati sperimentali precedentemente ottenuti mediante prove di scorrimento su provini asolati con interposti piatti ad attrito. In particolare, come descritto nel Capitolo 2, le prove sui materiali di rivestimento dei piatti ad attrito hanno dimostrato che i materiali M1 e M6 sviluppano un ridotto fenomeno di tipo “stick and slip” che induce vibrazioni. Pertanto, sebbene questi due materiali si possano definire appropriati per la realizzazione di dissipatori FREEDAM, le prove sui nodi trave-colonna sono state eseguite considerando esclusivamente il materiale M4 in quanto ritenuto più adeguato poiché in grado di non sviluppare fenomeni di “stick and slip”.
L’attività sperimentale è stata sviluppata considerando sedici collegamenti trave-colonna, otto nodi con travi IPE270 ed otto con travi IPE450. Come detto, sono state considerate due differenti configurazioni del dissipatore ad attrito, denominate configurazione orizzontale, HFC, e configurazione verticale, VFC (Fig. 3.1). Per ogni configurazione del dissipatore, la prova è stata eseguita due volte: una prova è stata eseguita utilizzando rondelle coniche mentre la seconda prova è stata eseguita utilizzando usuali rondelle per assiemi bullonati.

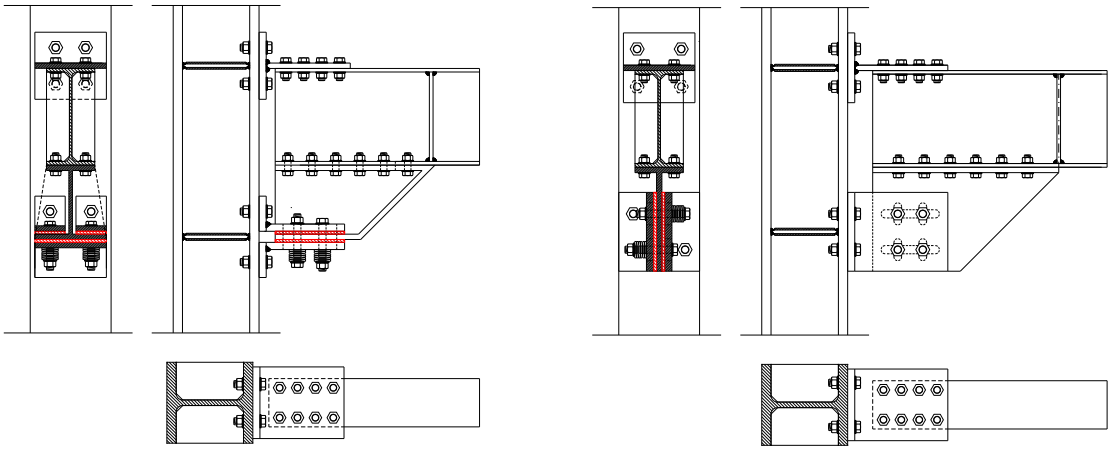
3.2 PROVE SPERIMENTALI SU NODI ESTERNI

3.2.1 *Descrizione del setup di prova*

L’attività sperimentale pone l’attenzione sull’analisi dei seguenti nodi:

- FJ-CYC01: trave IPE270 – Colonna HEM220, configurazione VFC, bulloni 10.9 HV con 6 rondelle coniche (3 gruppi in serie di 2 rondelle in parallelo);
- FJ-CYC02: trave IPE270 – Colonna HEM220, configurazione HFC, bulloni 10.9 HV con 6 rondelle coniche (3 gruppi in serie di 2 rondelle in parallelo);
- FJ-CYC03: trave IPE450 – Colonna HEB500, configurazione VFC, bulloni 10.9 HV con 6 rondelle coniche (3 gruppi in serie di 2 rondelle in parallelo);
- FJ-CYC04: trave IPE450 – Colonna HEB500, configurazione HFC, bulloni 10.9 HV con 6 rondelle coniche (3 gruppi in serie di 2 rondelle in parallelo);
- FJ-CYC05: trave IPE270 – Colonna HEM220, configurazione VFC, bulloni 10.9 HV senza rondelle coniche;

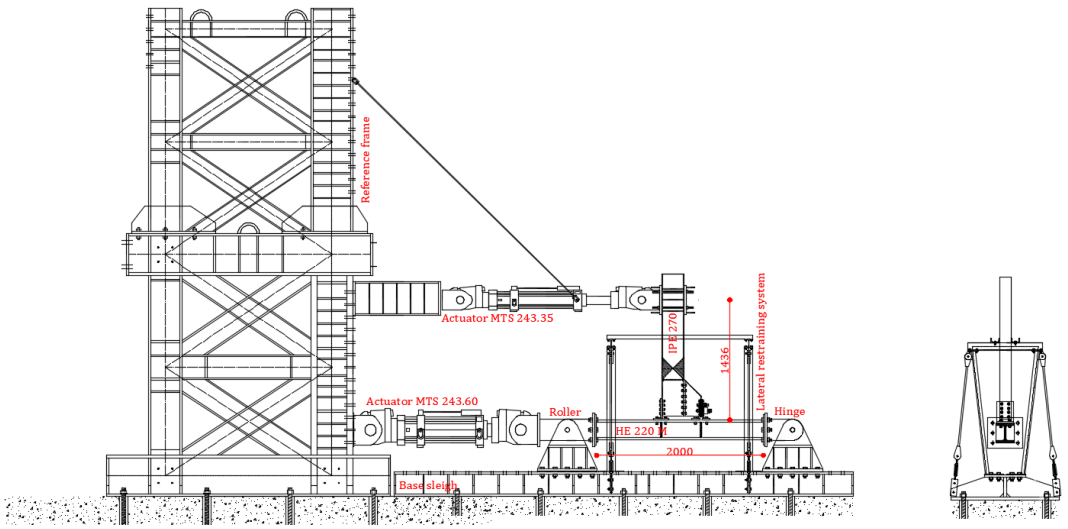
- FJ-CYC06: trave IPE270 – Colonna HEM220, configurazione HFC, bulloni 10.9 HV senza rondelle coniche;
- FJ-CYC07: trave IPE450 – Colonna HEB500, configurazione VFC, bulloni 10.9 HV senza rondelle coniche;
- FJ-CYC08: trave IPE450 – Colonna HEB500, configurazione HFC, bulloni 10.9 HV senza rondelle coniche.



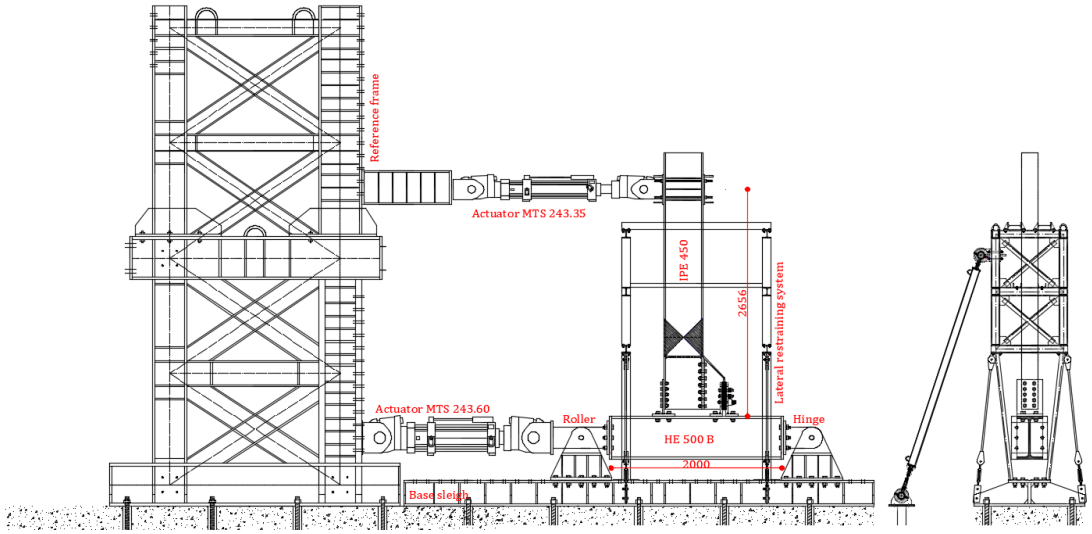
a) b)

Figura 3.2 – Provini testati (nodi esterni): a) configurazione con dissipatore orizzontale; b) configurazione con dissipatore verticale

Tutte le prove sperimentali sono state eseguite al laboratorio STRENGTH (STRuctural ENGineering Testing Hall) dell’Università di Salerno. Il setup sperimentale è costituito da strumenti e macchine che possono essere divisi in tre macro-categorie: dispositivi di contrasto, macchine di carico e strumenti di misura. Nel laboratorio STRENGTH, il maggiore dispositivo di contrasto è dato dall’impalcato di calpestio caratterizzato dalla presenza di fori (di diametro pari a 80mm e distanziati in base ad una griglia di 1mx1m) che sono utilizzati per il fissaggio di tutta la strumentazione di prova del laboratorio.
Tale pavimentazione è stata utilizzata per fissare tutti i vincoli necessari per la predisposizione della slitta di prova utilizzata per i nodi esterni trave-colonna. In questo caso, per eseguire prove cicliche su nodi, sono state utilizzate i seguenti dispositivi di contrasto: un telaio di contrasto verticale rigido e resistente ed un contrasto in acciaio orizzontale, entrambi realizzati mediante saldatura di piatti in acciaio e membrature strutturali (Fig. 3.3).



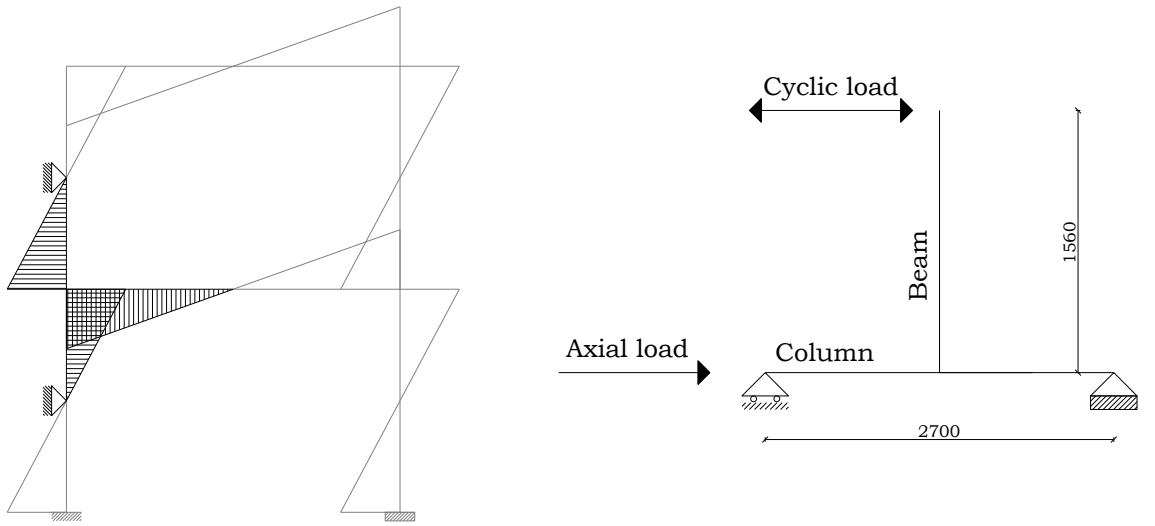
a)



b)

Figura 3.3 –layout sperimentale: a) FJ-CYC01-FJ-CYC04; b) FJ-CYC05-FJ-CYC08

Inoltre, volendo simulare lo stato di sollecitazione flettente che avviene in un reale schema strutturale (Fig. 3.4), sono state introdotte due cerniere in acciaio (Fig. 3.3). Tali cerniere sono state progettate per resistere ad azioni di taglio pari a 2000 kN e sono bullonate alla slitta di base in acciaio. In una delle due cerniere è stato introdotto un perno in modo da rendere tale cerniera capace di assorbire sia azioni taglianti che assiali. Inoltre, sono stati realizzati fori calibrati in modo da minimizzare gli scorrimenti. L’altra cerniera è stata progettata in modo da permettere gli spostamenti orizzontali ma impedire gli spostamenti nella direzione ortogonale. A tal fine, è stato utilizzato un perno inserito in fori asolati così da permettere lo spostamento desiderato.



a) b)

Figura 3.4 – Schema strutturale: a) azioni nei nodi esterni dovuti ai carichi sismici; b) schema riprodotto in laboratorio

Infine, sono stati inseriti elementi di contrasto per evitare l’insorgere di fenomeni di instabilità latero-torsionale durante le prove. Con riferimento alla strumentazione di carico, durante la campagna sperimentale, sono stati utilizzati tre differenti attuatori idraulici MTS.
Un attuatore MTS 243.60 è stato utilizzato in controllo di spostamenti per applicare uno sforzo assiale nella colonna. Tale attuatore ha una capacità di carico massima pari a 1000kN in compressione and 650 kN in trazione con una corsa pari a +/- 125mm. L’applicazione di una azione flettente nel collegamento è stata imposta mediante due diversi attuatori dipendentemente dalla dimensione della trave testata. Il primo attuatore, utilizzato per la prova eseguita sui nodi con trave IPE 270, ha una capacità di carico massimo pari 245 kN con una corsa massima pari a +/- 500mm; il secondo attuatore, utilizzato per la prova eseguita sui nodi con trave IPE 450, ha una capacità di carico massimo pari 500 kN con una corsa massima pari a +/- 500mm. Entrambi gli attuatori sono stati utilizzati per l’applicazione all’estremità della trave, in controllo di spostamenti, della storia di spostamenti desiderata. Il monitoraggio degli spostamenti imposti al provino durante il test è stato eseguito mediante l’utilizzo di trasduttori esterni. In particolare, durante la campagna sperimentale, gli spostamenti della trave, della colonna e delle componenti nodali, in particolar modo del dispositivo ad attrito, sono stati misurati con continuità mediante l’utilizzo di trasduttori LVDT. Come detto, le prove sperimentali sono state eseguite utilizzando due attuatori idraulici: l’attuatore posizionato in basso è stato utilizzato per imporre, in controllo di forza, uno sforzo normale di compressione costante e pari a 650 kN mentre l’attuatore in alto è stato utilizzato per imporre la storia di spostamenti ciclica desiderata.
In particolare, l’attuatore in alto è collegato alla estremità della trave in modo da applicare una storia di spostamenti in accordo al protocollo di carico fornito dalla AISI 364-10 [37] (Fig 3.5). Tale protocollo di carico, molto comune negli USA, è rivolto specificamente ai collegamenti ed è normalmente utilizzato per la prequalificazione degli stessi. Anche nel progetto di ricerca EQUALJOINTS è stato utilizzato questo protocollo di carico.

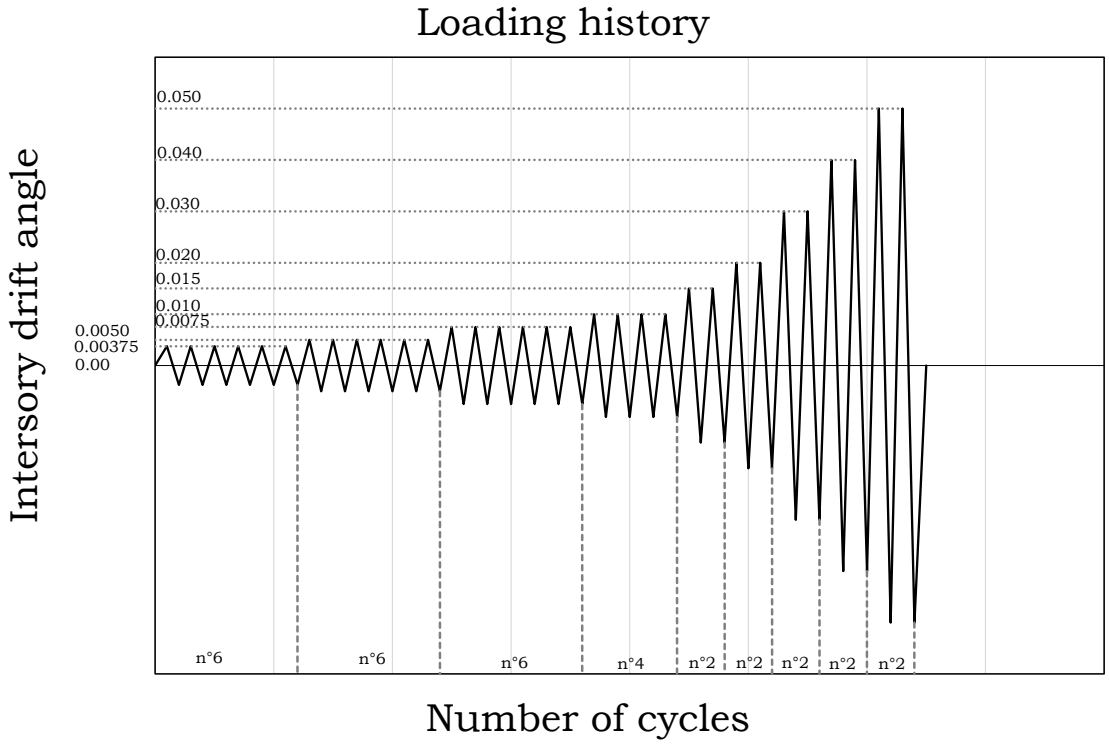


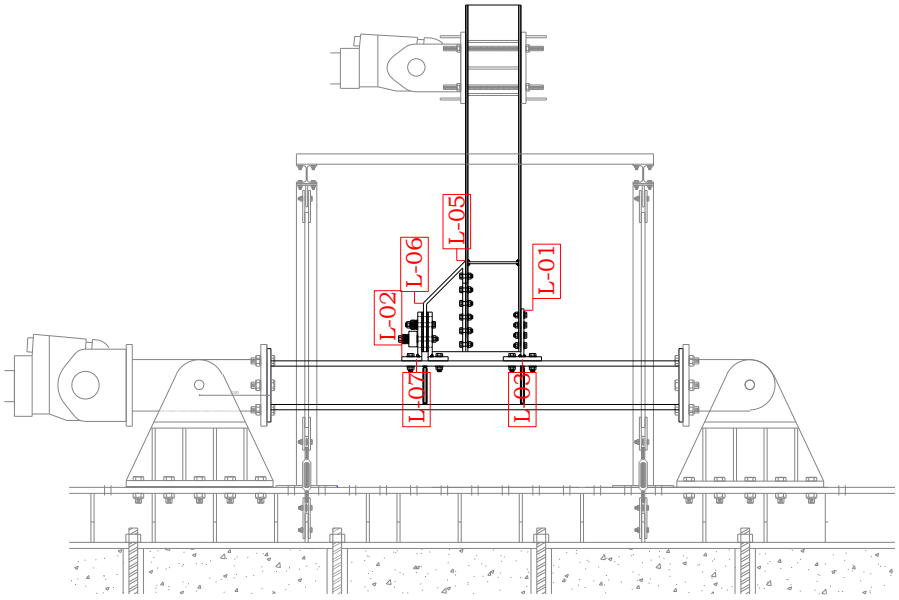
Figura 3.5 – Protocollo di carico fornito dalla AISI 364-10

Pertanto, a partire dai riferimenti normativi, è possibile ottenere la storia di spostamenti da applicare. Le prove sono state eseguite fino al raggiungimento di una rotazione massima pari a 50 mrad (Tab. 1.1). È utile sottolineare che tale rotazione è maggiore della rotazione massima richiesta dell’EC8, uguale a 35 mrad per strutture in classe di duttilità alta.

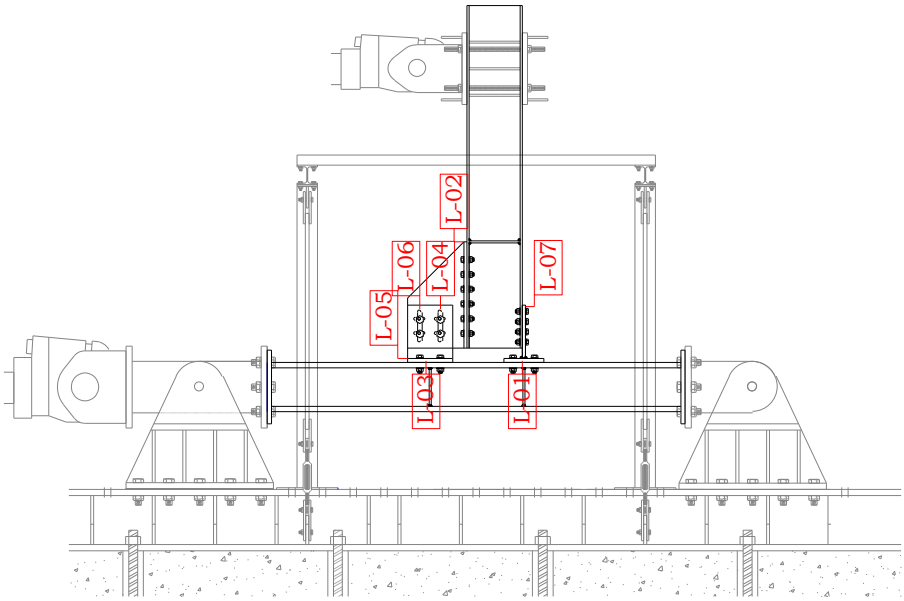
Tabella 3.1: Storia di spostamenti

v[mm/s]	***step***	***θ [rad]***	***# cicli***	***δ [mm]***
0.5	1	0.00375	6	5.835
	2	0.0050	6	7.780
1	3	0.0075	6	11.67
	4	0.010	4	15.56
2	5	0.015	2	23.34
	6	0.020	2	31.12
	7	0.030	2	46.68
4	8	0.040	2	62.24
	9	0.050	2	77.80

Durante le prove, sono stati monitorati ed acquisiti numerosi parametri in modo da valutare forze e spostamenti nel punto di applicazione della forza e spostamenti delle differenti componenti nodali. In ogni prova, sono stati utilizzati almeno sei trasduttori di spostamento. Nel seguito, è riportata, a scopo esemplificativo, la disposizione della strumentazione di acquisizione per le due differenti configurazioni nodali e, in particolare, nel caso dei provini FJ-CYC01 e FJ-CYC02. In tutti gli altri test i provini sono stati strumentati similmente.



a)



b)

Figura 3.6 – Posizione degli LVDT: a) FREEDAM-CYC01; b) FREEDAM-CYC02

In dettaglio, nel nodo FREEDAM CYC-01 sono stati inseriti i seguenti sensori (Figura 3.6a):

- LVDT n.02, 03 e 07 per la misurazione dello spostamento relativo tra il Tstub e la flangia della colonna e tra la flangia degli angolari e la flangia della colonna;
- LVDT n. 05 per misurare gli spostamenti tra il ringrosso e la trave;
- LVDT n. 06 per misurare lo spostamento del dispositivo ad attrito;
- LVDT n. 01 per valutare eventuali scorrimenti dell’anima del Tstub rispetto alla flangia della trave.

Nel nodo FREEDAM CYC-02 sono inseriti i seguenti sensori (Figura 3.6b):

- LVDT n.01, 03 e 05 sono utilizzati per misurare gli spostamenti relative tra il Tstub e la flangia della colonna e tra la flangia degli angolari e la flangia della colonna;

- LVDT n. 02 per misurare gli spostamenti tra la flangia della trave e la costola di nelle connessioni ad attrito;
- LVDT n. 04 e 06 per misurare gli spostamenti dei bulloni delle due file di bulloni del dispositivo ad attrito;
- LVDT n. 07 per valutare possibili scorrimenti dell'anima del Tstub rispetto alla flangia della trave.

Inoltre, in tutte le prove sperimentali, il precarico applicato ai bulloni dei dispositivi ad attrito è stato monitorato prima e durante la prova mediante celle di carico anulari (Futek LTH500) etichettate con le sigle RC-01, RC-03 e RC-04. Nei provini con trave IPE270 sono state utilizzate solo due celle di carico mentre nei provini con trave IPE450 ne sono state utilizzate tre.

3.2.2 *Risultati dei test sperimentali*

Per brevità, saranno riportati solo i risultati ottenuti per i primi quattro provini (da FJ-CYC01 a FJ-CYC04). Maggiori informazioni relative all'intero programma sperimentale sono reperibili nel report finale del progetto.
Le prove sperimentali forniscono una risposta in linea con il comportamento atteso. Infatti, come riportato in fig. 3.7, è stato ottenuto un ciclo di isteresi ampio e stabile e, macroscopicamente, alla fine del test, non è stato rilevato alcun danno nelle componenti non-dissipative.

Tabella 3.2 – Confronto tra valori sperimentali e di progetto del momento di attrito

	FJ-CYC01	***FJ-CYC02***	***FJ-CYC03***	***FJ-CYC04***
M_{exp} $[kNm]$	+185.45 -210.41	+145.73 -227.80	+697.48 -863.04	+556.97 -782.37
$M_{nd,d}$ $[kNm]$	226.02	217.85	861.85	861.85
M_{Ed} $[kNm]$	142.61	137.46	543.79	543.79

Il limite superiore delle resistenze statiche adottato per il progetto delle componenti non-dissipative (rappresentato in Fig. 3.7 con una linea tratteggiata) è praticamente uguale al massimo momento flettente osservato durante le prove sperimentali. Analogamente, i valori dinamici delle resistenze flessionali calcolati considerando i coefficienti di attrito dinamici, sono molto prossimi alla resistenza allo scorrimento dei collegamenti. In Tabella 3.2, è riportato un confronto tra la resistenza sperimentale e la resistenza di progetto dei 4 collegamenti.
Per tutti i provini, è possibile osservare che il valore sperimentale della resistenza flessionale è prossimo al range dei valori di progetto (range individuato dal limite superiore dei valori statici e dal limite inferiore dei valori dinamici). La procedura di progetto è quindi pienamente soddisfacente. Nei casi di nodi in configurazione HFC, è stata osservata una resistenza allo scorrimento leggermente inferiore in caso di momento positivo, essenzialmente dovuta alla maggiore deformabilità degli angolari in trazione che porta ad una perdita di precarico dei bulloni maggiore di quella prevista. Al contrario, nel caso dei nodi in configurazione VFC, la resistenza allo scorrimento del collegamento, sia in caso di momento positivo che negativo, risulta praticamente uguale alla resistenza di progetto. I collegamenti con dissipatore con asse parallelo alla flangia della trave (configurazione HFC) hanno un comportamento fortemente asimmetrico mostrando valori di resistenza significativamente diversi quando soggetti a momenti flettenti positivi e negativi. Con riferimento alla resistenza massima, la differenza è del 35% nel caso del

nodo FJ-CYC 02. L’asimmetria è fondamentalmente legata alla flessione dei piatti del Tstub e degli angolari ed alla conseguente variazione di pressione nei piatti ad attrito. I collegamenti in configurazione VFC mostrano una minore asimmetria del comportamento ciclico. Ciononostante, durante le prove, anche a causa della riduzione delle forze di serraggio, è stata osservata, raggiunte grandi rotazioni, una piccola riduzione del momento flettente. Questo effetto risulta maggiormente evidente nei provini con trave alta per i quali lo spostamento cumulato al livello del dissipatore ad attrito è maggiore a causa del maggiore braccio di leva. È inoltre possibile osservare dai cicli di isteresi che la risposta è caratterizzata da un primo scorrimento che si ha in corrispondenza di forze leggermente maggiori di quelle che corrispondono ai cicli successivi. Dopo pochi cicli, la forza di scorrimento di stabilizza ed i cicli di isteresi si ripetono seguendo orientativamente la stessa forma durante l’intera applicazione della storia di spostamento. Questi risultati sono in linea con quanto osservato mediante prove sperimentali sul dissipatore ad attrito dato che la forma dei cicli dei collegamenti è perfettamente comparabile con quella ottenuta con prove di scorrimento dei dissipatori ad attrito, presentata nel Capitolo 2. I primi picchi corrispondono al coefficiente di attrito statico (più grande del valore dinamico in caso di materiali di rivestimento soffici), mentre il ciclo stabile corrisponde alla forza di scorrimento del dissipatore il cui valore è essenzialmente legato al valore dinamico del coefficiente d’attrito. In aggiunta, considerando i coefficienti d’attrito ottenuti testando la singola componente (Capitolo 2), è possibile verificare che sia i valori statici che quelli dinamici della forza di scorrimento osservati durante l’applicazione dell’intera storia di spostamento sono compatibili con il range di valori predetti sulla base dei test eseguiti sul dissipatore. In ogni caso, è possibile osservare piccole differenze tra i valori sperimentali e quelli di progetto a causa della deformabilità degli angolari in acciaio del dissipatore ad attrito che comporta oscillazioni (incrementi e decrementi) della forza a cui sono soggetti i bulloni per momenti flettenti positivi/negativi.

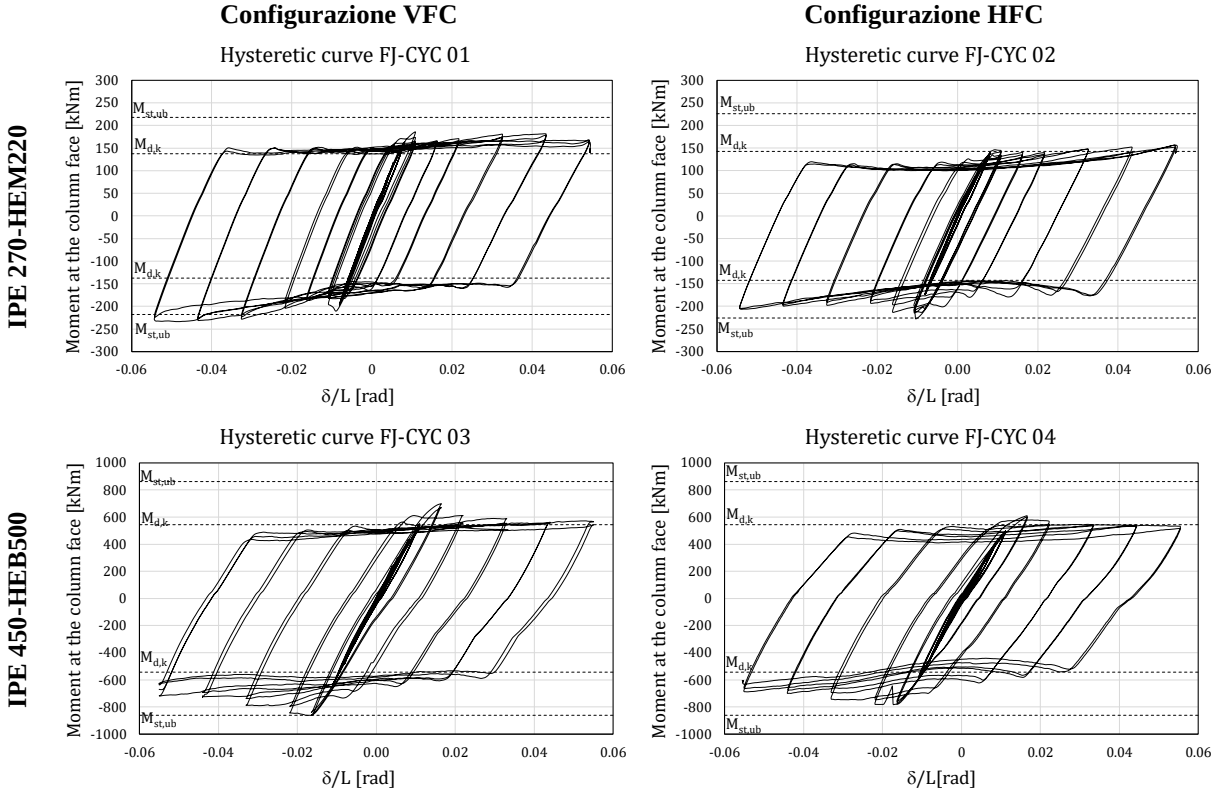


Figura 3.7 – Curve isteretiche

In Fig. 3.8 è riportato il nodo in configurazione deformata mettendo in evidenza la capacità dei dissipatori di accomodare la rotazione di progetto posta pari a 50mrad.

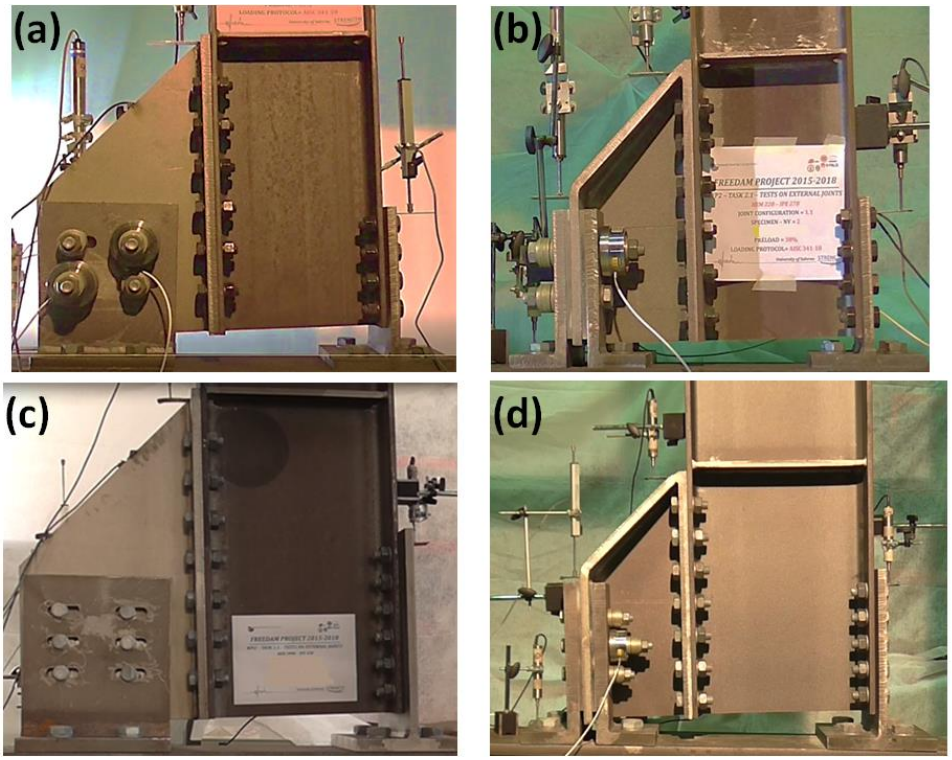


Figura 3.8 – Provini in configurazione deformata a) FJ-CYC01; b) FJ-CYC02; c) FJ-CYC03; d) FJ-CYC04

L’accuratezza della procedura di progetto adottata è dimostrata, inoltre, dalle misurazioni locali effettuate durante i test. Infatti, per ogni provino, la dissipazione di energia è fornita esclusivamente dai dissipatori ad attrito preservando, alla fine del test, tutte le altre componenti nodali da ogni danno. In particolare, assumendo che il centro di rotazione sia localizzato in corrispondenza dell’asse dell’anima del T-stub posto sulla flangia superiore della trave e che il dissipatore sia soggetto ad azioni cicliche di compressione/trazione, la rappresentazione delle misure locali ottenute mediante gli LVDT è svolta relazionando gli spostamenti misurati alla forza agente nel dissipatore o nel T-stub. La curva forza-spostamento del dissipatore è stata determinata con riferimento agli spostamenti misurati dagli LVDT 04 e 06, con riferimento alla configurazione VFC (Fig. 3.9), e con riferimento agli spostamenti misurati del LVDT 06 nel caso del nodo in configurazione HFC (Fig. 3.10). È possibile osservare che i cicli di isteresi sono praticamente rettangolari e mostrano una significativa capacità di dissipare energia senza degradi di rigidezza e resistenza (Fig. 3.11)

Le misurazioni locali (Fig. 3.12 e 3.13) mostrano che il T-stub e gli L-stub rimangono in campo elastico, mentre la dissipazione è garantita solo dal dissipatore che fornisce una risposta isteretica stabile con grande dissipazione di energia. Al termine della prova, è stato osservato una perdita di preserraggio dei bulloni del 25-30% circa.

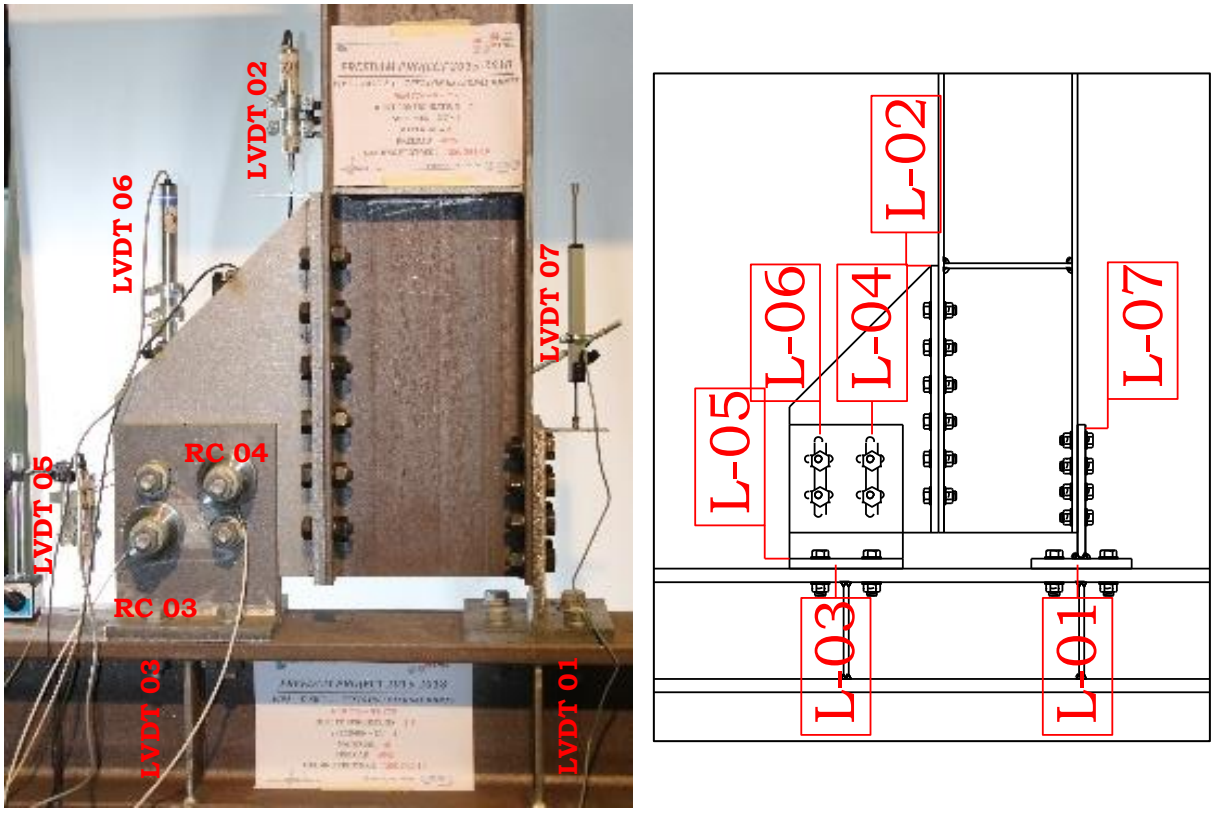


Figura 3.9 – Posizione della strumentazione - FREEDAM-CYC01

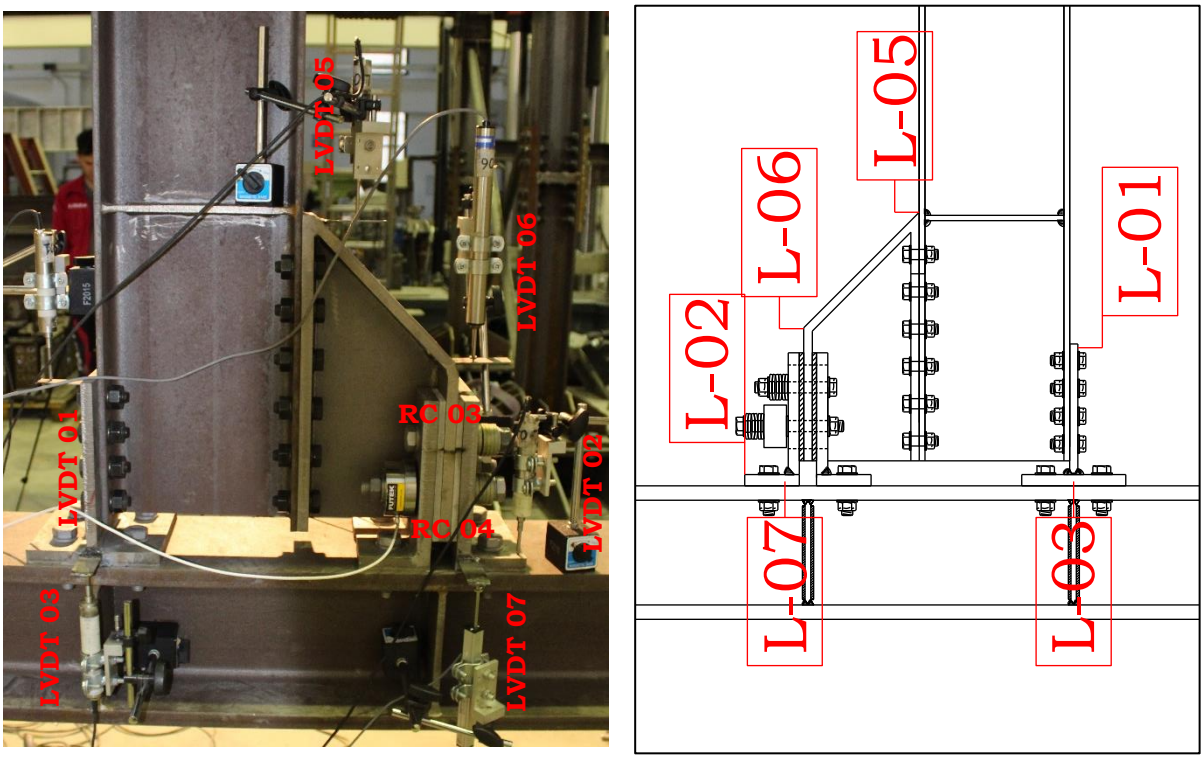


Figura 3.10 – Posizione della strumentazione - FREEDAM-CYC02

Tale risultato suggerisce che, sebbene le connessioni ad attrito presentino lievi danni, a seguito di un terremoto severo, esse hanno bisogno di opportuna manutenzione in modo da verificare la resistenza residua del dissipatore e l’entità della perdita di precarico dei bulloni. In particolare,

potrebbe risultare necessario serrare nuovamente i bulloni in modo da garantire il preserraggio richiesto per un corretto funzionamento della connessione.
Tuttavia, è opportuno sottolineare che un sisma reale richiede una rotazione plastica cumulata nodale che è generalmente molto più piccola di quella imposta mediante il protocollo di prova fornito dalla AISC-358. Per tale motivo, la perdita di precarico osservata durante le prove deve essere considerata con un limite superiore non essendoci una corrispondenza diretta con la perdita di preserraggio che si osserva a seguito di una reale accelerogramma.

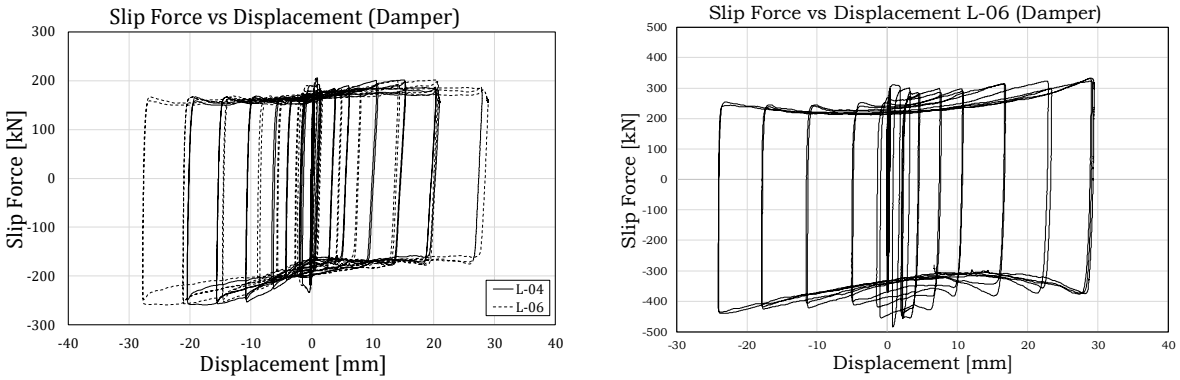


Figura 3.11 – Curva Forza di scorrimento – spostamento dei dissipatori ad attrito FREEDAM-CYC01 (sinistra) and FREEDAM-CYC02 (destra)

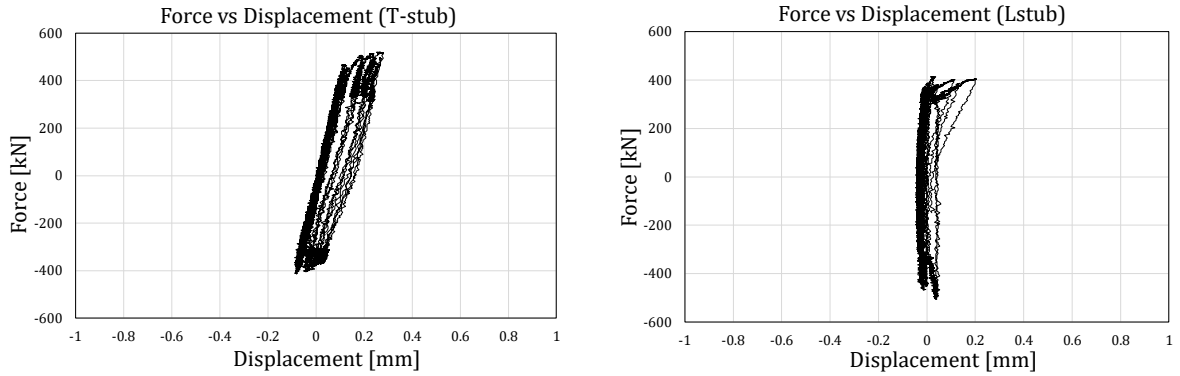


Figura 3.12 – Misure locali FREEDAM-CYC01 – T-stub e L-stubs

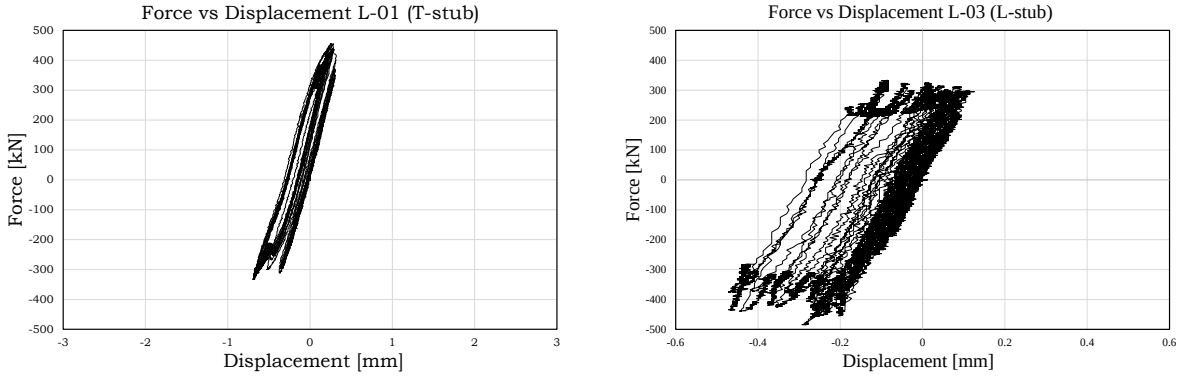


Figura 3.13 – Misure locali FREEDAM-CYC02 – T-stub e L-stubs

La forza di precarico dei bulloni e la sua variazione durante le prove sono state monitorate mediante celle di carico, RC-03 e RC-04, posizionate in corrispondenza delle due file di bulloni

del dissipatore. I risultati sono rappresentati in Fig. 3.14. Da tali figure, è possibile osservare che inizialmente, in corrispondenza di un primo scorrimento individuato già nelle prove di scorrimento, si ha un cedimento dei bulloni con una perdita di serraggio che aumenta all’aumentare dei cicli di carico. Tale riduzione del serraggio avviene fino al raggiungimento dei cicli con massimo spostamento in corrispondenza dei quali gli effetti flessionali che si sviluppano nei bulloni del dissipatore comportano una significativa oscillazione delle azioni nei bulloni che, al picco, raggiunge praticamente il valore iniziale.

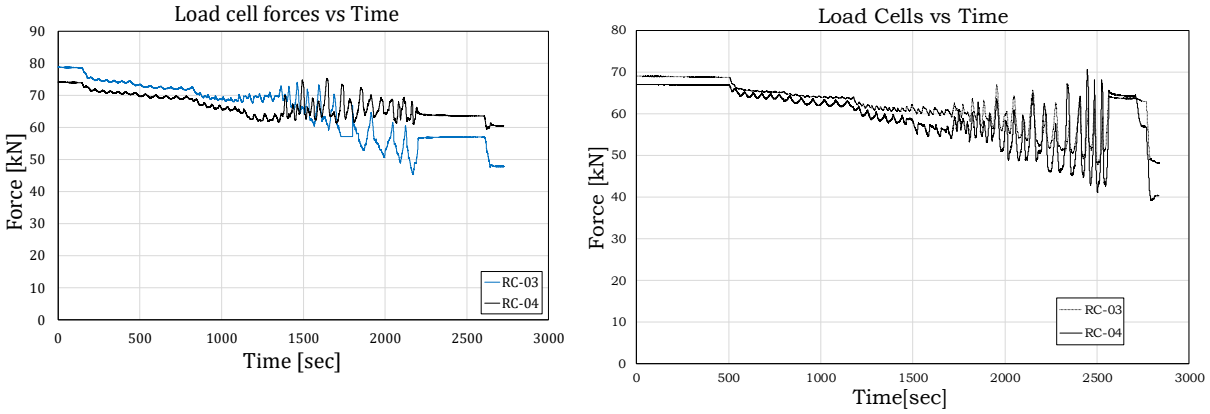


Figura 3.14 – Forza di presserraggio nei bulloni del dissipatore ad attrito FREEDAM-CYC01 (sinistra) and FREEDAM-CYC02 (destra)

Tutte le prove sperimentali hanno dato risultati che sono perfettamente in linea con il comportamento atteso. In tutti i casi, è stato osservato una minima plasticizzazione della flangia del T-stub e degli angolari confermando quindi l’efficacia della procedura di progetto proposta. Pertanto, in tutti i casi testati, la dissipazione di energia è completamente fornita dai dissipatori FREEDAM in modo tale da avere, alla fine del test, tutti gli elementi strutturali praticamente senza danno (Fig. 3.15). Un altro aspetto messo in evidenza in fase sperimentale è legato all’utilizzo delle rondelle Belleville che sembrano non dare un sostanziale beneficio in termini di comportamento isteretico. Tale risultato conferma quanto le osservazioni fatte nel Capitolo 2 relativamente ai test eseguiti sui dissipatori ad attrito.

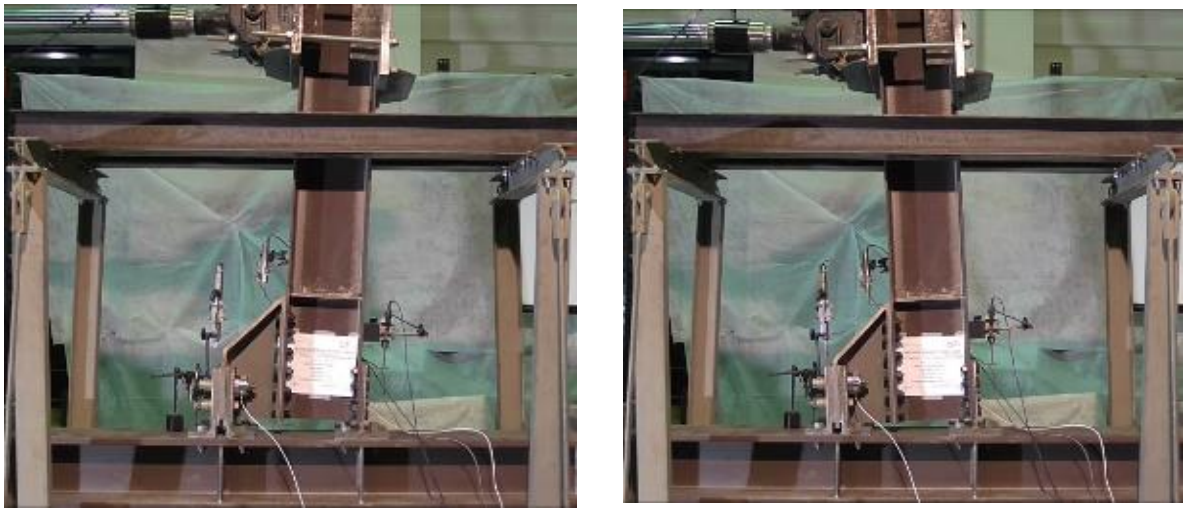


Figura 3.15 – Provino FREEDAM-CYC02 al termine del test (configurazione deformata)

Inoltre, relativamente al confronto tra la configurazione VFC e quella HFC, è stato osservato un comportamento molto simile in termini di degrado di rigidezza durante l’applicazione della storia di carico ciclica. L’influenza delle rondelle Belleville è trascurabile in entrambi i casi. Tuttavia, la configurazione VFC permette una riduzione della asimmetria dei cicli di isteresi ed un miglioramento della loro forma che risulta più simile all’ideale forma rettangolare come evidenziato dal confronto, in termini di Forza-Spostamento dei dissipatori in configurazione VFC (Fig.3.11 sinistra) ed in configurazione HFC (Fig. 3.11 destra).
In particolare, la tipica forma della curva isteretica esibita dai nodi in configurazione HFC è legata alla differente distribuzione di pressioni che si ha quando il nodo è soggetto a momenti positivi e momenti negativi. Tale comportamento confermato dalle simulazioni agli elementi finiti presentati nel Capitolo 4.

3.3 PROVE SPERIMENTALI SU NODI INTERNI

3.3.1 *Setup di prova e programma sperimentale*

I nodi trave-colonna interni sono stati testati all’Università di Coimbra. Le connessioni testate durante l’attività sperimentale sono identiche a quelle testate all’Università di Salerno come nodi esterni. Pertanto, l’unica differenza nella risposta ciclica dei nodi trave-colonna è dovuta al differente comportamento del pannello nodale soggetto a taglio. In particolare, considerando i momenti flettenti dovuti a carichi sismici trasmessi dalle travi, l’azione di taglio attesa nel pannello nodale è, nel caso di nodi interni, doppia rispetto a quella che insorge in nodi esterni. Conseguentemente, l’obbiettivo primario di questa parte dell’attività sperimentale programmata nell’ambito del progetto di ricerca FREEDAM, è la validazione dei criteri utili per la valutazione del comportamento a taglio che costituisce parte della procedura di progetto sviluppata durante il progetto di ricerca e presentata in dettaglio nella Parte II “Manuale di progettazione”, Capitolo 7.

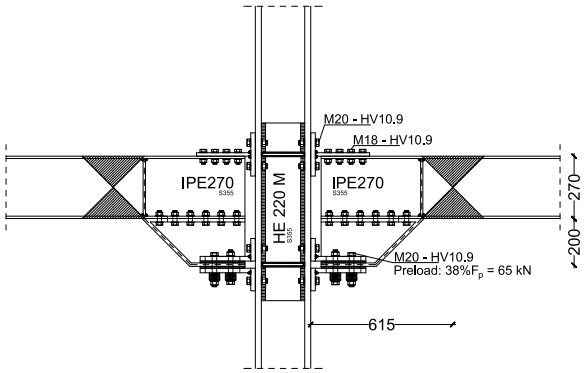
Analogamente a quanto fatto per i nodi esterni, sono stati testati 4 differenti configurazioni nodali, variando la dimensione di travi e colonne (IPE270/HEM220 e IPE450/HEB500) e la configurazione del dissipatore ad attrito. Come riportato in Tab. 3.3, sono stati individuati 8 provini.

Tabella 3.3 – Programma sperimentale

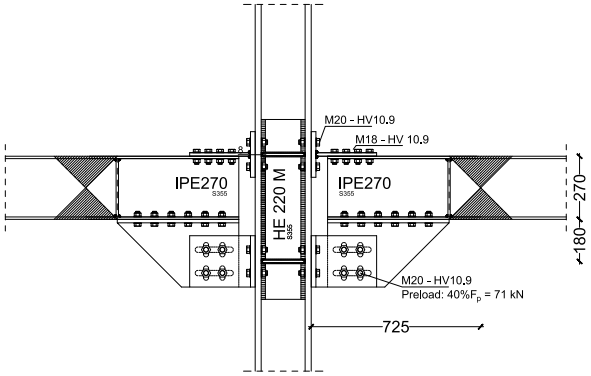
N.	Codice del Provino	Dimensioni di trave/colonna	Tipo di test	Configurazione dissipatore FREEDAM	Materiale ad attrito
1	IN270_CYC 1_M4_(1)	HE220M / IPE270	Ciclico	HFC	M4
2	IN270_CYC-1_M4_(2)	HE220M / IPE270	Ciclico	HFC	M4
3	IN270_CYC-2_M4_(1)	HE220M / IPE270	Ciclico	VFC	M4
4	IN270_CYC-2_M4_(2)	HE220M / IPE270	Ciclico	VFC	M4
5	IN450_CYC-1_M4_(1)	HE500B / IPE450	Ciclico	HFC	M4
6	IN450_CYC-1_M4_(2)	HE500B / IPE450	Ciclico	HFC	M4
7	IN450_CYC-2_M4_(1)	HE500B / IPE450	Ciclico	VFC	M4
8	IN450_CYC-2_M4_(2)	HE500B / IPE450	Ciclico	VFC	M4

In tutte le prove, è stato utilizzato il materiale ad attrito denominato M4 e sono state inserite rondelle Belleville in tutti gli assemblaggi del dissipatore. I bulloni sono stati precaricati usando il metodo della coppia e la forza di precarico applicata è stata determinata sulla base della procedura di progetto relativa ai dispositivi FREEDAM sviluppata sulla base dei risultati sperimentali presentati nel Capitolo 2. Il valore dell’azione di precarico nei bulloni è determinato considerando il valore medio del coefficiente statico e la sua variabilità statistica.

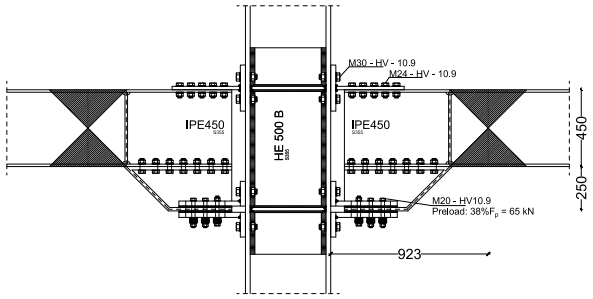
I provini sono riportati in Fig. 3.16 mentre uno schema del setup di prova è riportato in Fig. 3.17. La colonna è collegata in basso ad una cerniera mentre le estremità delle travi sono collegate ad un supporto verticale che ne permette gli spostamenti laterali. Il carico ciclico è applicato alla testa della colonna mediante un attuatore, in accordo alla norma sismica AISC 341/2010 [37] con una rotazione massima imposta di 50mrad.



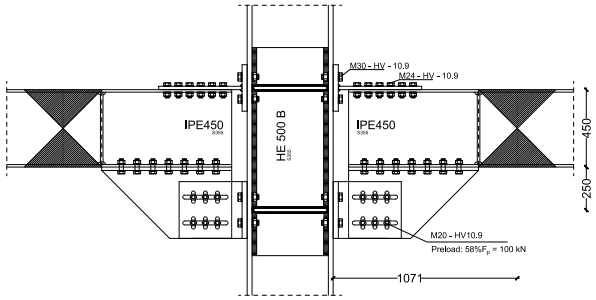
a. Configurazione 1.1 - HE220M / IPE270 - HFC



b. Configurazione 2.1 - HE220M / IPE270 – VFC

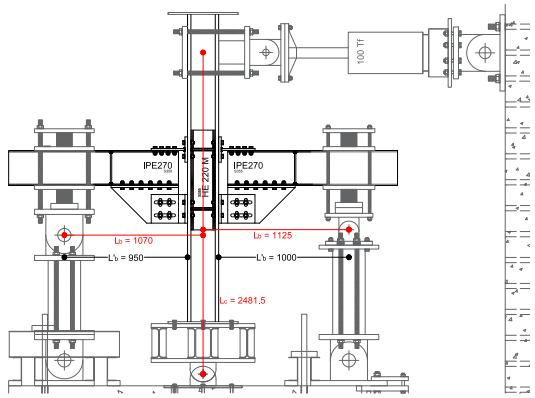


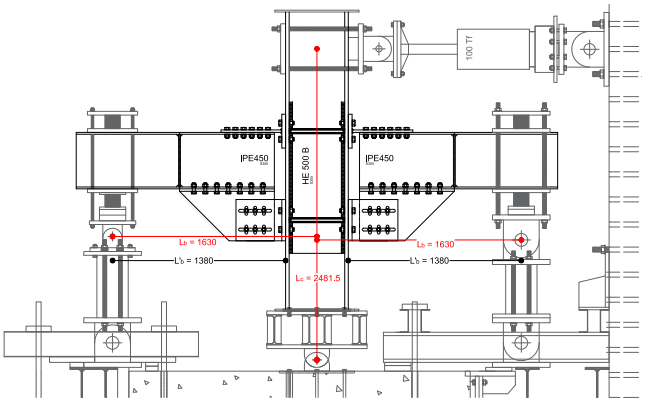
c. Configurazione 1.2 - HE500B / IPE450 - HFC



d. Configurazione 2.2 - HE500B / IPE450 – VFC

Figura 3.16 – Provini testati (nodi interni)





a. Test con trave IPE 270 b. Test con trave IPE 450

Figura 3.17 – Layout di prova per nodi interni (dimensioni in mm)

Il momento flettente trasmesso ai collegamenti trave-colonna è stato determinato in base all'Eq. (3.13.1), moltiplicando la reazione all'estremità della trave, *R* (Fig. 3.18) per la distanza che intercorre tra il vincolo della trave e la flangia della colonna (L_b nelle Fig. 3.17 e 3.18), mentre la rotazione alla corda è stata valutata dividendo lo spostamento orizzontale δ della colonna in corrispondenza del punto di applicazione del carico per la distanza tra l'attuatore e la cerniera (L_c nelle Fig. 3.17 e 3.18).

$$M_t = R \times L_b \tag{3.1}$$

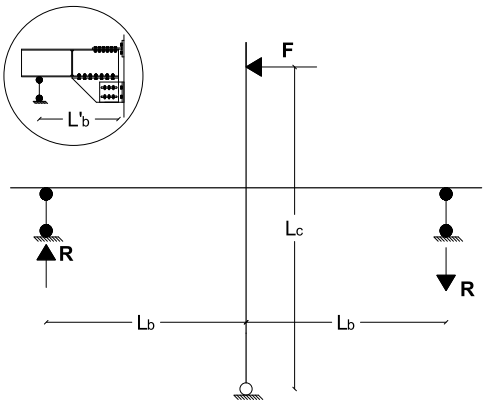


Figure 3.18 – Scheme for the calculation of the constraint reactions in the test layout

Durante le prove, sono stati monitorati forza, spostamenti, deformazioni, coppia e temperature. Questo ha richiesto l'uso un significativo numero di strumenti, come illustrato in Fig. 3,19, per uno dei provini. In dettaglio, è stata utilizzata la seguente strumentazione:

- 1 attuatore – range di carico: ±900 kN; range di spostamento: ±150 mm; frequenza 1Hz con un range di spostamento massimo di +7.02mm/-5.63mm;
- 4 celle di carico – capacità massima in compressione 500kN;
- 15 trasduttori di spostamento (DT in Figura 3.19) - LVDT (n.4 sensori con range ±25mm; n.4 sensori con range ±50mm);
- 1 trasduttore di coppia – coppia nominale 1000Nm;
- Termocoppia (*TC* in Figura 3.19);
- 4 celle di carico anulari - capacità 350kN;
- 46 strain gauges, (*E* in Figura 3.19) - lunghezza 6mm, limite di deformazione 5%.

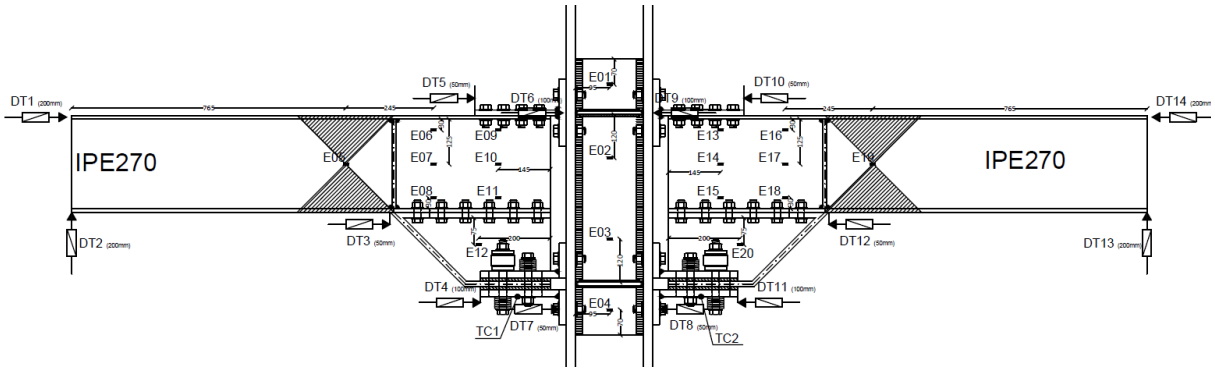


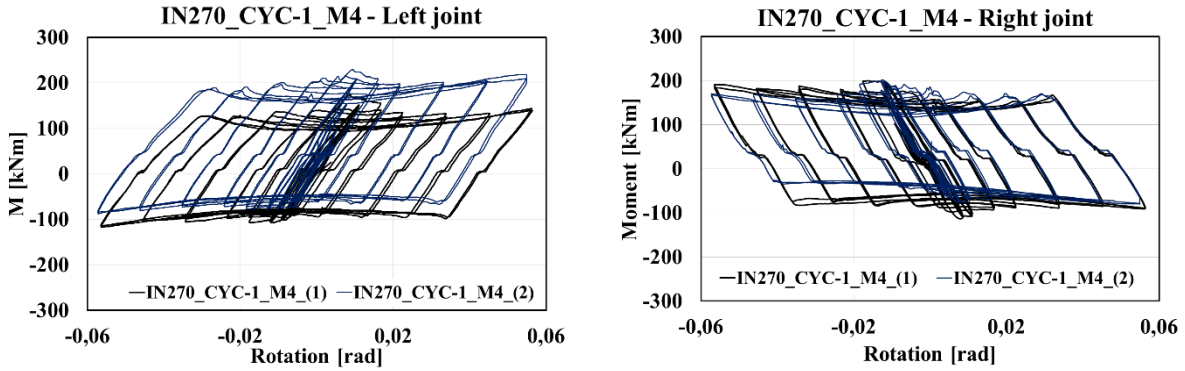
Figura 3.19 – Strumentazione

3.3.2 *Risultati dei test sperimentali*

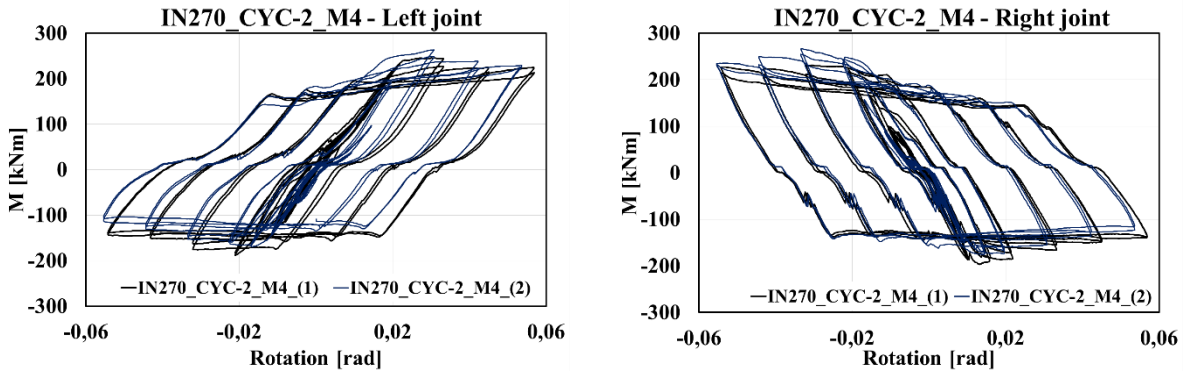
Le curve momento -rotazione dei differenti provini testati sono riportate in Fig. 3.20 per i provini con trave IPE270 ed in Fig. 3.21 per i provini con trave IPE450. In tali curve, in caso di momento positivo, la parte superiore del nodo è in trazione ed il dissipatore è in compressione. Viceversa, in caso di momento negativo si ha una situazione opposta con il dissipatore in trazione e il T-stub bullonato alla flangia superiore della trave in compressione.

In generale, i risultati dimostrano che questi collegamenti, indipendentemente dalla dimensione della trave e dalla configurazione del dissipatore, presentano un comportamento ciclico molto simile, con un comportamento rigido fino al raggiungimento della resistenza di attrito statica seguendo poi un ciclo istertico abbastanza stabile durante l’intera storia di carico.

Oltretutto, tutte le componenti nodali rimangono praticamente in campo elastico come dimostrato in Fig. 3.22, ad esempio, con riferimento agli L-stub ed al T-stub. Pertanto, l’utilizzo dei dissipatori ad attrito permette di dissipare energia evitando il danneggiamento di tutte le altre componenti nodali.



a. IN270_CYC 1_M4 (HE220M/ IPE270 - HFC)



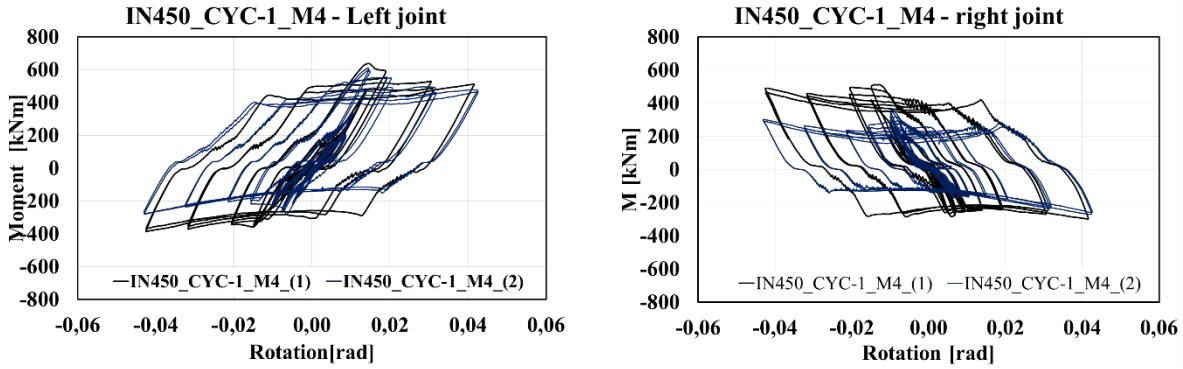
b. IN270_CYC-2_M4 (HE220M/ IPE270 - VFC)

Figura 3.20 – Curve Momento-Rotazione – provini con trave IPE270

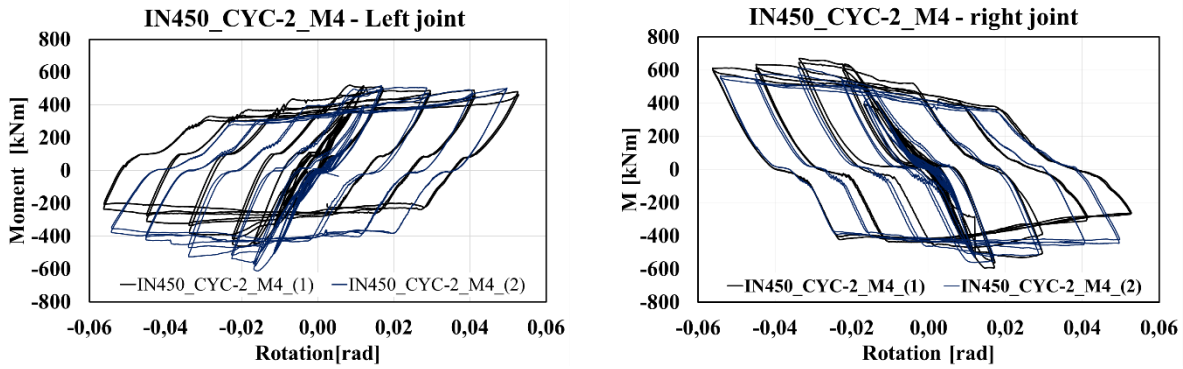
Osservando le differenti curve momento-rotazione è possibile notare l’asimmetria tra la risposta del nodo a destra e del nodo a sinistra dovuta all’asimmetria del layout sperimentale. In particolare, è appurato che i centri di rotazione dei due pendoli localizzati in corrispondenza dell’estremità delle travi, non sono allineati.

Inoltre, tutti i provini testati esibiscono un comportamento asimmetrico quando soggetti a momenti positivi/negativi a causa delle differenti deformazioni che gli L-stub e i T-stub subiscono in tensione ed in compressione (Fig. 3.23). Come già evidenziato dai risultati ottenuti sui nodi esterni, questo è maggiormente evidente nei provini con dissipatori orizzontali.

In aggiunta, il degrado di resistenza ad attrito che si è osservato è giustificato dalla crescente perdita di serraggio dei bulloni durante l’applicazione della storia di carico (Fig. 3.24).

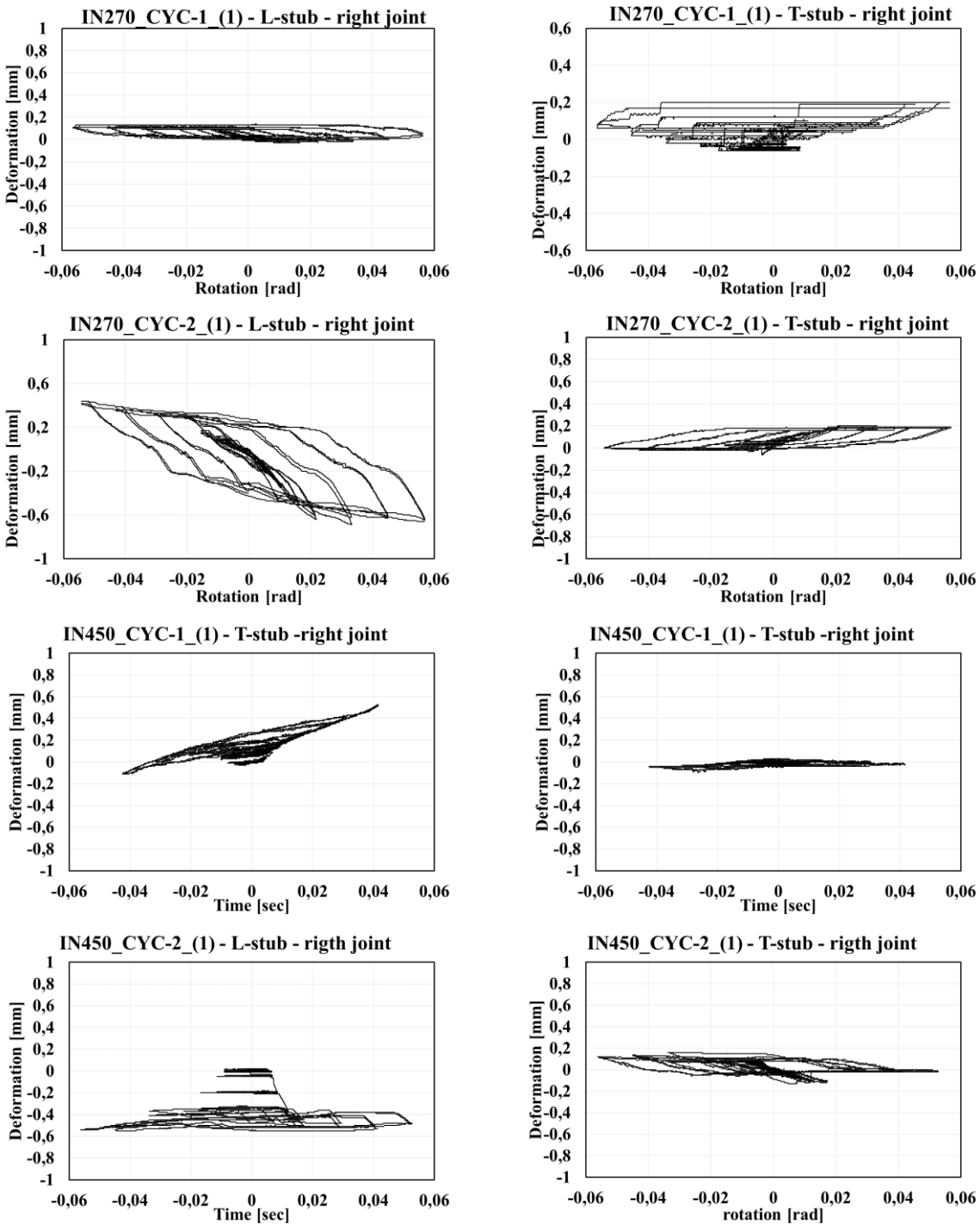


a. IN450_CYC 1_M4 (HE500B/ IPE450 - HFC)



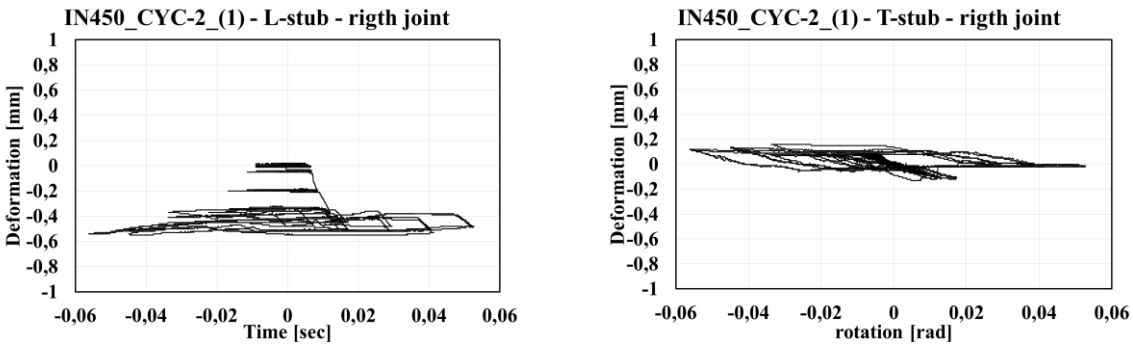
b. IN450_CYC-2_M4 (HE500B/ IPE450 - VFC)

Figura 3.21 – Curve Momento-rotazione – provini con trave IPE 450



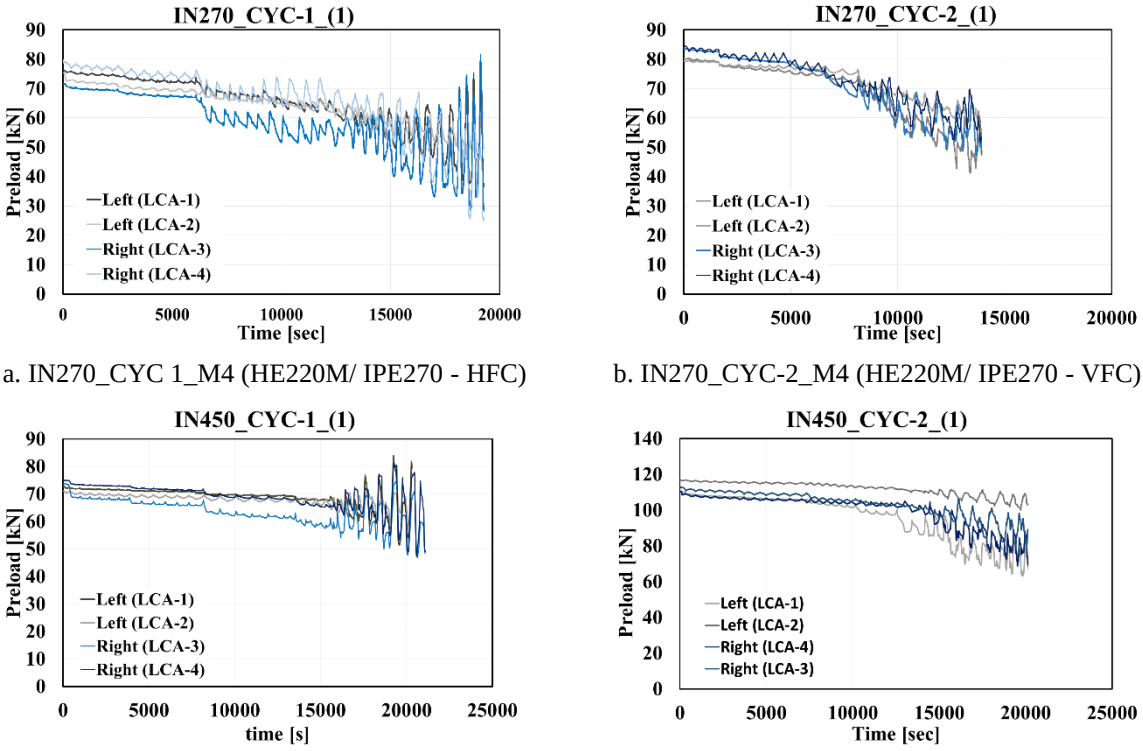
a. L-stub b. T-stub

Figura 3.22 – Deformazione del T-stub e degli L-stub



a. L-stub b. T-stub

Figura 3.23 – Deformazione del T-stub e degli L-stub



a. IN270_CYC 1_M4 (HE220M/ IPE270 - HFC) b. IN270_CYC-2_M4 (HE220M/ IPE270 - VFC)

c. IN450_CYC 1_M4 (HE500B/ IPE450 - HFC) d. IN450_CYC-2_M4 (HE500B/ IPE450 - VFC)

Figura 3.24 – Forza nei bulloni

3.4 CONCLUSIONI

In questo Capitolo sono riportati i risultati di una campagna sperimentale rivolta allo studio del comportamento sismico di connessioni trave-colonna equipaggiate con due differenti configurazioni di dispositivi ad attrito. In particolare, sulla base dei risultati ottenuti nelle precedenti fasi del progetto (parametri meccanici dei materiali ad attrito, il ruolo delle rondelle Belleville, l’influenza della perdita di precarico dei bulloni), sono stati progettati e testati 16 provini all’Università di Salerno (nodi esterni) e all’Università di Coimbra (nodi interni).

Sulla base dei risultati ottenuti, è possibile trarre le seguenti conclusioni:

- Due differenti configurazioni sono state testate: i) con il dissipatore ad attrito localizzato nel piano orizzontale parallelo alla flangia della trave (configurazione HFC) e ii) con il dissipatore posizionato in modo tale che i piatti ad attrito fossero allineati con l’anima della trave, denominata configurazione verticale (configurazione VFC). La differenza sul comportamento complessivo del collegamento è veramente minima, tanto da poter considerare entrambe le configurazioni utilizzabili. Ciononostante, la connessione con il dissipatore ad attrito in configurazione VFC fornisce un comportamento ciclico maggiormente stabile ed una minore asimmetria del comportamento ciclico;
- Come previsto, in tutti i casi analizzati, il comportamento ottenuto è caratterizzato da un ciclo isteretico privo di pinching e con un minimo degrado di capacità dissipativa, di resistenza e di rigidezza;
- Le misurazioni locali eseguite durante i test hanno dimostrato che, in accordo ai criteri progettuali, la dissipazione di energia è fornita esclusivamente dai dissipatori ad attrito mentre le componenti nodali non-dissipative (trave, T-stub, L-stub) rimangono praticamente indenni.

Pertanto, i risultati dell’intera campagna sperimentale costituiscono una effettiva prequalifica delle connessioni trave-colonna FREEDAM e dei corrispondenti criteri di progetto che saranno illustrati nella Parte II “Manuale di progettazione”, Capitolo 7. In particolare, la procedura di progetto specifica quali siano i dettagli tecnologici ed i requisiti da rispettare in modo da ottenere predeterminati livelli di prestazioni, seguendo la stessa metodologia proposta dal metodo delle componenti già codificato nell’EC3 [38].

3.5 BIBLIOGRAFIA

[1] V. Piluso, G. Rizzano: “Experimental analysis and modelling of bolted T-stubs under cyclic loads”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, pp. 655–669, 2008.

[2] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Experimental analysis of innovative dissipative bolted double split tee beam-to-column connections”, Steel Construction, Vol. 4, pp. 53-64, 2011.

[3] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Free from damage beam-to-column joints: Testing and design of DST connections with friction pads”, Engineering Structures, Vol. 85, pp. 219-233, 2015.

[4] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Experimental Analysis of Friction Materials for supplemental damping devices”. Construction and Building Materials, Vol.65, pp. 159-176, 2014.

[5] M. Latour, G. Rizzano: “Monotonic Modelling, Cyclic Behaviour and Fatigue Life of Dissipative T-stubs”, ICASS 2009, Hong Kong, 2009.

[6] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Cyclic behaviour of Friction Dissipative Double Split Tee Connections”, STESSA 2011, Santiago de Chile, 2011.

[7] C.E, Grigorian, T.S. Yang, E.P. Popov: “Slotted bolted connection energy dissipators”, Earthquake Spectra. Vol.9, No.3, pp.491-504, 1993.

[8] A. Sato, K. Kimura, K. Suita, K. Inoue: “Cyclic test of high strength steel beam-to column connection composed with knee-brace damper and friction damper connected by high strength bolts”, Proceedings of the SEEBUS 2009. Kyoto, Japan, 2009.

[9] E.M. Guneyisi, M. D'Aniello, R. Landolfo: "Seismic upgrading of steel moment-resisting frames by means of friction devices", Open Construction and Building Technology Journal, Vol. 8(Suppl 1: M9), pp.289–99, 2014.

[10] M. Taghi Nikoukala, S.R. Mirghader, K.M. Dolatshahi: "Analytical study of moment resisting frames retrofitted with shear slotted bolted connection". Journal of Structural Engineering, Vol. 141, 2015:04015019.

[11] V. Piluso, R. Montuori, M. Troisi: "Innovative structural details in MR-frames for free from damage structures". Mechanism Research Communications, Vol.58, pp.146-156, 2014.

[12] C. Christopoulos, A. Filiatrault: "Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation", Pavia: IUSS PRESS, 2006.

[13] T.T. Soong, Jr B.F. Spencer: "Supplemental Energy Dissipation: State-of-the-Art and State-of-the-Practice", Engineering Structures. Vol.24, pp.243-259, 2002.

[14] G.A. MacRae, G.C. Clifton, H. Mackinven, N. Mago, J. Butterworth, S. Pampanin: "The sliding hinge joint moment connection", Bulletin of New Zealand society for earthquake engineering, Vol.43, n.3, September 2010.

[15] S. Ramhormozian, G.C. Clifton, G.A. MacRae: "The Asymmetric Friction Connection with Belleville springs in the Sliding Hinge Joint", NZSEE Conference, 2014.

[16] G.C. Clifton, J.W. Butterwoth: "Moment-resisting steel framed seismic-resisting systems with semi-rigid connections", 12th WCEE, Auckland, New Zealand.

[17] G.C. Clifton, R. Zaki, J.W. Butterwoth: "Damage-resistance steel framed seismic-resisting systems", 13th WCEE, Vancouver, Canada, 2004.

[18] J.C. Golondrino, G. MacRae, J. Chase, G. Rodgers, G.C. Clifton: "Velocity effects on the behavior of asymmetrical friction connections (AFC)", 8th STESSA Conference, Shanghai, China, July 1-3, 2015.

[19] H. Khoo, G.C. Clifton, J. Butterworth, G. MacRae, G. Ferguson: "Influence of steel shim hardness on the sliding hinge joint performance", Journal f Constructional Steel Research, Vol.72, pp. 119-12, 2012.

[20] S. Ramhormozian, G.C. Clifton, H. Nguyen, K. Cowle: "Determination of the required part-turn of the nut with respect to the number of free threads under the loaded face of the nut in fully tensioned high strength friction grip property class 8.8 bolts", Steel Innovations Conference, 2015.

[21] H. Khoo, G.C. Clifton, J. Butterworth, G. MacRae: "Experimental Study of Full-Scale Self-Centering Sliding Hinge Joint Connections with Friction Ring Springs", Journal of Earthquake Engineering. September Vol. 17, pp. 972-997, 2013.

[22] H. Khoo, G.C. Clifton, G. Macrae, S. Ramhormozian: "Proposed design models for the asymmetric friction connection", Earthquake Engineering & Structural Dynamics. Vol. 44(8), pp.1309-1324, 2014.

[23] H. Khoo, G.C. Clifton, J. Butterworth, G. MacRae, S. Gledhill, G. Sidwell: "Development of the self-centering Sliding Hinge Joint with friction ring springs", Journal of Constructional Steel Research, Vol.78, pp.201-211, 2012.

[24] J. Borzouie, G. MacRae, J. Chase: "Cyclic Performance of Asymmetric Friction Connections", The Bridge and Structural Engineer, March 45(1), 2015.

[25] G. Ferrante Cavallaro, A.B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: "Cyclic response of low yielding connections using different friction materials", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 114, pp. 404-423, 2018.

[26] G. Ferrante Cavallaro, A.B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: "Standardised friction damper bolt assemblies time-related relaxation and installed tension variability", Journal of Constructional Steel Research, Vol.41, pp.66-81, 2018.

[27] M. Latour, M. D'Aniello, M. Zimbru, G. Rizzano, V. Piluso, R. Landolfo: "Removable friction dampers for low-damage steel beam-to-column joints", Soil Dynamics and earthquake Engineering, Vol. 115, pp. 66-81, 2018.

[28] G. Ferrante Cavallaro, A.B. Francavilla, M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: "Experimental behaviour of innovative thermal spray coating materials for FREEDAM joints". Composites Part B Engineering, Vol. 115, pp.289-299, 2017.

[29] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: "Experimental analysis of beam-to-column joints equipped with sprayed aluminium friction dampers", Journal of Constructional Steel Research, 146, pp. 33-48, 2018.

[30] A. Lemos, L.S. da Silva, M. Latour, G. Rizzano: "Numerical modelling of innovative DST steel joint under cyclic loading", Archives of Civil and Mechanical Engineering, 18 (3), pp. 687-701, 2018.

[31] M. D'Antimo, M. Latour, G. Rizzano, J.F. Demonceau J.P. Jaspart: "Preliminary study on beam-to-column joints under impact loading", Open Construction and Building Technology Journal, 12, pp. 112-123.arch, 141, pp. 145-155, 2018.

[32] M. Zimbru, M. D'Aniello, A. De Martino, M. Latour, G. Rizzano, V. Piluso: "Investigation on friction features of dissipative lap shear connections by means of experimental and numerical tests", Open Construction and Building Technology Journal, 12, pp. 154-169, 2018.

[33] E. Nastri, M. D'Aniello, M. Zimbru, S. Streppone, R. Landolfo, R. Montuori, V. Piluso: "Seismic response of steel Moment Resisting Frames equipped with friction beam-to-column joints", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 119, pp. 144-157, 2019.

[34] V. Piluso, R. Montuori, E. Nastri, A. Paciello: "Seismic response of MRF-CBF dual systems equipped with low damage friction connections", Journal of Constructional Steel Research, 154, pp. 263-277, 2019.

[35] F. Di Lauro, R. Montuori, E. Nastri, V. Piluso: "Partial safety factors and overstrength coefficient evaluation for the design of connections equipped with friction dampers", Engineering Structures, 178, pp. 645-655, 2019.

[36] A.F. Santos, A. Santiago, G. Rizzano: "Experimental response of friction dampers under different loading rates", International Journal of Impact Engineering, Vol. 132, pp.1-14, 2019.

[37] ASCE 341-2010, Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago, 2010.

[38] CEN, 2005b. "Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints". s.l.:s.n.

CAPITOLO 4

MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITI DEI DISPOSTIVI E DEI COLLEGAMENTI FREEDAM

4.1 INTRODUZIONE

I telai momento-resistenti di acciaio sono sistemi strutturali duttili e dissipativi che possono garantire ottime prestazioni sismiche se opportunamente progettati. Tuttavia, la loro grande duttilità e capacità dissipativa implicano l'accettazione di danni severi negli elementi principali ai quali sono inevitabilmente associate grandi spostamenti residui. Pertanto, le strutture che esibiscono un’eccellente prestazione sismica possono richiedere elevati costi di riparazione che potrebbero essere insostenibili, portando così ad optare per la demolizione dopo un terremoto severo.

I recenti terremoti verificatisi in Nuova Zelanda (ad esempio a partire da Christchurch 2010) hanno chiaramente evidenziato questo problema. Pertanto, la ricerca di nuove tecniche per prevenire o limitare i danni strutturali negli edifici ha acquisito sempre maggiore rilevanza. La tendenza globale è stata indirizzarsi verso lo sviluppo e l'implementazione di sistemi di antisismici a basso danno al fine di ridurre gli effetti economici dei terremoti in modo che eventuali danni lievi possano essere riparati facilmente ed economicamente prevenendo il crollo dell'edificio e garantendone la rapida operatività.

L'obiettivo principale del progetto FREEDAM è stato quello di sviluppare e validare nuove connessioni dotate di smorzatori di attrito che prevengono il danneggiamento degli elementi collegati e dissipano l'energia mediante lo scorrimento tra elementi di acciaio ed un cuscinetto di attrito posti a contatto da bulloni a serraggio controllato.

All'interno del progetto FREEDAM è stata condotta un’ampia campagna di test e studi analitici ed i risultati principali sono descritti in altri capitoli di questo documento (vedi il Capitolo 2 per lo sviluppo degli smorzatori FREEDAM e il Capitolo 3 per lo sviluppo delle connessioni FREEDAM e il Capitolo 6 per prove sismiche pseudo-dinamiche). Sulla base di una revisione critica dello stato dell'arte sono stati individuati i principali aspetti che caratterizzano la prestazione congiunta, al fine di caratterizzare la risposta locale dei dispositivi nonché la loro interazione con le altre parti della connessione nonché sugli elementi strutturali è stato effettuato uno studio parametrico attraverso simulazioni agli elementi finiti. Infatti, diversi studi hanno dimostrato che le analisi agli elementi finiti possono essere utilizzate efficacemente per prevedere il comportamento non lineare dei collegamenti bullonati fornendo una descrizione accurata dell’evoluzione dello stato sollecitazione e deformazione nelle componenti del giunto.

Pertanto, all'interno del progetto sono stati eseguiti due diversi studi numerici con la finalità di esplorare a fondo il comportamento delle interfacce di attrito ed analizzare i risultati applicati ai giunti dissipativi al fine di investigarne la risposta locale.

Gli obiettivi di questo studio sono i seguenti:

- Sviluppo di una strategia di modellazione per simulare problemi di attrito complessi. L’approccio proposto è in grado di descrivere il comportamento attritivo del dispositivo installato nella connessione bullonata.

- Modellazione dei collegamenti trave-pilastro dotati di dispositivo di attrito, sottoposti a condizioni di carico monotone e ciclico.
- Caratterizzare la risposta meccanica a livello locale per sviluppare regole di progettazione.

Tutti questi problemi sono descritti e discussi in questo capitolo, dove sono riassunti i risultati di tutte le simulazioni agli elementi finiti eseguite all'interno del progetto FREEDAM. Il capitolo è organizzato in tre parti principali, di seguito riportate: 1) la descrizione e la discussione della modellazione dei dispostivi FREEDAM e le caratteristiche del comportamento locale; 2) la descrizione e discussione della risposta sismica dei nodi trave-colonna FREEDAM; 3) discussione delle possibili soluzioni progettuali risultanti dalla discussione dei risultati ottenuti dalle simulazioni agli elementi finiti.

4.2 MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITE DEI DISPOSTIVI FREEDAM

Gli obiettivi delle analisi agli elementi finiti sono stati la valutazione degli effetti della reciproca interazione tra i bulloni e degli effetti della distribuzione del carico sotto le teste dei bulloni.

Una volta validati i modelli rispetto ai test sperimentali, sono state effettuate simulazioni parametriche per indagare le prestazioni monotone e cicliche dei provini dei giunti per sovrapposizione progettati per testare la risposta degli smorzatori di attrito. Le simulazioni ad elementi finiti hanno permesso di valutare i coefficienti di attrito degli otto diversi materiali utilizzati come interfacce valutando anche la loro capacità di resistere alle storie di carico ciclico in termini di degrado di energia e resistenza. I modelli sono stati confrontati con i risultati sperimentali, mostrando la loro accuratezza per simulare il comportamento ad attrito dei giunti per sovrapposizione, mostrando anche l'influenza di diversi approcci di modellazione sui risultati simulati.

4.2.1 *Ipotesi di modellazione*

I modelli agli elementi finiti (FEM) sono stati sviluppati utilizzando ABAQUS v.6.14 [2]. Le geometrie dei modelli numerici sono nominalmente identiche a quelle dei campioni provati nel progetto FREEDAM (vedi Fig. 4-1). In particolare, sono stati modellati i sottogruppi di dispositivi FFD con un numero diverso di rondelle a tazza pari a 9, 6, 3 e 0, mentre la geometria della parte fissa non è stata inclusa in quanto non ha alcuna influenza sui risultati, così da ridurre l’onere computazionale (vedi Figura 4-1b-i).

Il tipo di elemento finito solido C3D8I (lineare a 8 nodi, modi incompatibili) è stato adottato per tutte le piastre in acciaio ed i bulloni ad alta resistenza. La scelta dell'elemento finito è stata basata sulla sua capacità di evitare il fenomeno di shear-locking che può influire in modo significativo sulla rigidità iniziale della connessione, a differenza dell'elemento C3D8R.

Le proprietà dell'acciaio per i piatti sono state modellate considerando le proprietà elastiche nominali, mentre il comportamento non lineare è stato modellato mediante il criterio di snervamento di von Mises. L’incrudimento della fase plastica è stato simulato utilizzando il modello combinato cinematico e isotropo. La plasticità del metallo è stata considerata anche per lo strato di rivestimento M4. Le curve di tensione reale - deformazione reale adottate per il materiale M4 e le piastre in acciaio sono riportate nella Fig. 4-2.

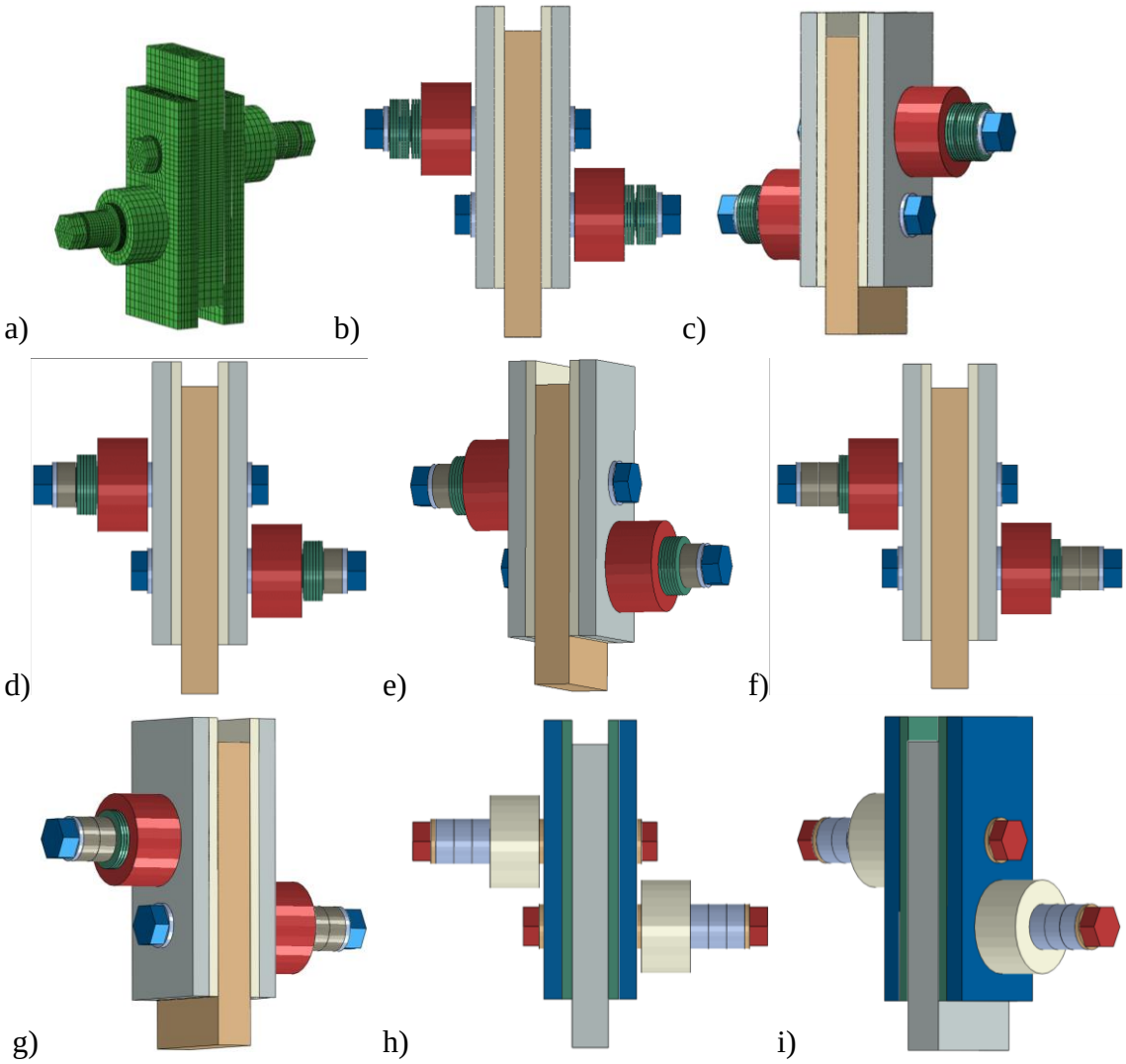
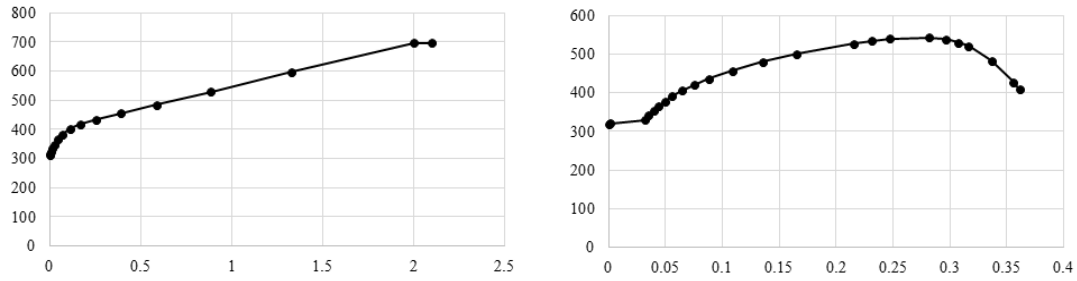


Figura 4.1 - Modelli FE generati di provini a taglio per sovrapposizione: a) esempio di mesh; b-i) sottogruppi con diverso numero di rondelle a tazza



a) Materiale M4 *b) Acciaio*

Figura 4.2 – legame tensione reale-deformazione reale

I bulloni sono stati modellati accoppiando un cilindro solido avente l'area lorda circolare nominale del bullone, mentre la le curve di tensione reale - deformazione reale sono state derivate da [3, 4].

Tutte le possibili interazioni (testa del bullone alla piastra esterna, gambo del bullone al corrispondente foro del bullone, piastre a contatto) sono modellate mediante il “contatto superficie – superficie” con formulazione di scorrimento finito. Vengono considerati sia il comportamento tangenziale che quello normale, il primo utilizzando una formulazione di attrito “Penalty” insieme a “dati dipendenti dallo scorrimento” scalati per analisi esplicite, mentre il secondo utilizzando la formulazione “Hard-Contact”. I vincoli “Tie” sono stati utilizzati per modellare il legame tra lo strato di rivestimento M4 e lo spessore di acciaio.

Il serraggio del bullone è stato modellato utilizzando la funzione “Carico del bullone” disponibile nel software ed è stato imposto il valore di precarico di progetto. Il serraggio è stato applicato in una singola fase prima dell’applicazione del protocollo di carico.

I vincoli esterni sono stati simulati asservendo i nodi appartenenti alla porzione terminale della piastra interna del dispositivo ai punti di riferimento (RP). La storia di spostamento è stata imposta al RP situato a un’estremità del dispositivo. Il protocollo di carico e il numero di cicli di analisi sono uguali a quelli imposti sperimentalmente (ad esempio, vedi Fig. 4-3).

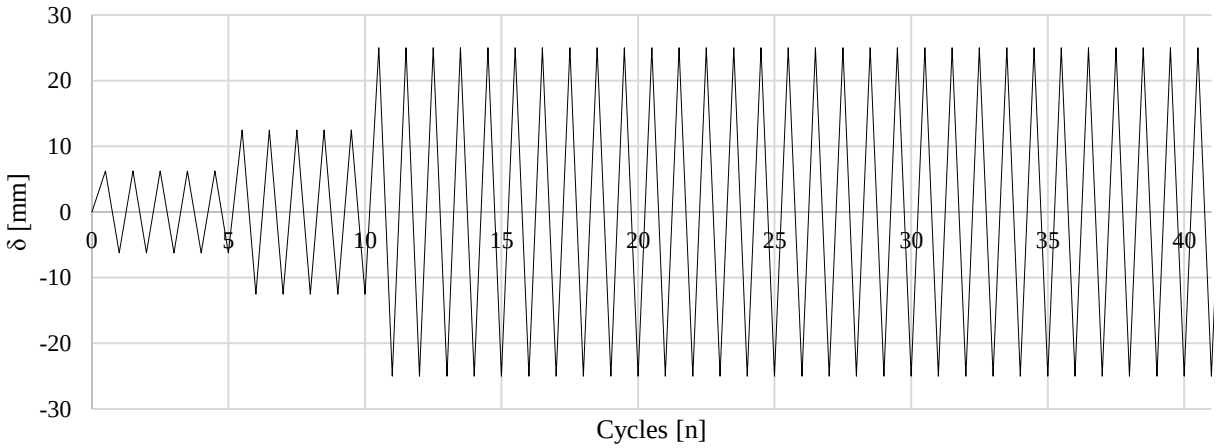


Figura 4.3 – Storia di spostamento della serie UT-NV

Le prove sperimentali effettuate a Salerno su provini a taglio per sovrapposizione con e senza rondelle a tazza hanno evidenziato il riscaldamento sviluppatosi a causa dell’attrito al crescere dello spostamento cumulato. Poiché il calore prodotto per attrito può influenzare il comportamento isteretico dei giunti di attrito a causa delle dilatazioni termiche sono state effettuate analisi termomeccaniche. Al fine di riprodurre la variazione di temperatura e la propagazione dovuta al riscaldamento indotto dall'attrito, si è tenuto conto anche delle proprietà termiche. Il Calore Specifico “c” è stato posto pari a 4.52E+ 8 mJ / ton / ° C, il coefficiente di dilatazione termica “α_L” è stata assunta pari a 1.26E-5 mm / mm / °C e la Conduttività Termica “k” pari a 48 mW / mm / °C.

Sono state condotte sia analisi dinamiche termomeccaniche implicite quasi statiche che esplicite per indagare sull’efficienza e l'accuratezza computazionale di questi tipi di analisi. Un esempio che mostra la differenza tra il tipo di analisi è riportato in Fig. 4-4. Va notato che entrambi i tipi di analisi sono efficaci per simulare il comportamento complessivo delle connessioni di attrito. In generale, le analisi implicite forniscono risultati più affidabili di quelle esplicite. D’altra parte, le analisi esplicite forniscono vantaggi in termini di efficienza computazionale. La Tabella 4-1

riassume il tempo medio di calcolo necessario per eseguire ogni tipo di analisi. Come può essere facilmente riconosciuto, l’analisi implicita richiede uno sforzo computazionale più elevato.

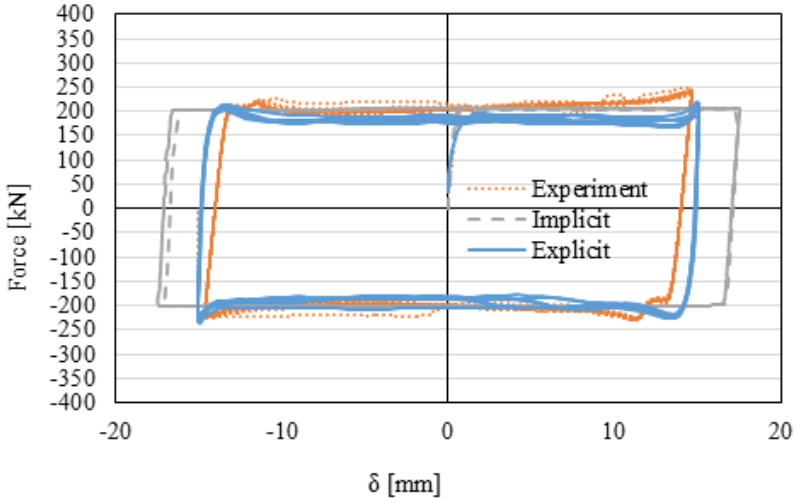


Figura 4.4 – Confronto tra prova sperimentale e risultati delle analisi implicite ed esplicite

Tabella 4.1: Confronto tra analisi implicite ed esplicite

Solutore	Durata media dell’analisi	Commento sui risultati
Implicito	24 ore	Entrambi i solutori forniscono risultati analoghi a quelli sperimentali
Esplicito	6 ore	

La Tabella 4-2 riporta i tipi di provini con il corrispondente numero di rondelle a tazza (DS). La geometria della parte fissa dei provini è stata ignorata per diminuire il tempo di calcolo, poiché non ha alcuna influenza sui risultati (vedi Fig. 1b-i).

Tabella 4.2: Codice identificativo dei provini con rondelle a tazza

No. of DS	M6	M4
9 DS	NV 21	NV 17
6 DS	NV 22	NV 18
3 DS	NV 23	NV 19
0 DS	NV 24	NV 20

I risultati numerici sono discussi di seguito sulla base dei seguenti parametri: i) Forza di scorrimento [kN] - Spostamento [mm] / Tempo [s]; ii) Precarico [kN] - Spostamento [mm]; iii) Temperatura [kN] - Spostamento [mm] / Tempo [s].

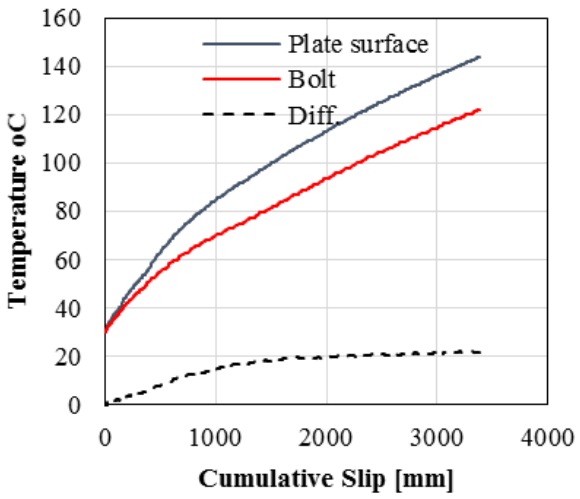
4.2.2 *Validazione e discussione dei risultati*

4.2.2.1 Influenza delle rondelle a tazza nei giunti per sovrapposizione con materiale attritivo M6 [NV-21-22-23-24]

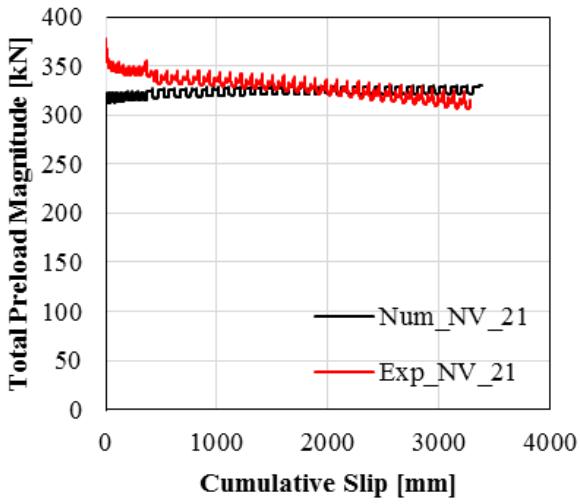
La Figura 4-5 riassume i principali risultati ottenuti sul comportamento locale dei giunti a taglio per sovrapposizione con materiale M6. In particolare, la Fig.4-5a mostra per il modello NV-21 che la temperatura negli elementi di assemblaggio (sia bulloni che piastre) aumenta con lo scorrimento cumulato. Come previsto, l’energia dissipata dall’attrito viene convertita in energia termica. È stato osservato che dopo 3000 mm di scorrimento cumulato, la differenza di temperatura media tra la superficie della piastra e il bullone è compresa tra circa 15 ^{o}C e 20 ^{o}C per tutti i modelli. Pertanto, si evince che le forze di precarico non sono influenzate in modo significativo e rimangano costanti nei modelli (vedi Fig. 4-5b), soprattutto perché l'espansione termica si verifica in maniera pressoché sia nelle piastre che nei bulloni.

La perdita parziale del coefficiente di attrito è stata modellata utilizzando leggi di attrito dipendenti dalla temperatura calibrate sulla base dei risultati sperimentali (vedi Fig. 4-5c). All’aumentare della temperatura a causa del continuo scorrimento delle piastre, il coefficiente di attrito diminuisce di conseguenza e, come è possibile osservare in Fig. 4-5d, i modelli prevedono questi fenomeni in maniera soddisfacente.

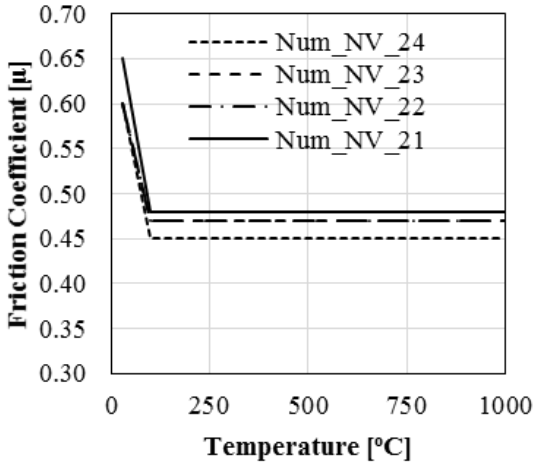
La Figura 4-6 mostra il confronto tra le curve sperimentali e numeriche in termini di forza di scorrimento e spostamento. Come si può osservare, i modelli FE sono pienamente in grado di riprodurre le curve isteretiche, fornendo così risultati accurati.

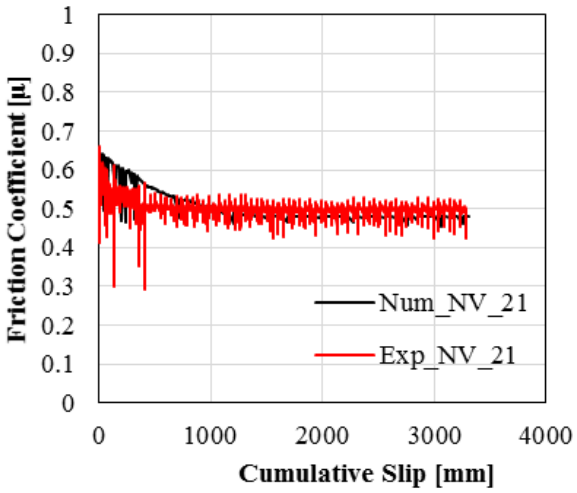


a) Temperatura negli elementi del modello



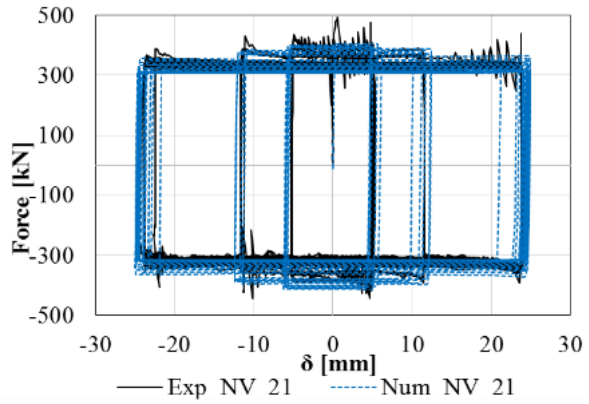
b) variazione del serraggio



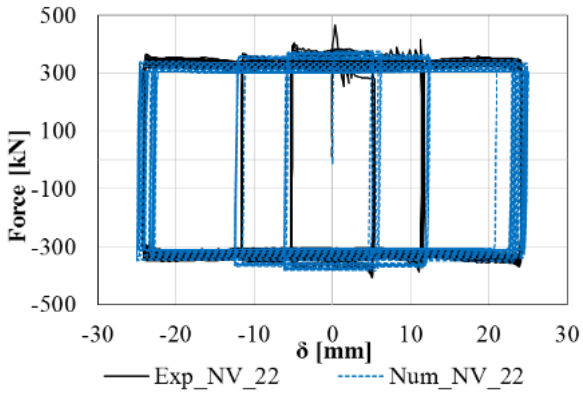


c) Coefficiente di attrito in funzione della temperatura *d) variazione del coefficiente di attrito*

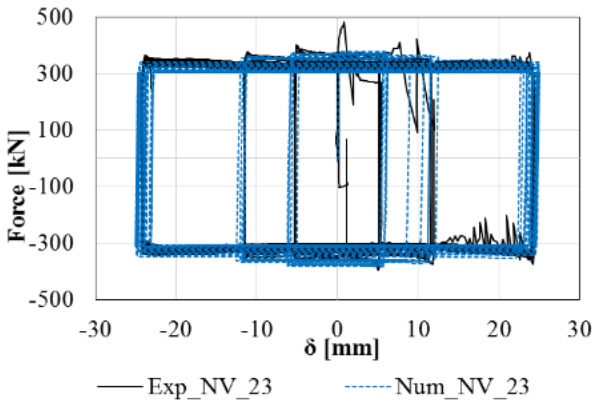
Figura 4.5 – Risposta scorrimento vs spostamento dei Modelli NV-21-22-23-24



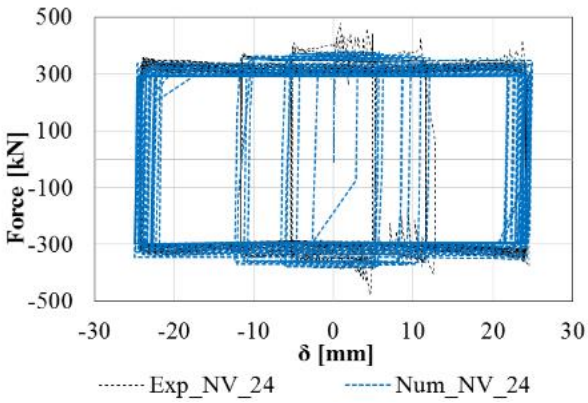
NV-21



NV-22



NV-23



NV-24

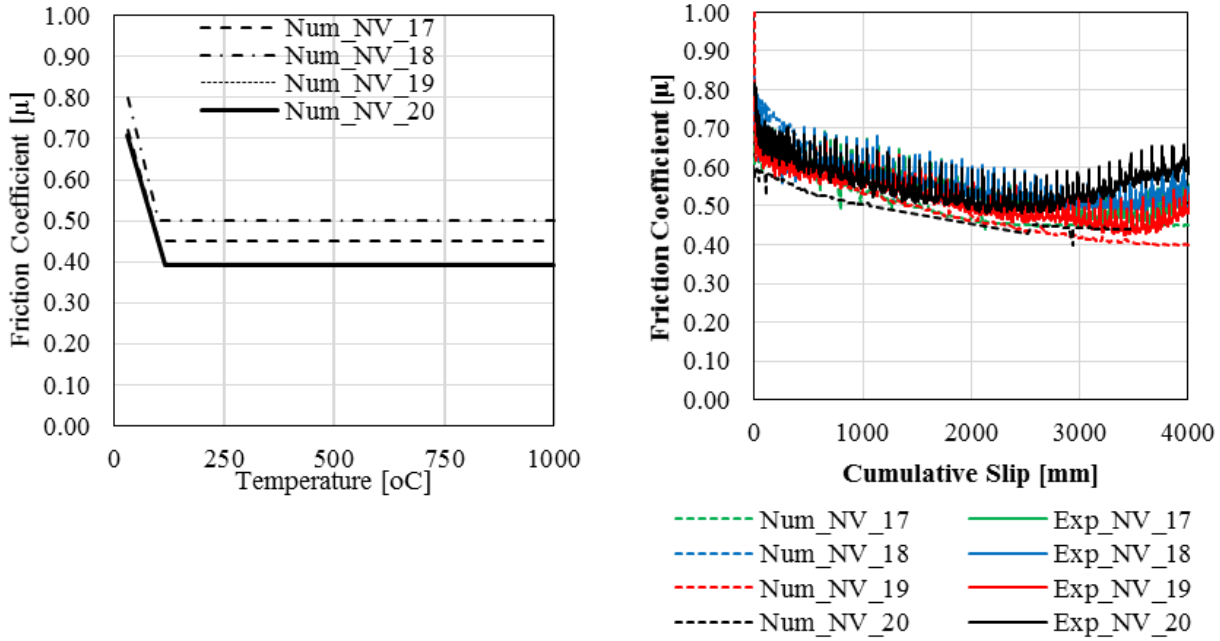
Figura 4.6 – Confronto numerico-sperimentale della risposta dei nodi per sovrapposizione con materiale M6 [NV-21-22-23-24]

4.2.2.2 Influenza delle rondelle a tazza nei nodi per sovrapposizione con materiale M4 [NV-17-18-19-20]

Come osservato durante le prove sperimentali, il materiale M4 mostra il maggiore degrado della resistenza d’attrito durante lo scorrimento, richiedendo così una modellazione più complessa.

Anche in questo caso non sono state osservate differenze significative in termini di perdita di precarico tra i modelli con numero variabile di rondelle a tazza. Quando la temperatura aumenta a causa del continuo scorrimento delle piastre, il coefficiente di attrito diminuisce in base ai dati di input dipendenti dalla temperatura (vedi Fig. 4-7a). Inoltre, non esiste una relazione diretta tra il numero di rondelle a tazza e il degrado dei coefficienti di attrito (vedi Fig. 4-7b)

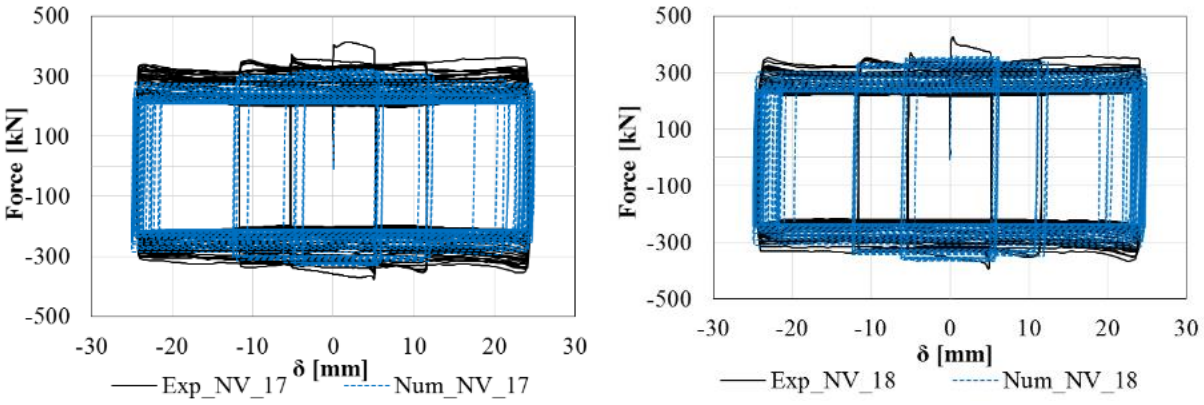
Le curve forza di scorrimento - spostamento sono rappresentate in Fig. 4-8, dove si può riconoscere l’evidente degrado della capacità di scorrimento ciclo per ciclo.



a) *Coefficiente di attrito in funzione della temperatura*

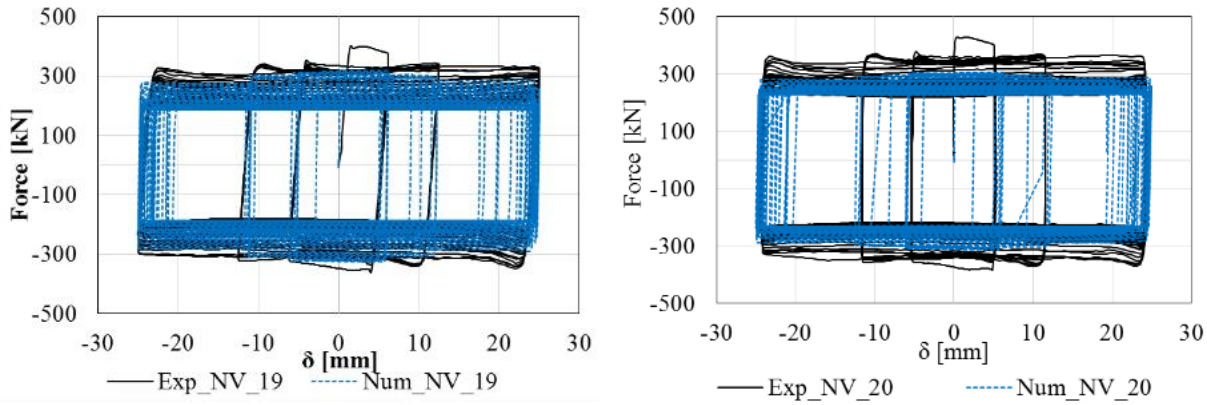
b) *variazione del coefficiente di attrito*

Figura 4.7 – Coefficienti d’attrito per giunti con sovrapposizione con materiale M4 [NV-17-18-19-20]



NV-17

NV-18



NV-19 NV-20

Figura 4.8 – Confronto numerico-sperimentale della risposta dei nodi per sovrapposizione con materiale M4 [NV-17-18-19-20]

4.2.2.3 Dipendenza del coefficiente di attrito dalla pressione di contatto

Al fine di studiare la dipendenza dalla pressione dei coefficienti di attrito, sono state monitorate le interazioni sull'area di contatto e le forze normali dovute ai contatti per ciascuna interazione. Con l'aiuto di questi dati, è possibile stabilire una relazione tra la forza di attrito misurata sperimentalmente, la pressione di contatto e la sua area di contatto associata mediante la seguente espressione:

$$F_f = \mu\left(F_{pre}\right)\cdot F_{pre} \approx \int_A \mu(P)\cdot P\cdot dA \approx \sum_i \mu\left(P_i\right)\cdot P_i\cdot A_i \approx \mu\left(F_N\right)\cdot F_N \qquad (4.1)$$

dove:

F_f = Forza d’attrito misurata sperimentalmente

F_{pre} = forza di serraggio misurata sperimentalmente

F_N = forza di serraggio misurata dalla simulazione

P = pressione di contatto misurata dalla simulazione

A = area di contatto misurata dalla simulazione

$\mu(F_{pre})$ = coefficiente di attrito derivato dalla sperimentazione

$\mu(F_N)$ = coefficiente di attrito ricavato dalla relazione tra risultati sperimentali e simulazioni

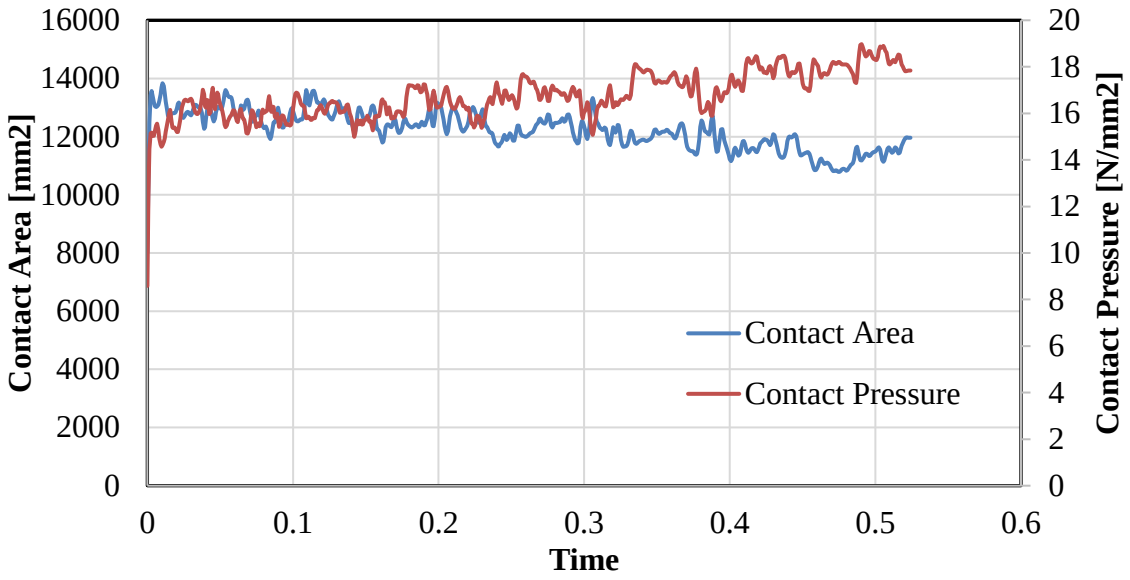


Figura 4.9 – Area di contatto vs. pressione di contatto

Oltre a questo, in realtà non importa quale sia la grandezza del precarico, vale a dire la pressione di contatto e le aree di contatto misurate seguono sempre la stessa tendenza nelle simulazioni dei test uniassiali come si può vedere nelle Fig. 4.10 e 4.11. Questa situazione mostra anche che i materiali sono abbastanza rigidi da non essere influenzati dalla pressione di contatto. Questa leggera diminuzione dell'area di contatto è conseguenza di una deformazione elastica / plastica delle superfici o di una leggera flessione delle piastre.

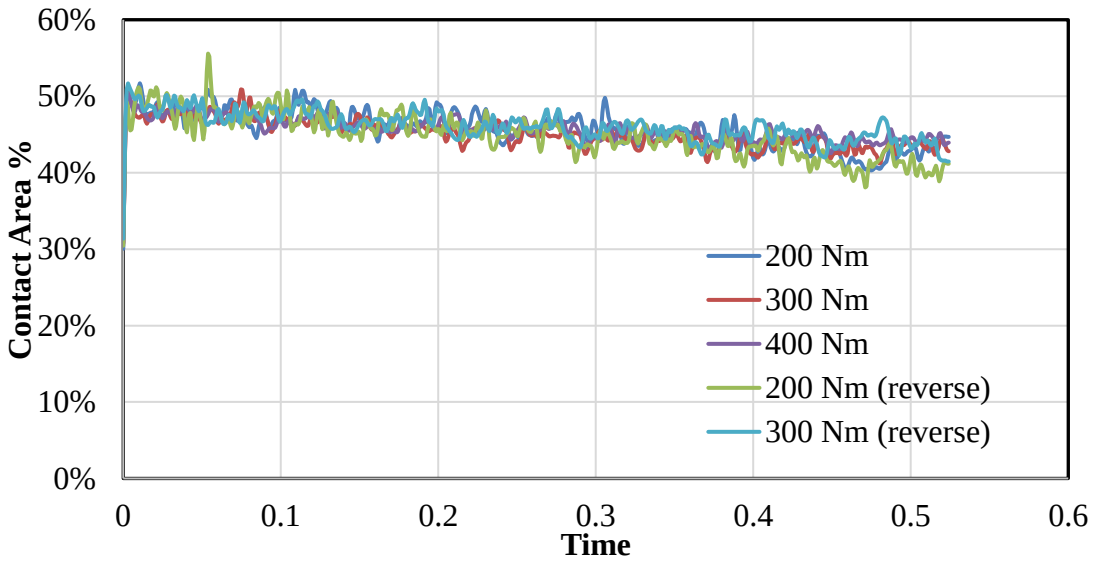


Figura 4.10 – Percentuale di area di contatto per diversi valori della coppia di serraggio.

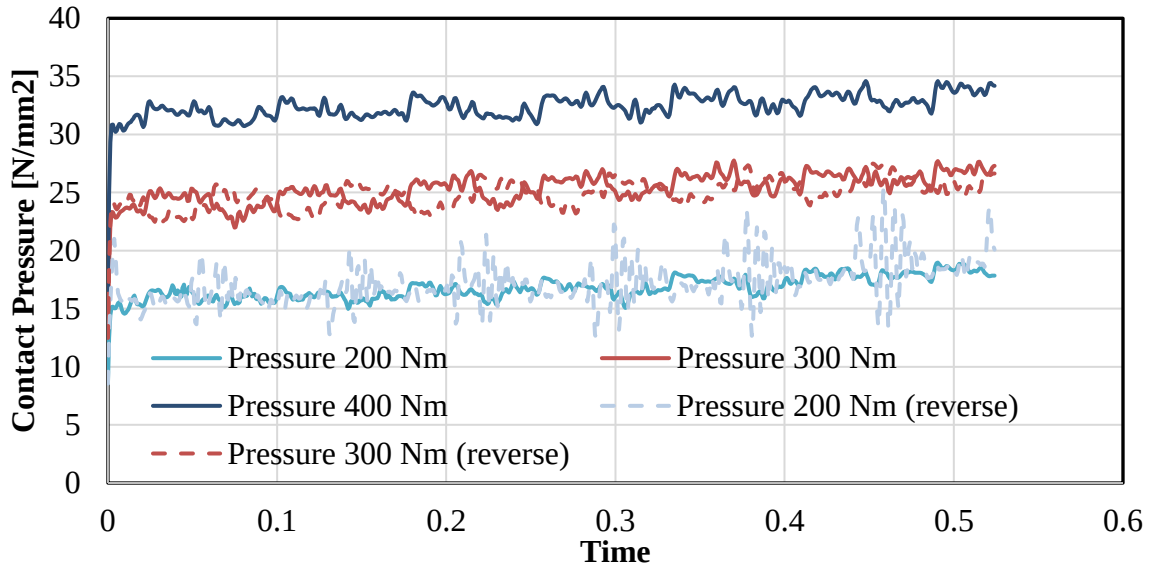


Figura 4.11 – Pressioni di contatto per diversi valori della coppia di serraggio.

Tuttavia, gli esperimenti hanno indicato che valori di precarico più elevati determinano coefficienti di attrito inferiori a causa delle caratteristiche tribologiche delle interfacce e anche con il movimento continuo era osservabile un degrado molto leggero dell'attrito, che potrebbe essere dovuta alla perdita dell'area di contatto e quindi all'aumento della pressione.

4.3 MODELLAZIONE AD ELEMENTI FINITE DELLE CONNESSIONI FREEDAM

Le analisi ad elementi finite delle connessioni FREEDAM sono state rivolte allo studio del comportamento locale degli assiemi trave-colonna al fine di valutare gli effetti del meccanismo di trasferimento dalla trave al pilastro e la ridistribuzione locale di forze e deformazioni all'interno dei bulloni dei dispositivi.

Una volta validati i modelli rispetto alle prove sperimentali, sono state effettuate simulazioni parametriche per indagare le prestazioni monotone e cicliche dei giunti dotati di smorzatori di attrito

4.3.1 *Ipotesi di modellazione*

Le prove sperimentali sono state utilizzate per validare i modelli agli elementi finiti sviluppati utilizzando Abaqus v 6.14 [2]. Le analisi quasi statiche sono state eseguite utilizzando il solutore Dynamic Implicit. Le caratteristiche geometriche degli assemblaggi sperimentali sono state replicate nel software discretizzando le parti solide utilizzando l'elemento finito C3D8R (un lineare a 8 nodi con integrazione ridotta). Sono state prese in considerazione le non linearità sia geometriche che meccaniche. Le prove sperimentali sui gli assiemi trave-pilastro più grandi hanno evidenziato uno slittamento inaspettato tra il pilastro e il setup sperimentale e quindi nel modello numerico è stata presa in considerazione tale sorgente di deformabilità. La Figura 4.12 mostra la forma generale del modello e la Figura 4.13 mostra le proprietà medie del materiale ottenute sperimentalmente.

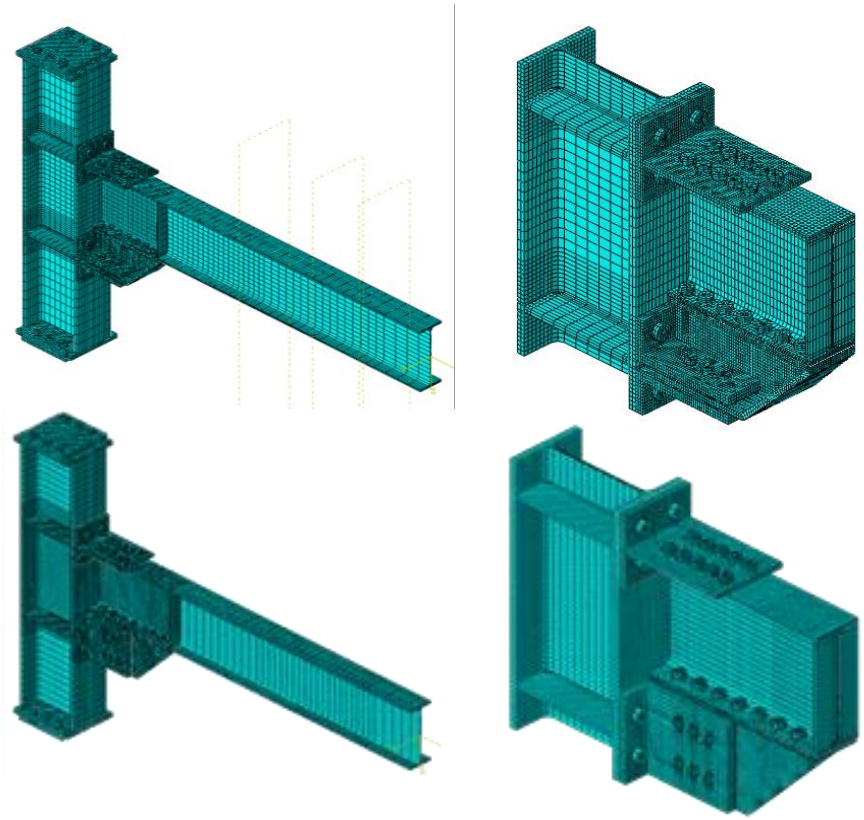


Figura 4.12 – Caratteristiche del modello ad elementi finite dei nodi trave-colonna con dispositivi FREEDAM

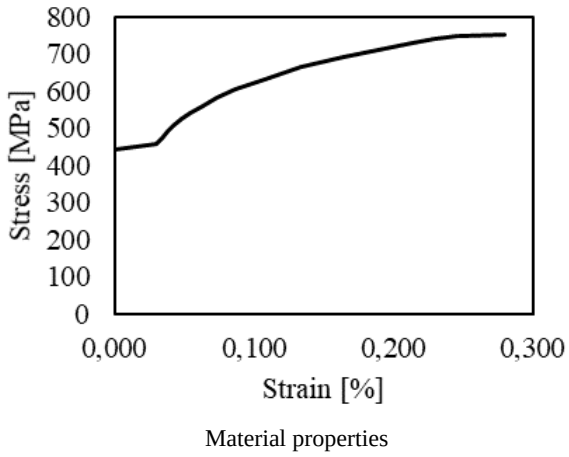


Figura 4.13 – curva media di tensioni-deformazioni per acciaio S355

Le proprietà meccaniche dell’ acciaio sono state ricavate dai risultati delle prove sui materiali eseguite in laboratorio nell’ambito della campagna sperimentale. La tensione di snervamento è pari a 380 MPa per le travi, 427 MPa per le colonne e 443MPa sia per L-stub che per T-stub . Il modulo elastico è stato assunto pari a 210000MPa e il coefficiente di Poisson pari a 0,3.

Il ramo non lineare del legame costitutivo è stato implementato utilizzando il metodo di input a mezzo ciclo ed assumendo sia incrudimento cinematico che isotropo, come descritto da [5-10]. I bulloni sono stati modellati come mostrato da [3,4].

Alle parti del modello a contatto, come i bulloni e le piastre, sono state assegnate interazioni che modellano sia il comportamento Normale (tramite l'opzione “Hard Contact”) sia il comportamento Tangenziale per definire lo scorrimento relativo (utilizzando l'attrito di Coulomb). Inoltre, per simulare la perdita parziale del coefficiente di attrito dovuta allo smussamento della rugosità superficiale dell’imbottitura rivestita dal materiale attritivo, sono state utilizzate le leggi di attrito dipendenti dalla temperatura mostrate nella Sezione 1.2, quindi il coefficiente di attrito diminuisce con l'aumento della temperatura a causa del continuo scorrimento delle piastre. Le proprietà di attrito sono riportate nella Tabella 4.3. Le simulazioni mostrate di seguito sono state eseguite assumendo il percentile del 5% del coefficiente d’attrito dinamico.

Tabella 4.3: Proprietà del materiale attritivo

Coefficiente d’attrito	***5% Percentile*** $\mu_{5\%}$	***95% Percentile*** $\mu_{95\%}$
Statico	0.69	0.84
Dinamico	0.53	0.65

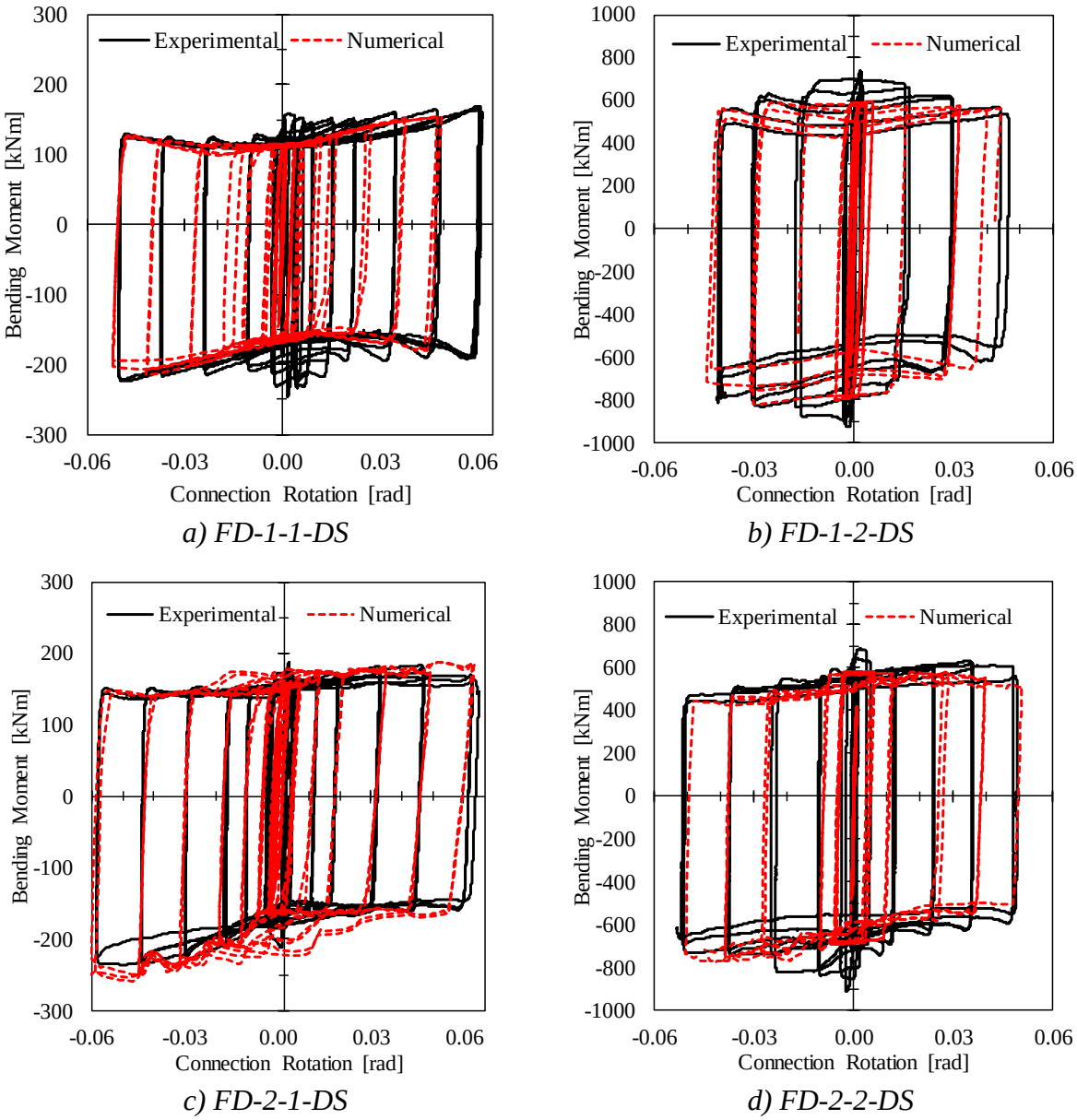
Poiché non sono previste deformazioni plastiche nelle componenti saldate, sono stati utilizzati vincoli interni che collegano tra loro superfici a contatto per replicare in modo semplificato la presenza di saldature a piena penetrazione.

Le analisi sono state eseguite considerando due fasi di carico: (i) serraggio con bulloni e (ii) applicazione della storia di spostamento.

Le condizioni al contorno dei giunti sono state accuratamente simulate per riprodurre quelle utilizzate durante le prove. Inoltre, la trave è stata vincolata lateralmente con vincoli fuori dal piano situati nelle stesse sezioni della configurazione sperimentale. Il protocollo di carico AISC 341 [11] fino al 5% di spostamento di interpiano è stato applicato all'estremità della trave coerentemente con la procedura di prova.

4.3.2 *Validazione e discussione dei risultati: nodi esterni*

Le ipotesi di modellazione adottate simulano efficacemente sia la risposta globale che quella locale dei nodi provati sperimentalmente, come si può osservare nelle Fig. 4.14 e 4.15.



a) FD-1-1-DS *b) FD-1-2-DS*

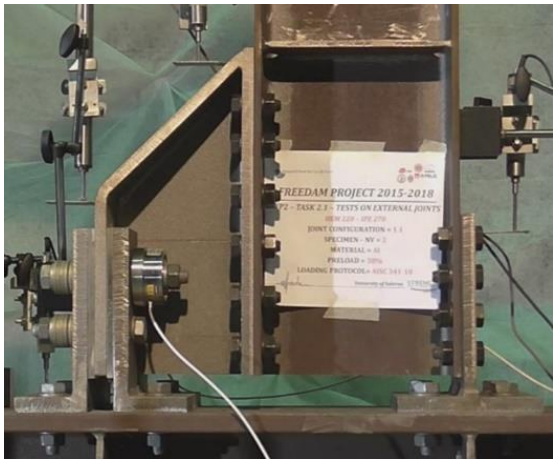
c) FD-2-1-DS *d) FD-2-2-DS*

Figura 4.14 – Confronto sperimentale-numerico in termini di curve momento-rotazione

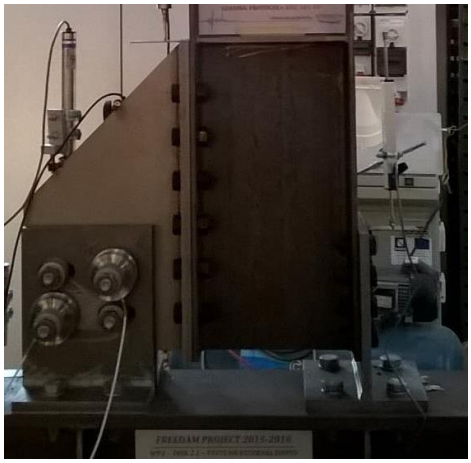
Poiché la transizione dall’attrito statico a quello dinamico non è stata modellata, la risposta del giunto durante i cicli iniziali non viene replicata accuratamente. Tuttavia, questa imprecisione scompare all'aumentare del numero di cicli.

Durante la campagna sperimentale non sono stati osservati danni agli elementi in acciaio. Tuttavia, le analisi numeriche mostrano alcune leggere deformazioni plastiche, rappresentate in termini di deformazione plastica equivalente (PEEQ) in Fig. 4.15, alla base dell’anima del collegamento a T superiore (dove si trova il centro di rotazione), e alla base degli angolari a L, nell'area della flangia della trave sotto il collegamento a T. Inoltre, si possono osservare deformazioni plastiche nei gambi dei bulloni nel dispositivo di attrito. Infatti, la configurazione dello smorzatore orizzontale induce effetti flessionali con due sezioni di contatto. Al contrario, i bulloni nello smorzatore verticale hanno una zona di appoggio a metà lunghezza del gambo bloccato, che porta a una maggiore deformazione plastica locale (vedi Fig. 4.16). Inoltre, in

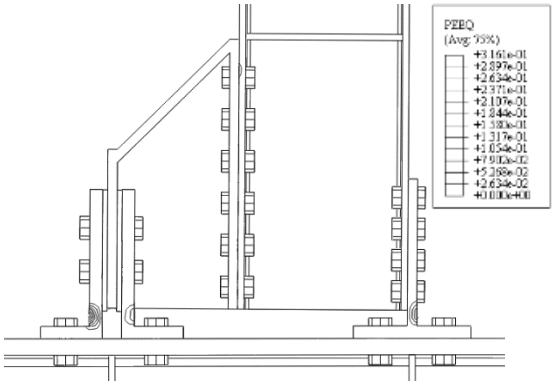
questo secondo caso i bulloni in prossimità della faccia della colonna non presentano deformazioni plastiche.



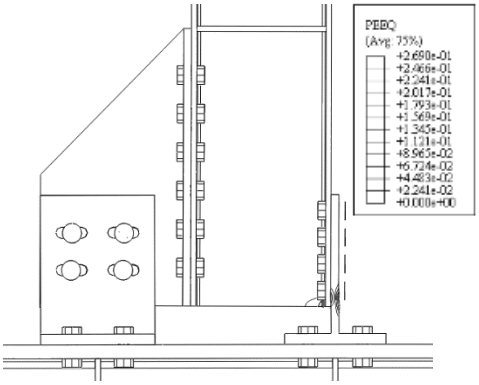
a) nodo FD 1-1



b) nodo FD 2-1

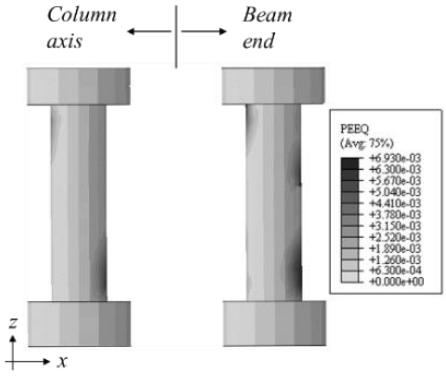


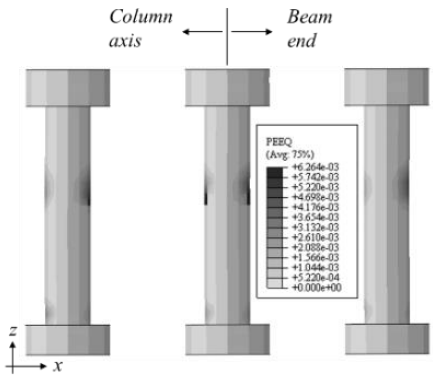
c) distribuzione delle PEEQ nel modello FD 1-1



d) distribuzione delle PEEQ nel modello FD 2-1

Figura 4.15 – Confronto sperimentale-numerico a deformazione pari al 5%





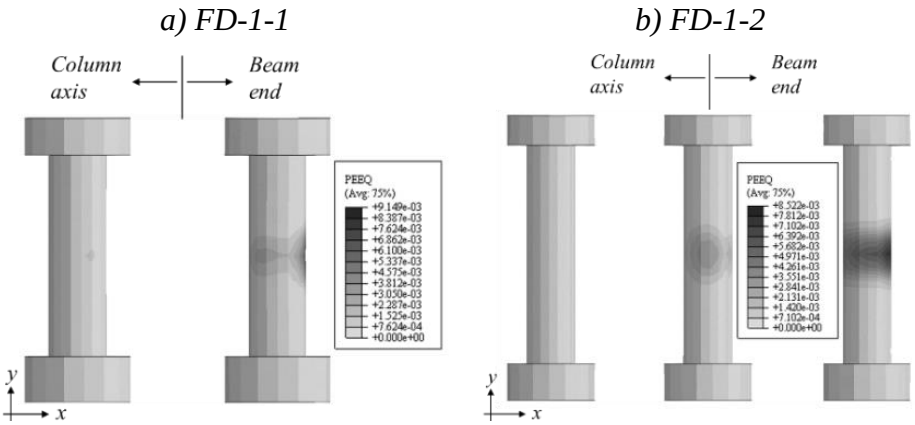


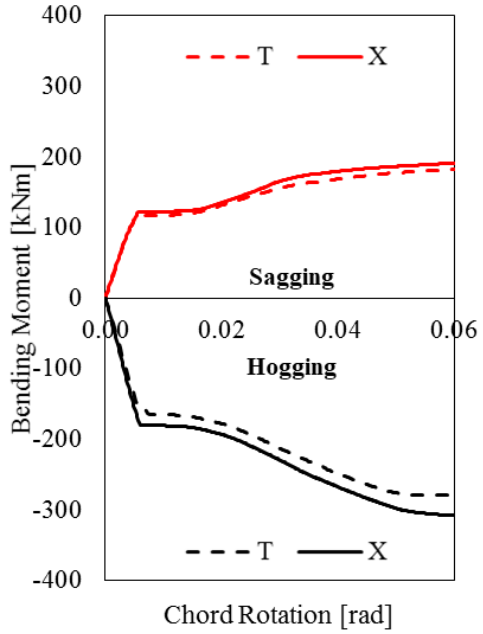
Figura 4.16 – Deformazione plastica equivalente (PEEQ) nei bulloni dello smorzatore

4.3.3 *Validazione e discussione dei risultati: nodi interni*

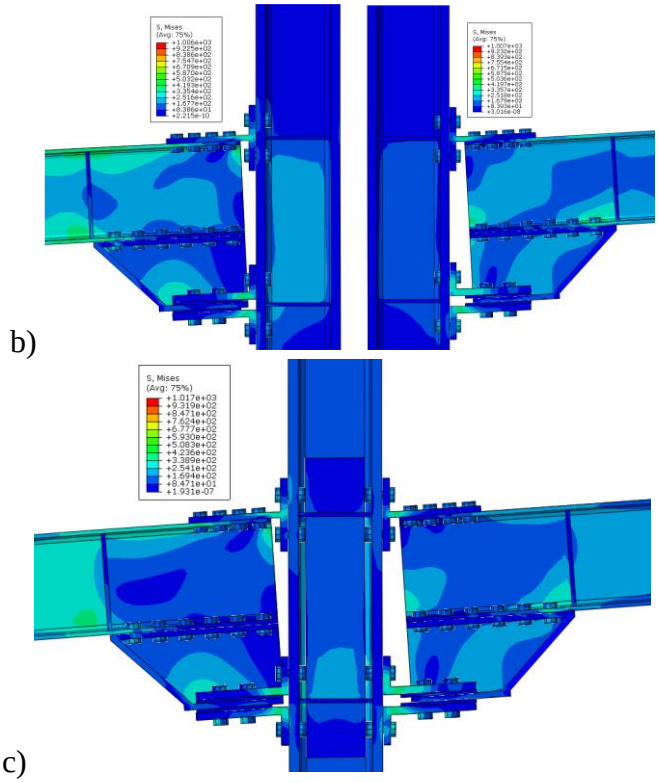
I nodi interni (di seguito indicati nei grafici anche come nodi a “X”) mostrano quasi lo stesso comportamento dei nodi esterni (di seguito indicati nei grafici come nodi a “T”), poiché il pannello dell'anima della colonna rimane in campo elastico e il meccanismo non-lineare si sviluppa solo negli smorzatori Freedam. Pertanto, di seguito viene semplicemente mostrato il confronto tra la risposta dei nodi interni ed esterni dotati sia di smorzatore con meccanismo di attrito orizzontale che a meccanismo di attrito verticale.

Le figure 4.17a e 4.18a mostrano, rispettivamente, le curve di risposta momento-rotazione dei nodi con smorzatore con meccanismo di attrito orizzontale e verticale. Come si può banalmente osservare, le differenze sono trascurabili e sono dovute principalmente alla diversa rigidezza della colonna, che è più rigida nel caso di nodi interni, quindi a parità di rotazione della corda imposta il contributo rotazionale della colonna è minore e lo scorrimento del dispositivo è leggermente maggiore così come la sua corrispondente reazione.

La deformata e le distribuzioni delle sollecitazioni sono quasi le stesse per entrambi i giunti a T e X, come si può osservare confrontando rispettivamente la Figura 4.17b con la 4.17c e la Figura 4.18b con 4.18c.



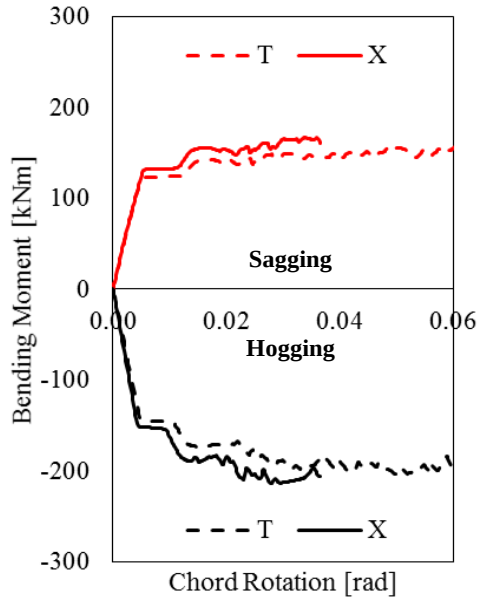
a)



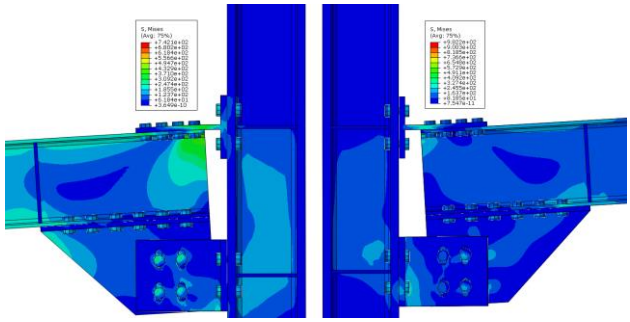
b)

c)

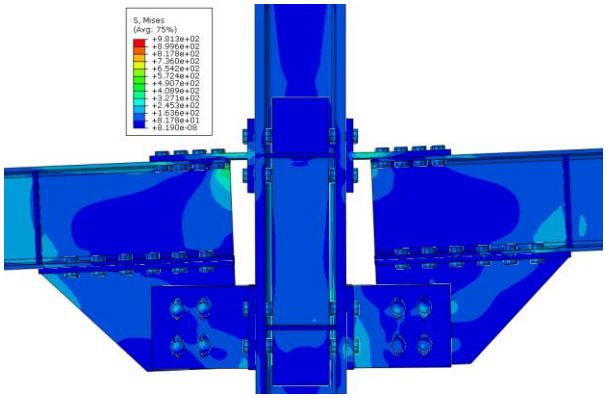
Figura 4.17 – Confronto tra nodi esterni ed interni con smorzatore a scorrimento orizzontale



a)



b)



c)

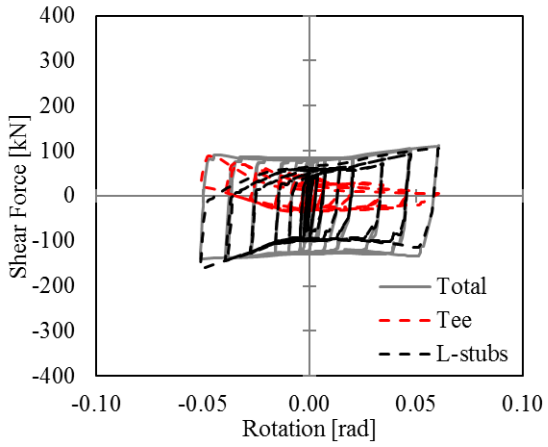
Figura 4.18 – Confronto tra nodi esterni ed interni con smorzatore a scorrimento verticale

4.4 SINTESI DEI RISULTATI AI FINI DELLE REGOLE DI PROGETTO

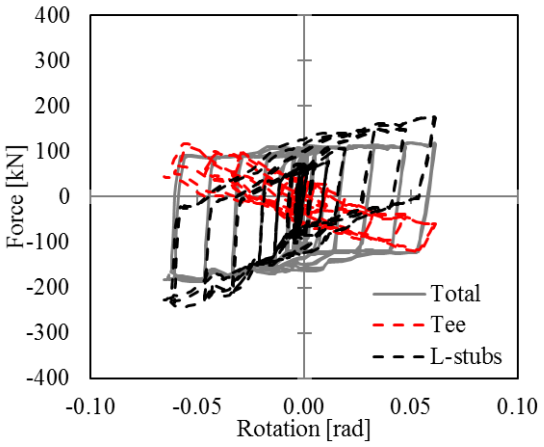
4.4.1 *Taglio nelle connessioni a T ed a L*

Tramite le analisi ad elementi finiti è stato studiato il comportamento locale dei giunti FREEDAM al fine di caratterizzare qualsiasi aspetto relativo al progetto delle connessioni (T-stub e L-stub). In particolare, è stato controllato il taglio trasmesso alle connessioni, perché questi elementi dovrebbero garantire la resistenza a trazione e taglio combinate per evitare collassi prematuri.

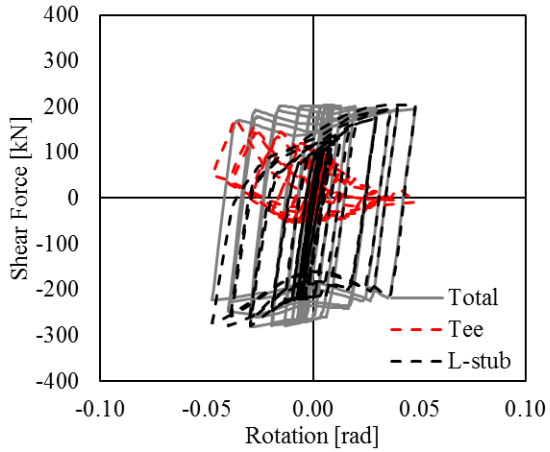
La Figura 4.19 mostra la distribuzione delle forze di taglio lungo l’anima degli elementi a T e a L delle connessioni bullonate, nonché la forza di taglio totale nella sezione in corrispondenza della faccia della colonna. In entrambe le configurazioni del dispositivo di attrito, il taglio cumulato nelle due componenti (cioè la somma dei valori assoluti rilevanti) è maggiore della forza di taglio complessiva (vedi la Figura 4.19 a e c per il tipo 1 e la Figura 4.19 b e d per il tipo 2). Al fine di indagare l’evoluzione della forza di taglio con la rotazione della connessione, sono state alternativamente eseguite analisi monotone a momento negativo e positivo.



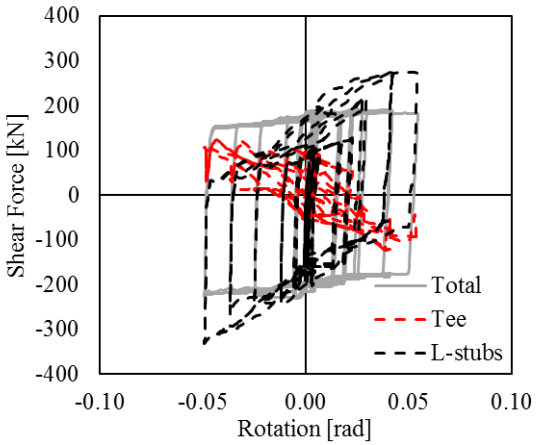
a) FD-1-1



b) FD-1-1



c) FD-1-2



d) FD-2-2

Figura 4.19 Forza di taglio trasmessa alle diverse componenti

I risultati presentati nella Figura 4.20 confermano le osservazioni precedenti e offrono informazioni sull’entità del taglio trasferito da ciascun componente. In effetti, per i casi investigati, gli elementi a L trasferiscono una forza di taglio maggiore rispetto alla connessione

a T superiore. I nodi della configurazione 1 sono caratterizzati da valori del taglio massimo trasferito dal T pari a circa il 50% del taglio totale, mentre gli angolari a L raggiungono valori prossimi al 100% del taglio totale (Figura 4.20 a,c). Tuttavia, mentre i componenti della Configurazione 1 trasferiscono il taglio fino al taglio totale massimo, i nodi della Configurazione 2 (Figura 4.20 b, d) mostrano lo stesso comportamento osservato ciclicamente, ovvero il taglio nei componenti raggiunge valori maggiori del taglio totale. Infatti, il taglio trasferito dagli L-stub raggiunge un valore quasi doppio del taglio totale per valori di rotazione intorno a 0,06 rad.

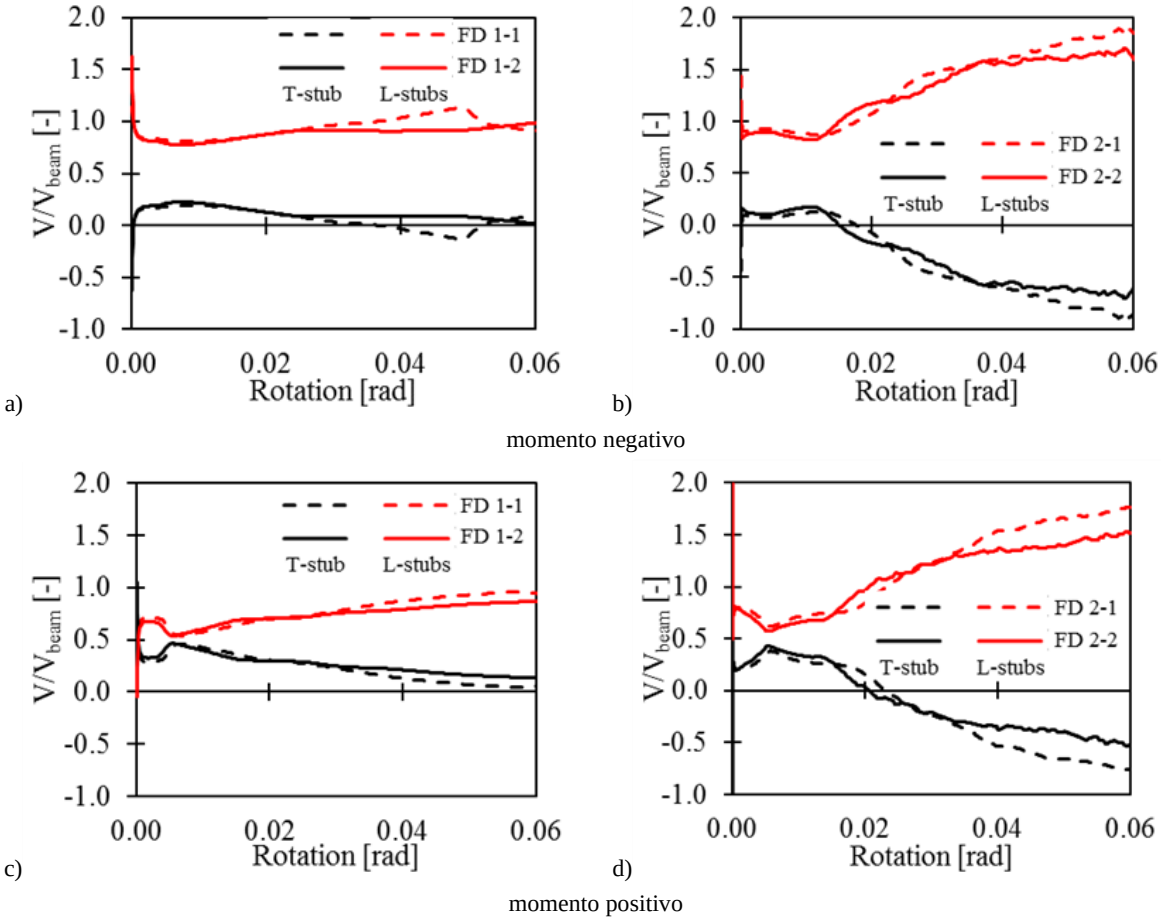


Figura 4.20 Taglio nelle connessioni bullonate in faccia alla colonna

Le differenze di distribuzione della forza di taglio tra i 2 componenti sono principalmente dovute alla maggiore rigidezza degli angolari ad L nel piano verticale e dalla componente della forza di scorrimento verticale. In effetti, il meccanismo di trasferimento della forza di taglio tra i componenti (per il confronto vedere la Figura 4.16) è altamente complesso e dipende dalla configurazione. Il nodo di tipo 1 (FD 1-1-DS) è caratterizzato da forze di taglio dello stesso segno trasferite dagli angolari a L e in misura minore dalla connessione a T superiore. Al contrario, la connessione a T di FD 2-1-DS porta una forza di taglio di segno opposto, a causa del livello elevato di forza di taglio trasferito dagli angolari a L, al fine di preservare l'equilibrio con il taglio nella trave.

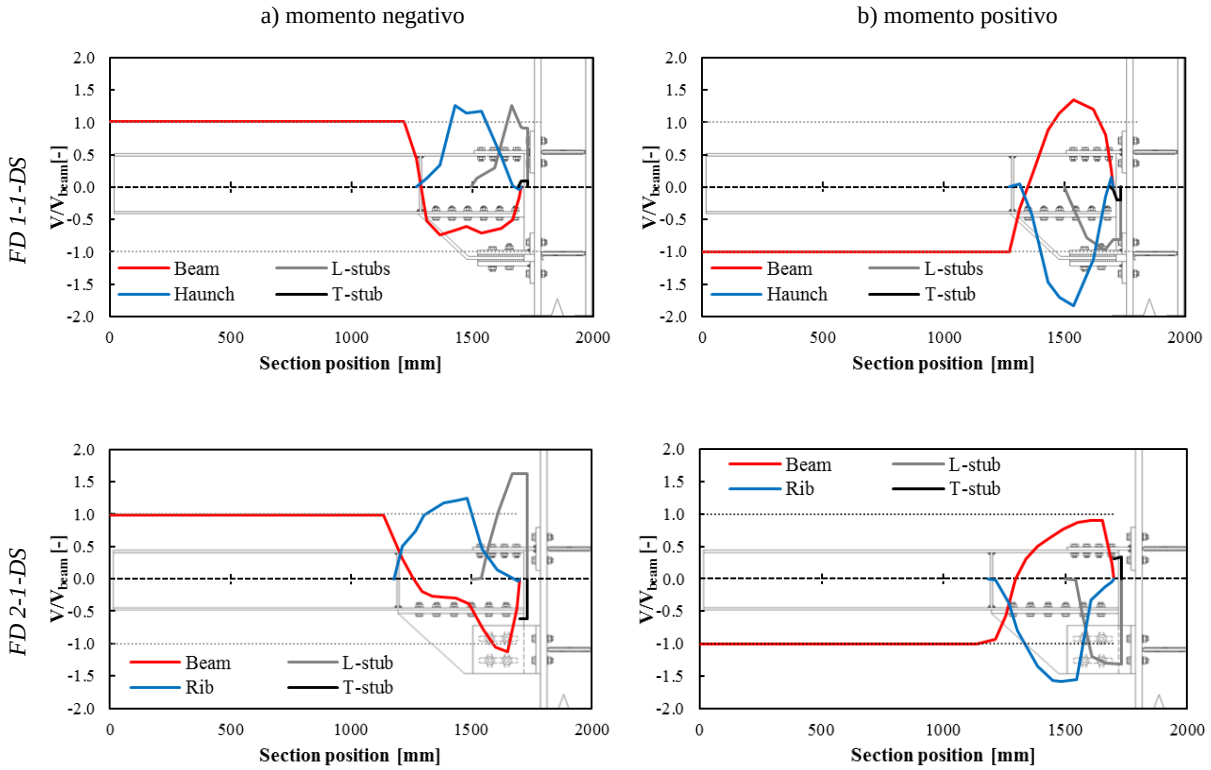
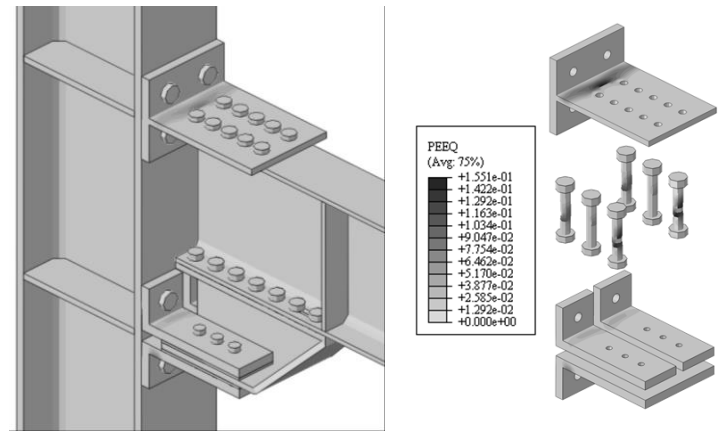
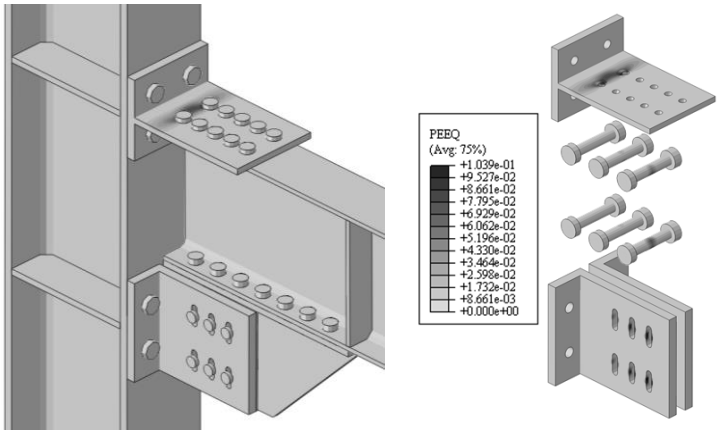


Figura 4.21 Distribuzione del taglio negli elementi connessi a 0.04 rad di rotazione

Nelle analisi effettuate sui modelli per simulare le prove sperimentali è stato osservato che una piccola concentrazione di deformazioni plastiche si trova alla base dell’anima della connessione a T, degli angolari a L (nel caso della Configurazione 1), dei bulloni dello smorzatore ad attrito e in misura ridotta nella trave (la connessione anima-flangia all'estremità della trave immediatamente al di sotto della connessione a T e nelle asole all'estremità della connessione trave-smorzatore). Questi risultati sono presentati nella Figura 4.22 in termini di distribuzione di deformazione plastica equivalente (PEEQ). Come si può osservare nella legenda delle PEEQ che vengono valutati alla rotazione pari a 0,05rad, la configurazione di smorzatori ad attrito orizzontale mostra i valori maggiori delle deformazioni plastiche. Questo risultato, infatti, può essere osservato anche in termini di energia dissipata, presentata in Figura 4.23. Infatti, l'energia di attrito normalizzata rispetto all'energia totale dissipata per la prima configurazione è minore rispetto alla seconda configurazione ed è vero il contrario in termini di energia plastica normalizzata. Sebbene la configurazione del secondo smorzatore porti a minori deformazioni plastiche, vale la pena notare che il danno alla plastica è limitato per entrambe le configurazioni, la massima dissipazione di energia plastica è inferiore al 5% dell'energia totale dissipata a 0,05 rad.

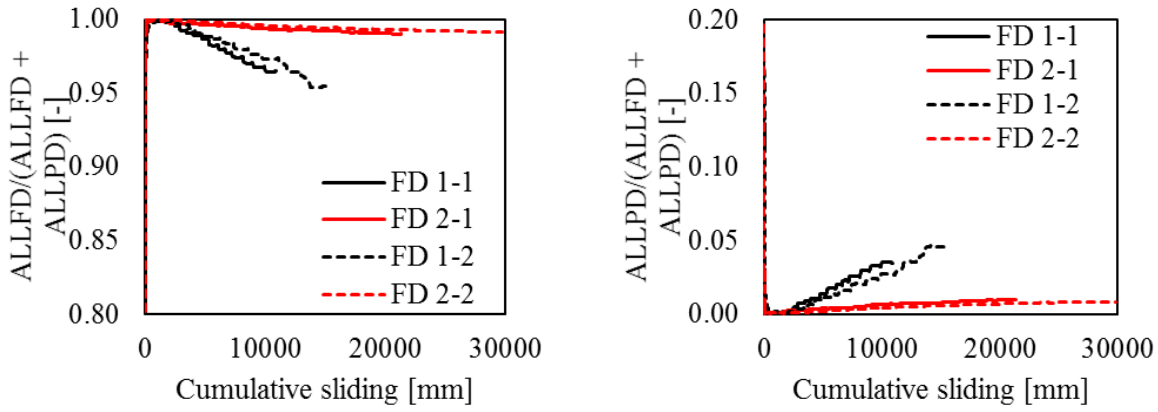


a) FD-1-2



b) FD-2-2

Figura 4.22 Distribuzione delle PEEQ a 0.05rad



a) b)

Figura 4.23 Energia dissipata normalizzata: a) energia per attrito; b) energia per deformazione plastica

4.4.2 *Influenza della forza di precarico nei bulloni dello smorzatore*

Le prove sperimentali hanno confermato l'importanza della forza di serraggio applicata ai bulloni nel dispositivo. Pertanto, oltre alla forza di precarico adottata nelle prove (di seguito denominata N_b), sono stati considerati un valore inferiore del 50% (0,5 N_b) e un valore maggiore del 50%

(1,5 N_b). Da notare che in tutti i casi 1.5 N_b è minore di $F_{p,C}$ (che è pari a 172kN per bulloni M20 gr.10.9).

La Figura 4.24 mostra il confronto delle curve di risposta per i quattro nodi (cioè le due configurazioni di nodi e due assiemi trave-colonna). Le tabelle 4.4 e 4.5 riportano le proprietà meccaniche dei giunti misurate numericamente. I momenti flettenti riportati, $M^{(+)}$ e $M^{(-)}$, rappresentano rispettivamente il momento flettente al verificarsi dello scorrimento a momento positivo e negativo. Le equazioni (4.2), (4.3) e (4.4) chiariscono il significato del parametro meccanico riportato nelle tabelle.

$$\Gamma^{(+)} = 1 + \frac{M^{(+)}_{0.5N_b} - M^{(+)}_{N_b}}{M^{(+)}_{N_b}} \tag{4.2}$$

$$\Gamma^{(-)} = 1 + \frac{M^{(-)}_{0.5N_b} - M^{(-)}_{N_b}}{M^{(-)}_{N_b}} \tag{4.3}$$

$$\Delta M^{(+/-)} / M^{(-)} = \frac{M^{(-)} - M^{(+)}}{M^{(-)}} \tag{4.4}$$

Dove $\Gamma^{(+)}$ e $\Gamma^{(-)}$ rappresentano, rispettivamente, la variazione della capacità flessionale a momento positivo e negativo, considerando alternativamente la variazione della forza di serraggio dal valore di progetto N_b a 0,5 N_b e 1,5 N_b; $M^{(+)}$ e $M^{(-)}$ sono i momenti flettenti cadenti e pesanti. I pedici rappresentano l'analisi da cui viene preso il momento flettente, ad es. con forza di serraggio uguale a 1,5 N_b o 0,5 N_b; $\Delta M^{(+/-)} / M^{(-)}$ rappresenta la differenza tra il momento flettente positivo e negativo per ogni rispettiva analisi (considerando i tre valori per N_b).

Come previsto, la variazione del momento flettente è proporzionale alla pretensione del bullone, sebbene in modo diverso sia in caso di momento positivo e negativo. Come riportato nelle tabelle 4.4 e 4.5, questa differenza è strettamente correlata alla configurazione del nodo ed è costante con l’altezza della trave, la forza di serraggio o il coefficiente di attrito. La differenza è di circa il 25% per la configurazione 1 e il 15% per la configurazione 2.

Un’ulteriore osservazione che può essere fatta sulla base della Figura 4.24 è che la risposta post-snervamento della configurazione del giunto 1 differisce con le dimensioni dell'assieme trave-colonna e con il livello di precarico (relativo alla forza di precarico massima). In particolare, il nodo con trave bassa e precarico relativo inferiore mostra un incrudimento (cioè rigidezza post-snervamento positiva), mentre il giunto con trave più profondo e precarico relativo più elevato mostra una rigidezza post-snervamento negativo. Questi fenomeni sono più pronunciati a momento positivo. La seconda configurazione mostra un comportamento più lineare in entrambi gli assiemi esaminati.

La rigidezza del nodo non è influenzata dalla variazione della forza di serraggio, poiché è determinata dalla rigidezza degli altri componenti del nodo (la connessione alla faccia della colonna, il pannello dell'anima della colonna, ecc.).

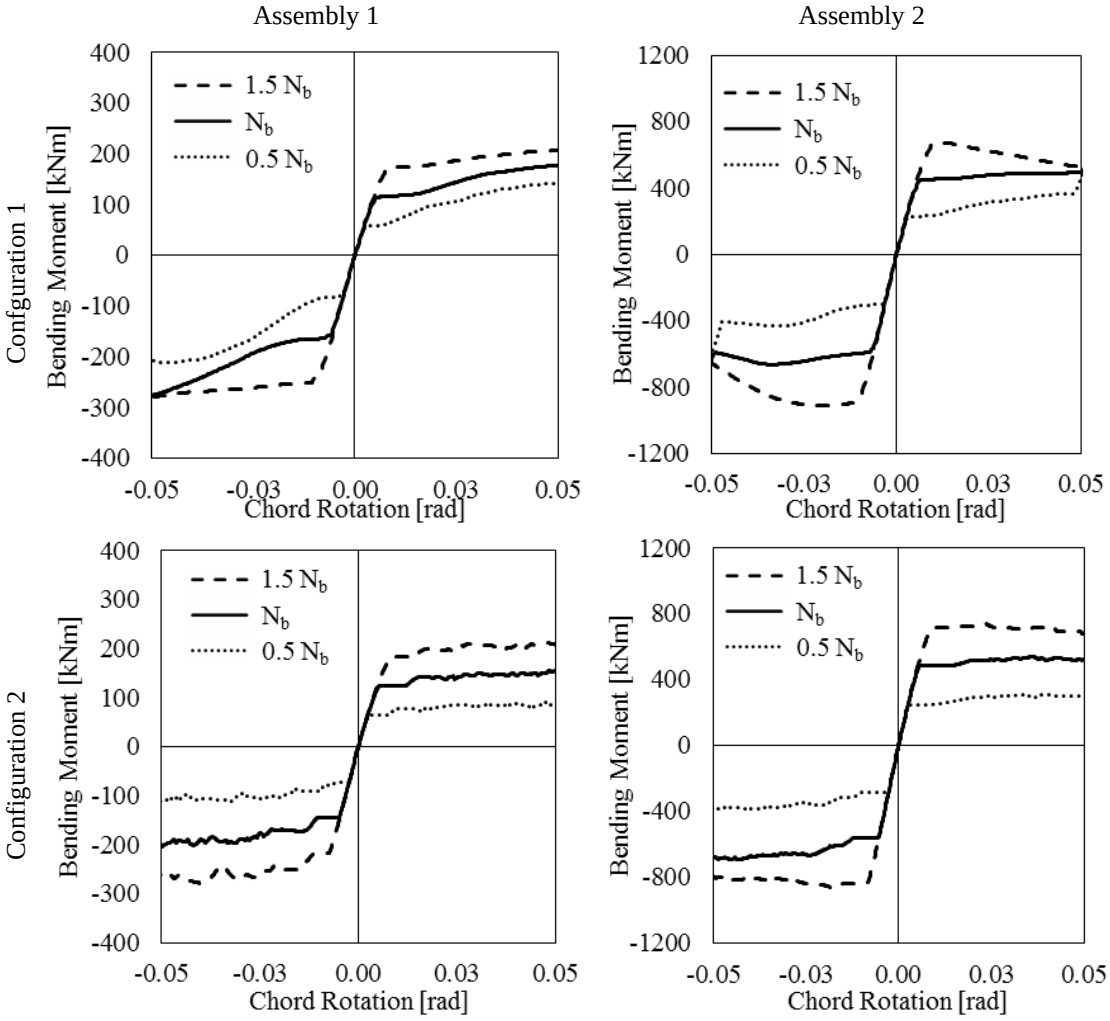


Figura 4.24 Influenza della forza di serraggio sulla resistenza flessionale

Tabella 4.4 Momento per il modello FD 1-2-DS considerando la variazione di serraggio

Forza di serraggio	$M^{(+)}$ [kNm]	$M^{(-)}$ [kNm]	$\Gamma^{(+)}$ [-]	$\Gamma^{(-)}$ [-]	$\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$ [-]
N_b	453	602	-	-	25%
$0.5N_b$	230	298	51%	50%	23%
$1.5N_b$	690	902	152%	150%	24%

Tabella 4.5 Momento per il modello FD 2-2-DS considerando la variazione di serraggio

Forza di serraggio	$M^{(+)}$ [kNm]	$M^{(-)}$ [kNm]	$\Gamma^{(+)}$ [-]	$\Gamma^{(-)}$ [-]	$\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$ [-]
N_b	484	564	-	-	14%
$0.5N_b$	250	290	52%	51%	14%
$1.5N_b$	714	838	148%	149%	15%

4.4.3 *Influenza del coefficiente di attrito*

Un altro importante parametro di progettazione è il coefficiente di attrito tra le superfici di scorrimento. Pertanto, per esaminare il suo ruolo sulla prestazione del giunto si considerano tre diversi valori del coefficiente di attrito dinamico μ, ovvero il 5% percentile ($\mu_{5\%}$), il valore medio (μ_{avg}) posto pari a 0,59, e il 95% percentile ($\mu_{95\%}$), vedere la Tabella 4.3:

La Figura 4.25 mostra le curve numeriche in termini di momento flettente rispetto alla rotazione alla corda. È possibile osservare che maggiore è il percentile dei valori del coefficiente di attrito maggiore è la capacità del giunto. Questa osservazione conferma la necessità di tenere conto della variabilità delle proprietà di attrito dei cuscinetti di attrito per progettare gli elementi strutturali non dissipativi.

Le tabelle 4.6 e 4.7 riassumono la variazione della capacità di flessione dei modelli FD-1-2-DS e FD-2-2-DS analizzati con valori maggiori del coefficiente di attrito (μ_{avg} e $\mu_{95\%}$) rispetto al valore di progetto ($\mu_{5\,\%}$) in condizioni di carico suino ($M^{(-)}$) e cedimento ($M^{(+)}$).

Tabella 4.6 Momento per il modello FD 1-2 considerando la variazione del coefficiente di attrito

Coefficiente di attrito	$\Delta\mu$ [-]	$M^{(+)}$ [kNm]	$M^{(-)}$ [kNm]	$\Gamma^{(+)}$ [-]	$\Gamma^{(-)}$ [-]	$\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$ [-]
$\mu_{5\%}$	-	446	593	-	-	25%
μ_{avg}	110%	521	670	117%	113%	22%
$\mu_{95\%}$	117%	535	733	120%	124%	27%

Tabella 4.7 Momento per il modello FD 2-2 considerando la variazione del coefficiente di attrito

Coefficiente di attrito	$\Delta\mu$ [-]	$M^{(+)}$ [kNm]	$M^{(-)}$ [kNm]	$\Gamma^{(+)}$ [-]	$\Gamma^{(-)}$ [-]	$\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$ [-]
$\mu_{5\%}$	-	484	564	-	-	14%
μ_{avg}	110%	529	627	109%	111%	16%
$\mu_{95\%}$	117%	568	679	117%	120%	16%

La variazione del momento nel caso di FD-1-2-DS differisce rispetto alla variazione del coefficiente di attrito. In particolare, si può osservare un maggiore aumento del momento flettente a parità di aumento del coefficiente di attrito. Dall'altro lato, le analisi del modello FD-2-2-DS nella Tabella 4.7 mostrano una più stretta dipendenza della capacità flessionale con la variabilità dell'attrito.

Il parametro $\Delta M^{(+/-)} / M^{(-)}$, valutato anche per questo gruppo di analisi, conferma la precedente osservazione circa la relazione tra la configurazione dello smorzatore e la diversa risposta in condizioni di momento positivo e negativo (valori che variano intorno al 25% per la configurazione 1 e 15% per la configurazione 2).

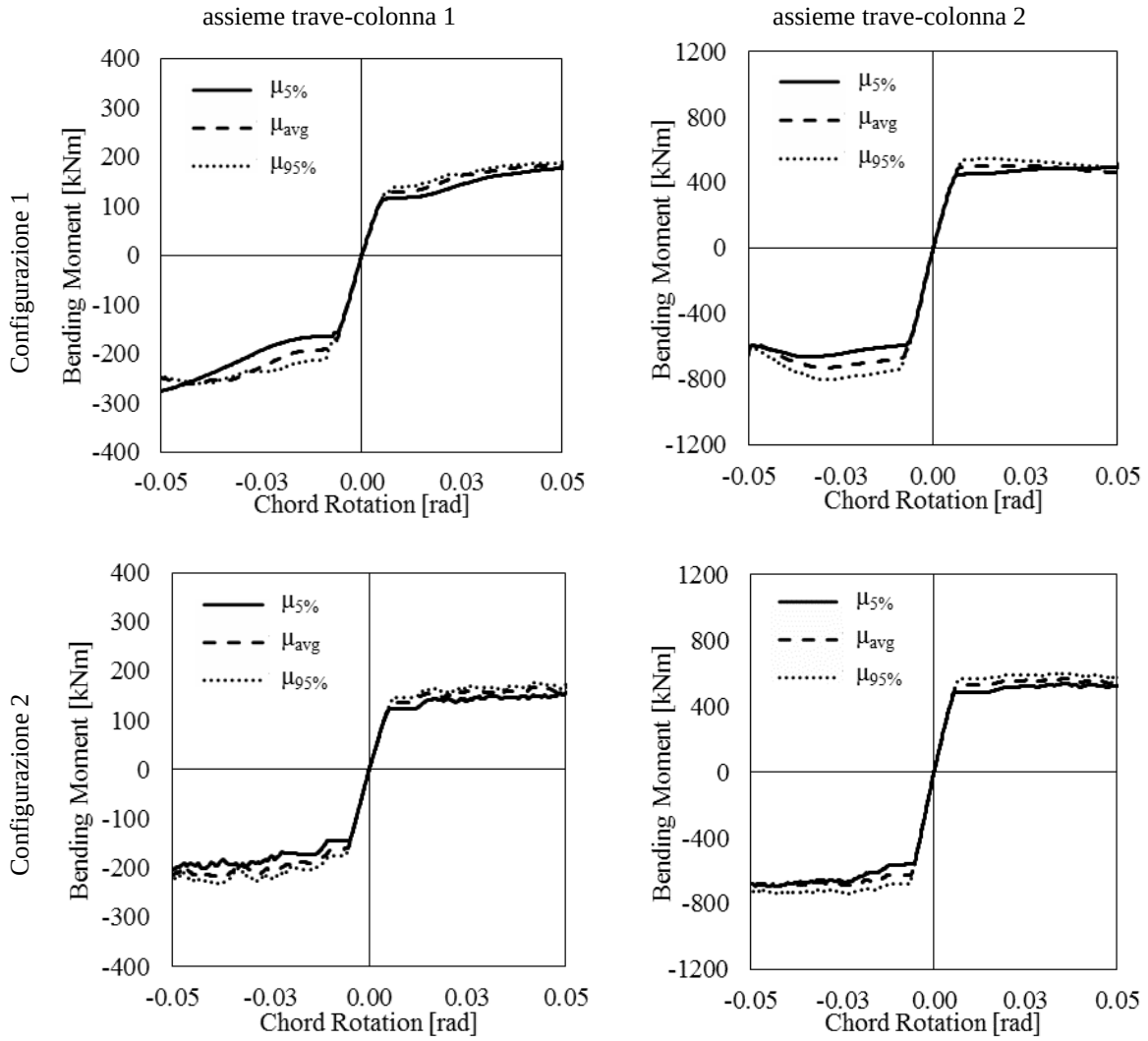


Figura 4.25 Influenza del coefficiente di attrito sulla resistenza flessionale

4.5 BIBLIOGRAFIA

[1] Latour M., Piluso V., Rizzano G. (2014) "Experimental Analysis on Friction Materials for Supplemental Damping Devices", Construction and Building Materials, 65:159-176.

[2] Dassault Systèmes. Abaqus analysis 6.14 User's manual. Simulia Inc.; 2015

[3] M. D'Aniello, D. Cassiano, R. Landolfo, "Monotonic and cyclic inelastic tensile response of European preloadable GR10.9 bolt assemblies*", Journal of Constructional Steel Research,* vol. 124, pp. 77-90, 2016.

[4] M. D'Aniello, D. Cassiano, R. Landolfo, "Simplified criteria for finite element modelling of European preloadable bolts", *Steel and Composite Structures*, vol. 24(6), pp. 643-658, 2017.

[5] Cassiano D., D'Aniello M., Rebelo C., (2017) Parametric finite element analyses on flush end-plate joints under column removal. Journal of Constructional Steel Research, 137: 77–92.

[6] Cassiano D., D'Aniello M., Rebelo C., (2018). Seismic behaviour of gravity load designed flush end-plate joints. Steel and Composite Structures, An International Journal, 26(5): 621-634. DOI: https://doi.org/10.12989/scs.2018.26.5.621.

[7] D'Aniello M., Tartaglia R., Costanzo S., Landolfo R. "Seismic design of extended stiffened end-plate joints in the framework of Eurocodes". Journal of Constructional Steel Research, 128, 512–527, 2017

[8] Tartaglia R., D'Aniello M., Rassati G.A., Swanson J.A., Landolfo R. (2018). Full strength extended stiffened end-plate joints: AISC vs recent European design criteria. Engineering Structures, 159:155–171.

[9] Tartaglia R., D'Aniello M., Zimbru M., Landolfo R., (2018). Finite element simulations on the ultimate response of extended stiffened end-plate joints. Steel and Composite Structures, An International Journal 27(6): 727-745. DOI: 10.12989/scs.2018.27.6.727.

[10] Tartaglia R., D'Aniello M., Landolfo R., (2018). The influence of rib stiffeners on the response of extended end-plate joints. Journal of Constructional Steel Research, 148: 669–690.

[11] ANSI/AISC 341-16 (2016). "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". American Institute of Steel Construction.

[12] Tartaglia R., D'Aniello M., "Nonlinear performance of extended stiffened end plate bolted beam-to-column joints subjected to column removal" The Open Civil Engineering Journal, 2017, 11: 369-383

[13] D'Aniello M., Cassiano D., Landolfo R. "Monotonic and cyclic inelastic tensile response of European preloadable GR10.9 bolt assemblies". Journal of Constructional Steel Research, 124: 77–90, 2016.

[14] D'Aniello M., Cassiano D., Landolfo R., (2017) Simplified criteria for finite element modelling of European preloadable bolts. Steel and Composite Structures, An International Journal,24(6): 643-658.

[15] Zimbru M., D'Aniello M., De Martino A., Latour M., Rizzano G., Piluso V., (2018). Investigation on Friction Features of Dissipative Lap Shear Connections by Means of

Experimental and Numerical Tests. The Open Construction and Building Technology Journal, 12(Suppl-1, M9): 154-169.

[16]Francavilla A.B., Latour M., Piluso V., Rizzano G. (2015). Simplified finite element analysis of bolted T-stub connection components. Engineering Structures, 100: 656-664.

CAPITOLO 5

COMPORTAMENTO SOTTO AZIONE DA IMPATTO

5.1 INTRODUZIONE

E’ ben noto che il comportamento della connessione trave-colonna soggetta ad azioni da impatto può differire dal comportamento osservato in condizioni di carico normali [1–4]. Ciò è principalmente dovuto alle elevate velocità di deformazione in diversi componenti dei nodi, derivanti dalle elevate velocità di carico caratteristiche dei carichi di impatto.

La velocità di deformazione è la proprietà che definisce la deformazione di deformazione (d_ε) per unità di tempo (d_t) a cui è soggetto un materiale, d_ε / d_t, e influenza le curve tensione-deformazione dell’acciaio. In generale, le proprietà di resistenza aumentano per velocità di deformazione più elevate, con un aumento più pronunciato per gli acciai con elevata duttilità. Ad esempio, per l’acciaio dolce, la resistenza allo snervamento a velocità di deformazione elevate (circa 600 s^{-1}) può essere considerata 1,5 volte la resistenza allo snervamento sotto carichi statici [5,6], mentre l’acciaio ad alta resistenza utilizzato nei bulloni, di solito non mostra un aumento di oltre il 10% per il limite di snervamento [1,7,8]. Inoltre, oltre alla variazione di resistenza, una perdita di duttilità è normalmente associata a tassi di deformazione più elevati.

Solitamente, la variazione delle proprietà di resistenza dell’acciaio quando sottoposto a velocità di deformazione elevate è descritta dal parametro DIF “fattore di aumento dinamico”, dato dal rapporto tra la resistenza osservata quando si considerano elevate velocità di deformazione e la resistenza osservata sotto carichi statici. I modelli per rappresentare il fattore di incremento dinamico della resistenza allo snervamento sono già disponibili in letteratura [9,10], come il modello Johnson-Cook [9] che descrive la variazione della forza con velocità di deformazione come una funzione logaritmica.

Poiché le connessioni sono generalmente costituite dall’assemblaggio di diversi classi di resistenza di acciaio (tipicamente acciaio ad alta resistenza per bulloni e acciaio dolce per piastre), per quanto riguarda gli effetti delle velocità di deformazione nel comportamento globale delle connessioni in acciaio, è facile capire che la loro risposta dinamica differiscono fortemente da quello statico, a seconda delle proprietà di velocità di deformazione dei materiali che costituiscono piastre e bulloni. In generale, si osserva un aumento della loro resistenza elastica e ultima, mentre le loro capacità di duttilità tendono a diminuire all'aumentare della velocità di carico [1–4]. In questa prospettiva, sapendo che in una scala strutturale, una buona duttilità locale delle connessioni è importante per consentire lo sviluppo di percorsi di carico alternativi nelle strutture [11,12], è chiaro che l'effetto dei tassi di deformazione deve essere adeguatamente preso in considerazione nella modellazione strutturale.

In questo capitolo viene riportata la sintesi dei risultati e delle conclusioni ottenute durante il progetto FREEDAM [13], riguardanti il comportamento delle connessioni FREEDAM sotto carico di impatto. Per informazioni più dettagliate su questi risultati, si possono consultare le tesi di dottorato di Marina D'Antimo [14] e Ana Francisca Santos [15].

5.2 SMORZATORI FREEDAM SOGETTI AD AZIONI DERIVANTI DA IMPATTO

5.2.1 *Descrizione dei provini e del programma sperimentale*

I provini testati sono mostrati nella Figura 5.1, dove si nota che sono simili a quelli usati per i test ciclici. Questi provini sono connessioni di taglio a doppia sovrapposizione con una coppia di piastre in acciaio aggiuntive da 8 mm (in acciaio S275JR) rivestite mediante un metallo termicamente spruzzato, precompresse con bulloni M20. Due parti distinte componevano il campione. La prima è la “parte scorrevole”, in cui la piastra interna (realizzata in acciaio inox AISI304) è asolata per simulare la flangia asolata della connessione FREEDAM. La seconda parte è la “parte fissa”, dove viene utilizzata una piastra interna in acciaio S275JR per collegare i provini all'apparecchiatura di prova. Inoltre, due piastre esterne in acciaio con uno spessore di 15 mm sono poste tra le teste dei bulloni e i cuscinetti di attrito per riprodurre l'effetto di diffusione delle forze del bullone all'interfaccia. Tre diverse modifiche rispetto alla configurazione "standard" della Figura 5.1 sono state progettate secondo l'Eurocodice 3 [16], in modo da poter valutare diverse modalità di rottura dello smorzatore ad attrito (Figura 5.2).

L'intero programma sperimentale è riassunto nella Tabella 1.1 ed è suddiviso in tre gruppi. Nel primo gruppo (Gruppo A) è stata utilizzata la configurazione provino a (Figura 5.2), che presenta due fori asolati di lunghezza totale pari a 41 mm, piastre interne di spessore pari a 30 mm e bulloni M20 10.9 HV precaricati. Nel gruppo B, i bulloni M20 8.8 SB sono stati utilizzati in tutti gli otto test. In queste prove il provino a è stato utilizzato per le prove statiche mentre il provino “b” è stato utilizzato per le prove d'urto, differendo dal provino “a” per la lunghezza del foro asolato (presenta un solo foro asolato più lungo, Figura 5.2). Infine, nel Gruppo C, è stato utilizzato il provino “c”, che differisce dalla configurazione “a” per lo spessore delle piastre interne (qui è stato adottato uno spessore di 10 mm) in modo da poter testare una piastra in modalità di cedimento del cuscinetto. Inoltre, la larghezza della piastra interna nella parte fissa è stata anche ingrandita per garantire lo scorrimento del provino. Inoltre, in ciascun gruppo sono stati utilizzati i tre diversi materiali di rivestimento selezionati dai risultati dei test ciclici sugli smorzatori FREEDAM, vale a dire M1, M4 e M6.

Sono state eseguite 32 prove di impatto. Inoltre, sono state eseguite anche 8 prove quasi statiche, per avere un comportamento di base dei provini per il confronto con i risultati delle prove d’urto. Prima di ogni prova, i bulloni sono stati serrati utilizzando una chiave dinamometrica calibrata per introdurre una forza di precarico F_p pari a 0,5 f_{ub} A_s (f_{ub} è la resistenza ultima del bullone e A_s è l'area di tensione di trazione del bullone). L'entità della coppia applicata a ciascun bullone dipende dal valore di precarico di progetto F_p, dal diametro del bullone de dal fattore *k* del bullone.

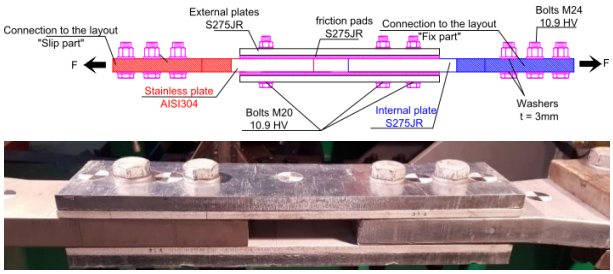
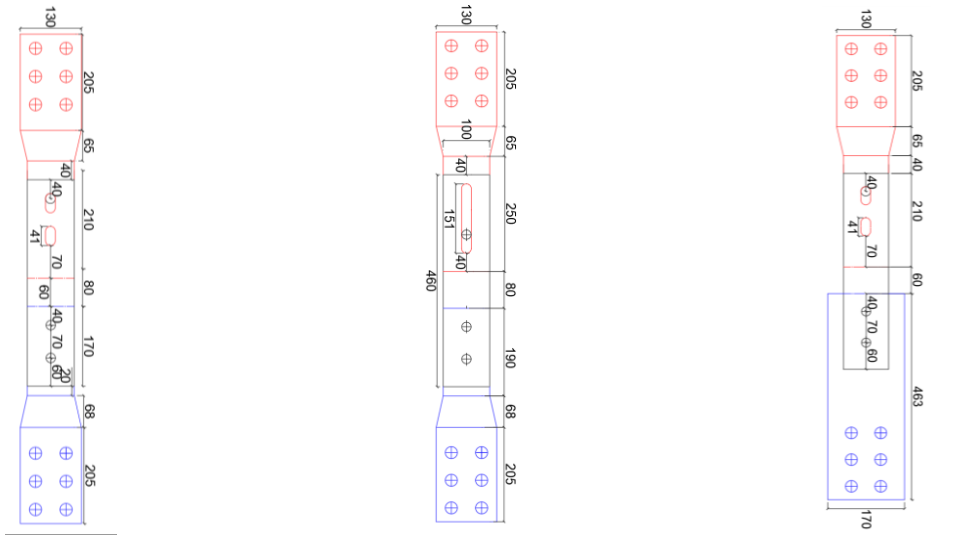


Figura 5.1 – Provino FREEDAM: vista laterale



Configurazione *a* Configurazione *b* Configurazione *c*

Figura 5.2 – Provini FREEDAM: vista frontale (dimensioni in mm).

Tabella 5.1 - Programma sperimentale

[1]ID	Conf.	Bullone	Precarico	[2]Tipo di test
		Gruppo A		
T3- M4/M1/M6-SI-30	a	M20 10.9 HV	122.5 kN	4 Impatto. 20Bar; 50Bar; 75Bar; 100Bar
T4- M1/M6- FI-30				100Bar
T8-M4/M6/M1-St.-30				Monotona FC: 0.2KN/s
T10/11 –M4–St. 30				Monotona DC: 0.01mm/s
		Gruppo B		
T1-M1- SI-30	b	M20 8.8 SB	98 kN	3 Impatto: 40Bar; 60Bar; 80Bar
T2-M1- FI-30				80Bar
T1-M6- SI-30				3 Impatto: 20Bar;40Bar; 60Bar
T7-M1/M6-St.-30	a			Monotona FC: 0.2kN/s
		Gruppo C		

T5-M4- SI-10	c	M20 10.9 HV	122.5 kN	5 Impatto: 50Bar; 80Bar; 100Bar; 120Bar; 150Bar
T5-M1/M6- SI-10				3 Impatto:50 Bar; 100 Bar; 150 Bar
T9-M1-St.-10				Monotona [(2)]FC: 0.2kN/s

[(1)]ID-Test: Tnº- X- Tt – Pt: Tn°=numero del test- X=ID materiale attritivo (M4, M1, M6) – Tt=tipo del test: Sequenziale (SI), Impatto (FI), Statico (St.) – Pt=spessore del piatto interno [mm])

[(2)]FC – Controllo di forza; DC- controllo di spostamento

5.2.2 *Descrizione dell'apparato di prova*

La configurazione del test utilizzata per le prove di impatto è presentata schematicamente nella Figura 5.3. Comprende due travi HEB 500 poste orizzontalmente e fissate al sistema di contrasto del laboratorio. Ad un'estremità, queste travi sono bullonate ortogonalmente a un telaio di contrasto rigido costruito da due travi IPE450 mentre, all'altra estremità, sono collegate a un elemento HEB650. Tutte le parti in acciaio dello schema sono state realizzate in acciaio strutturale S355. In questo modo si costruisce una struttura molto rigida, che può sopportare urti senza deformazioni o rotazioni. Parallelamente al telaio rigido di reazione, inoltre, è posto il pilastro a cui viene applicata la forza d'urto ("flying beam") ed è costituito da una sezione trasversale ad altissima rigidezza (HEM340) per non subire deformazioni significative all'atto dell'impatto con la forza applicata. All'estremità opposta del carico dell'applicazione, questa trave è trattenuta da un perno. Ulteriori dettagli riguardanti il banco di prova possono essere trovati in [17].

Il provino da testare è collegato al flying beam e al telaio di reazione. Le condizioni al contorno del provino dipendono dal tipo di carichi da trasmettere. In questo caso, il campione è stato collegato da due cerniere per trasmettere solo le forze uniassiali di trazione (Figura 5.3).

È possibile eseguire due tipi di prove di impatto utilizzando questo layout: completo e sequenziale (FI o SI). In una prova sequenziale, lo stesso provino viene caricato e scaricato più volte, con una pressione maggiore in ciascuna sequenza, fino al cedimento (linee rosse nella Figura 5.4). In questo modo, è possibile determinare il valore approssimativo della pressione necessaria per ottenere il collasso. Inoltre, dalla fase di scarico del provino si può ottenere un'approssimazione della rigidezza elastica del provino. Per una prova d'urto completa, viene utilizzata la pressione di collasso della prova sequenziale.

Per testare i provini sotto carichi d'urto, la strumentazione necessaria non è semplice come per le prove quasi statiche a causa della natura dinamica dei carichi. In primo luogo, le forze inerziali del sistema non possono più essere trascurate e, in secondo luogo, la strumentazione utilizzata deve essere specifica per prove di breve durata. È quindi necessario leggere, oltre alla forza e agli spostamenti, anche accelerazioni e velocità. La forza è stata letta da una cella di carico, mentre la deformazione del provino e del "flying beam" è stata misurata da sensori di triangolazione laser. Inoltre, è stata utilizzata anche una telecamera ad alta velocità Photron, che ha registrato le prove e fornito spostamenti, velocità e accelerazioni durante le prove su punti specifici del provino. Inoltre, per tenere conto delle forze inerziali della trave, sono stati utilizzati due accelerometri per registrare le accelerazioni al centro di massa del "flying beam" a_{cm} e al punto della forza di applicazione a_f.

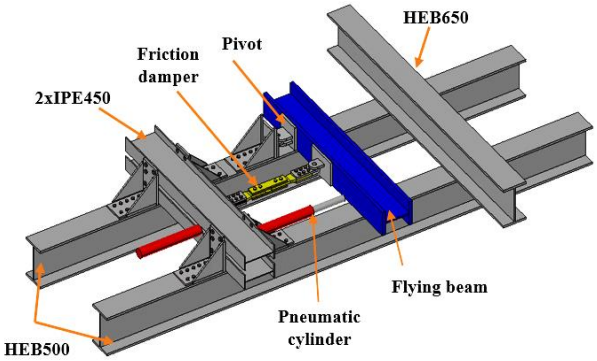


Figura 5.3 -Schema dell’apparato di prova d’impatto

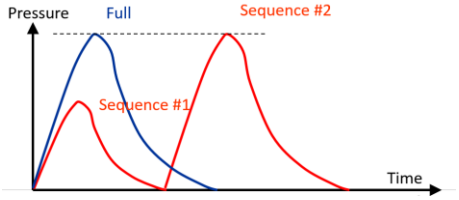


Figura 5.4 – Storia di carico per diversti tipi di test ad impatto

5.2.3 *Risultati sperimentali*

Lo scopo principale di questa attività sperimentale è stato quello di studiare il comportamento degli smorzatori FREEDAM sotto carico d’urto e valutare se le velocità di deformazione generalmente indotte da questo tipo di carico, modificano significativamente il comportamento di riferimento osservato sotto carico quasi statico. Questa valutazione è stata valutata utilizzando un fattore dinamico “DF” (Eq. 5.1):

$$DF_{Pi} = \frac{P_{i,imp}}{P_{i,st}} \tag{5.1}$$

a cui corrisponde il rapporto tra un parametro comportamentale (P_i) sotto carico d'urto (imp) e lo stesso parametro sotto carico quasi statico (st). Sono stati selezionati cinque parametri comportamentali, ovvero: il coefficiente di attrito statico μ, il progetto e la resistenza ultima (F_y e F_u), la rigidezza elastica iniziale dopo il verificarsi dello slittamento S_{ini} e la capacità di duttilità dello smorzatore dopo il verificarsi dello slittamento δ_u. A titolo di esempio, in Figura 5.5, questi parametri comportamentali sono riportati per le prove del gruppo A (Tabella 1.1), con il rivestimento M1. La Tabella 1.2 e la Tabella 1.3 riassumono i fattori dinamici trovati per tutti i casi esaminati..

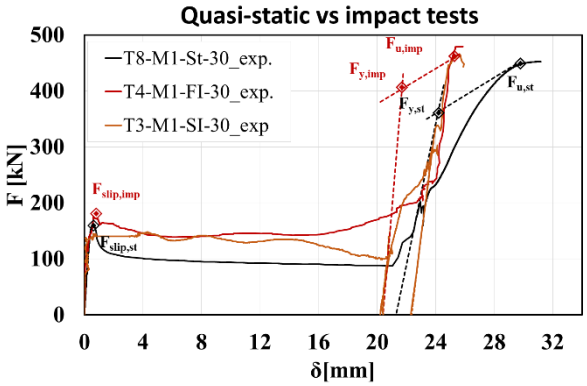


Figura 5.5 – Risposta forza-spostamento sperimentale (Gruppo A, M1)

Tabella 5.2 – Sintesi dei valori del fattore dinamico e degrado della resistenza d'attrito

Materiale	**Classe del bullone**	F_k/F_{slip}		DF_{frict}
		Statico	**Impatto**	
M4	10.9 HV	0.8	0.84	1.06
M1	10.9 HV	0.7	0.9	1.04
	8.8 SB	0.48	0.84	1.09
M6	10.9 HV	0.5	1.15	1.13
	8.8 SB	0.67	0.83	1.03

F_k – forza di scorrimento cinematico; F_{slip} – forza di scorrimento iniziale (vedi Figura 5.5)

Tabella 5.3. Sintesi dei valori dei fattori dinamici dopo lo scorrimento

Parametro	**DF**	**Gruppo**		
		A	**B**	**C**
S	DF_S	1.37	1.28	1.44
$\mathbf{F_y}$	DF_y	1.08	-	1.3
$\mathbf{F_u}$	DF_u	1.04	1.09	1.11
$\boldsymbol{\delta_u}$	DF_δ	0.72	0.57	0.44

Sulla base dei risultati, le principali conclusioni che si possono trarre riguardo al comportamento delle connessioni FREEDAM sono:

• Un aumento della resistenza all'attrito statico è stato generalmente osservato sotto carico di impatto ($DF_{friction}$ nella Tabella 5.2). Inoltre, durante lo scorrimento, è stata osservata un degrado della forza di scorrimento sia nelle prove di impatto che quasi statiche (F_k / F_{slip} nella Tabella 5.2). Tuttavia, indipendentemente dal materiale di rivestimento, questo degrado è stato meno significativo nelle prove di impatto, probabilmente perché, a velocità di carico elevate, il coefficiente di attrito iniziale è più vicino al coefficiente cinematico. Da questo punto di vista, l'applicazione di smorzatori di attrito all'interno delle connessioni può aumentare le loro prestazioni sotto carichi applicati rapidamente poiché la loro resistenza all'attrito è incrementata dalla presenza di velocità di deformazione elevate.

• Anche la rigidezza elastica iniziale dopo lo scorrimento (S) è aumentata per velocità di carico più elevate, correlata all'aumento della resistenza dei materiali che compongono i componenti dello smorzatore di attrito.

• L'influenza delle velocità di carico sulla resistenza ultima e sulla duttilità dello smorzatore di attrito era più significativa quando il provino collassa per rifollamento della piastra piuttosto che a taglio nel bullone (un aumento della resistenza dell'11% vs 5% e una diminuzione della duttilità dal 50% al 30%). Questo perché l’acciaio inossidabile utilizzato nelle piastre ha una maggiore sensibilità a velocità di deformazione diverse rispetto all'acciaio ad alta resistenza utilizzato nei bulloni [18,19].

• Per i provini testati, le modalità di collasso osservate nelle prove statiche non sono cambiate in presenza di velocità di carico elevate. I cambiamenti nella modalità di rottura statica dei collegamenti dovuti all’impatto non sono ancora completamente compresi poiché sembrano dipendere da diversi aspetti come le proprietà meccaniche e geometriche delle parti che costituiscono una connessione (come lo spessore delle piastre), la velocità della prova e le condizioni al contorno sperimentali. Ad esempio, lo studio parametrico condotto da Ribeiro et al. [20] hanno mostrato che il componente T-Stub mostra modalità di rottura fragili con l'aumento della velocità di carico. D’altra parte, altri autori [3,4] hanno osservato sempre la stessa modalità di rottura, indipendentemente dallo spessore delle piastre o dalla velocità di carico applicata.

5.2.4 *Simulazione dei risultati sperimentali*

A seguito della campagna sperimentale descritta nella sezione precedente, è stato effettuato uno studio numerico per ampliare le conoscenze sul comportamento degli smorzatori di attrito. In un primo momento, il modello è stato calibrato simulando i risultati sperimentali. Dopo questa calibrazione, è stato eseguito uno studio parametrico considerando: i) quattro spessori interni della piastra, ovvero 8 mm, 10 mm, 15 mm e 30 mm, per attivare differenti modalità di rottura, ii) variazione del precarico iniziale del bullone e iii) diversa velocità di carico.

Tutte le analisi numeriche sono state eseguite con il software ABAQUS, utilizzando il risolutore dinamico implicito [21] con la procedura quasi statica per catturare il comportamento quasi statico e la procedura di dissipazione moderata per catturare il comportamento dinamico dei provini.

Il modello ha la stessa geometria dei campioni testati sperimentalmente nella sezione precedente (Figura 5.6). Nessun vincolo era previsto nella piastra scorrevole e, all'altra estremità, la piastra interna fissa era trattenuta nella direzione dell'applicazione dello spostamento. Per quanto riguarda il carico applicato, sono state definite due fasi successive. In primo luogo, i bulloni sono stati precaricati utilizzando un approccio a gradiente di temperatura e quindi è stata tirata la piastra interna in acciaio inossidabile. Per l'analisi quasi statica, gli spostamenti sono stati applicati monotonicamente. Per calibrare i modelli numerici dinamici, le curve spostamento-tempo sperimentali sono state applicate come condizione al contorno.

Il modello è stato generato con elemento solido tipo C3D8R (elementi continui di integrazione ridotta del primo ordine) con forma dell'elemento “Hex”, con comportamento geometricamente e meccanicamente non lineare. Le normali condizioni di contatto sono state introdotte con la proprietà "hard-contact" che consente la separazione. Per quanto riguarda il comportamento

tangenziale, sono state assunte proprietà differenti a seconda delle superfici di contatto. Per le parti che non erano a contatto con gli spessori di attrito è stato ipotizzato un coefficiente di attrito pari a 0.2 con formulazione “penalty”. Per le restanti parti, il valore ipotizzato del coefficiente di attrito era uguale al valore sperimentale. Inoltre, come descritto nella sezione precedente, si osserva generalmente un degrado della resistenza all’attrito durante lo scorrimento dello smorzatore di attrito. Per le prove d'urto è stato adottato un modello dipendente dalla velocità di scorrimento, che tiene conto del DF_{frict}, riportato in Tabella 1.2.

Un aspetto chiave di queste simulazioni numeriche è stata la caratterizzazione delle proprietà dei materiali delle diverse parti della connessione, poiché, per valutare una caratterizzazione completa del comportamento degli smorzatori (statico e dinamico), è necessaria una caratterizzazione completa delle curve tensione-deformazione dei materiali compresi i danni e l’influenza dei tassi di deformazione. Il danno dei materiali è stato incluso utilizzando il modello di danno duttile disponibile su ABAQUS, mentre il modello Johnson Cook è stato utilizzato per tenere conto degli effetti dei tassi di deformazione [22].

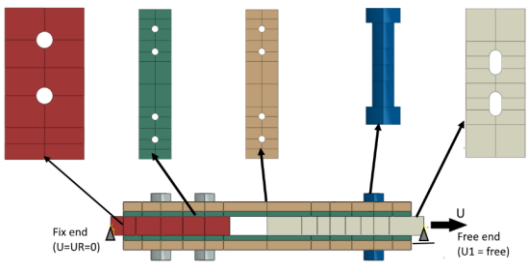


Figura 5.6 – Modello numerico dello smorzatore ad attrito: Geometria e condizioni al contorno

Le simulazioni numeriche sono state in grado di descrivere abbastanza bene il comportamento osservato nei test sperimentali, in termini di curve forza-spostamento, come mostrato nella Figura 5.7.

L’incremento del numero dei parametri studiati ha permesso di osservare diverse modalità di rottura e livelli di deformazione di tutti i componenti dello smorzatore, consentendo la valutazione delle linee di tendenza che descrivono l'effetto delle velocità di deformazione per un determinato parametro comportamentale, come riportato in Figura 5.8 per la massima resistenza e deformazione del bullone e della piastra di scorrimento. Queste linee di tendenza sono state poi applicate in un modello analitico per caratterizzare questi elementi [23].

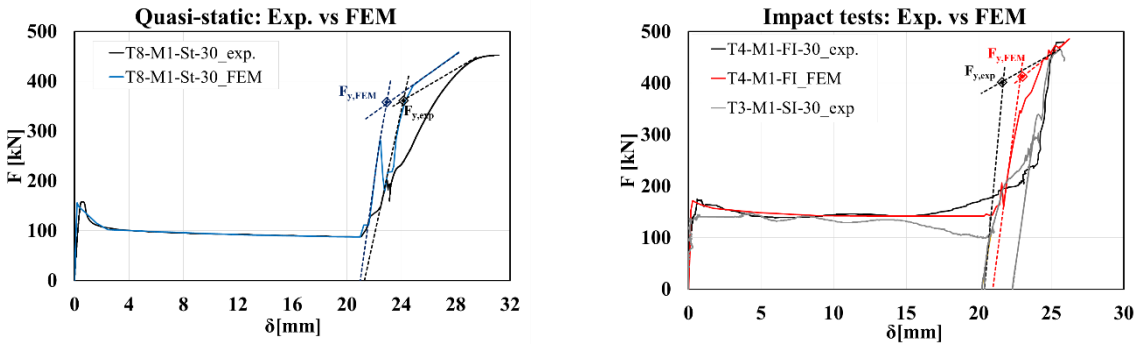


Figura 5.7- Confronto sperimentale-numerico

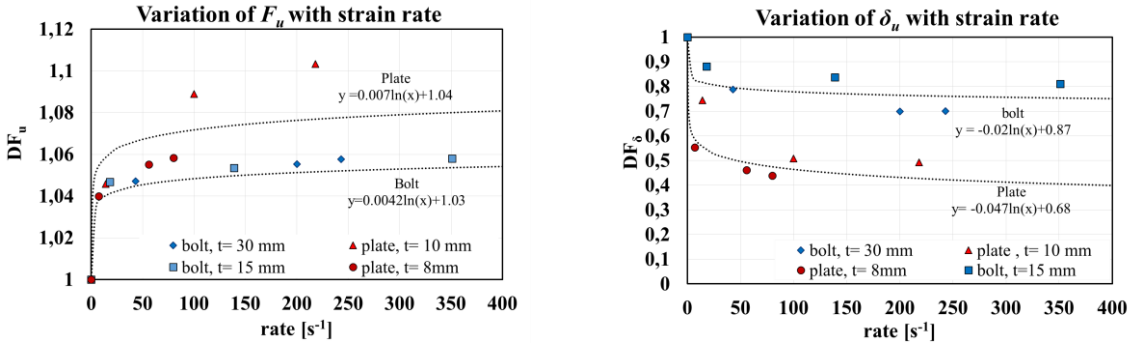


Figura 5.8 – Influenza della velocità sul compertamento dello smorzatore ad attrito

5.3 Nodi FREEDAM sotto azioni da impatto

5.3.1 *Nodi provati sperimentalmente*

I campioni testati presso l’Università di Coimbra e l’Università di Liegi hanno configurazioni simili, ad eccezione delle colonne, dove HEM340 e HEB220 sono stati utilizzati rispettivamente per i giunti esterni e interni, come riportato nella Figura 5.9 e nella Figura 5.10. Questi nodi sono una modifica dei nodi DST (Double Split Tee) dove la parte a T inferiore è sostituita da uno smorzatore di attrito costituito da una coppia di angolari e pattini di attrito precaricati, situato su un rinforzo aggiuntivo bullonato alla flangia inferiore di una trave IPE220 tramite bulloni precaricati M12 classe 10.9HV. Gli angolari e i pattini di attrito precaricati che compongono lo smorzatore di attrito sono collegati con sei bulloni M20 10,9 HV in cui due di essi erano precaricati con il 30% della forza di precarico suggerita dall’Eurocodice 3 Parte 1-8 [24]: 50 kN.

L’ala superiore della trave è collegata al pilastro mediante un collegamento a T bullonato, mentre l'ala inferiore è bullonata alla costolatura aggiuntiva collegata alla colonna da un sistema di angolari. Tra la flangia di rinforzo e gli angolari sono posti pattini rivestiti di materiale specifico (identificato come M4), che costituiscono lo smorzatore di attrito. Inoltre, per avere una corsa adeguata per lo smorzatore di attrito, la flangia della costolatura presenta diversi fori asolati. Tutti gli elementi sono realizzati in acciaio S275JR ad eccezione della flangia di rinforzo, che è realizzata in acciaio inox AISI 304.

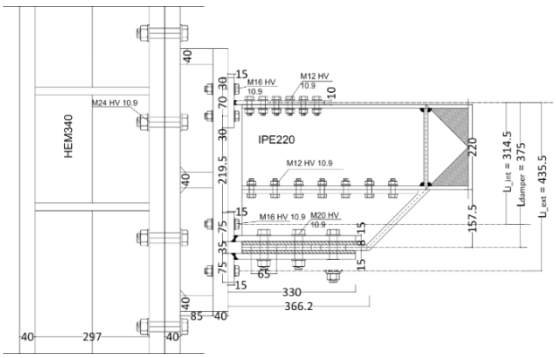


Figura 5.9 – Connessione esterna provata presso l’Università di Coimbra

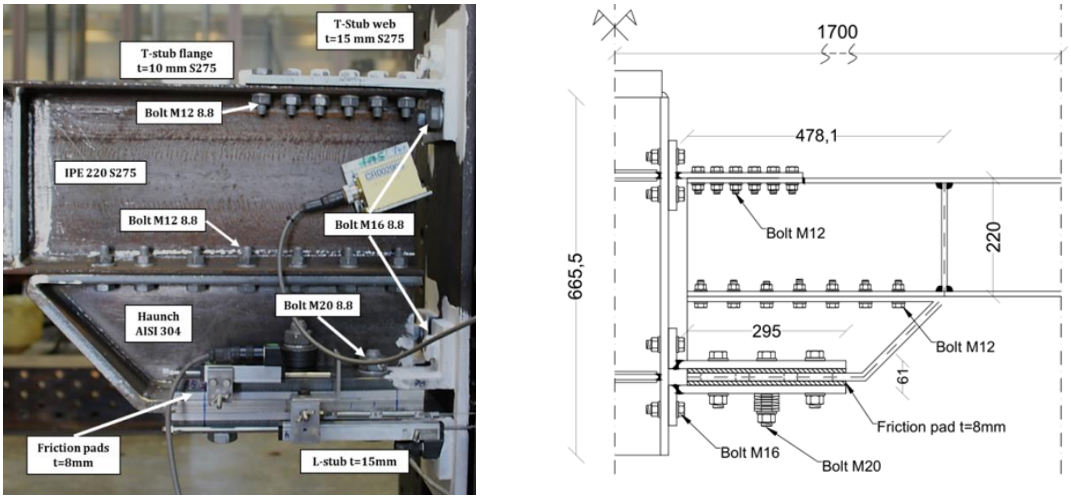


Figura 5.10 - Connessione esterna provata presso l’Università di Liege

5.3.2 *Studio sui nodi esterni*

Descrizione dell’apparato di prova e del programma sperimentale

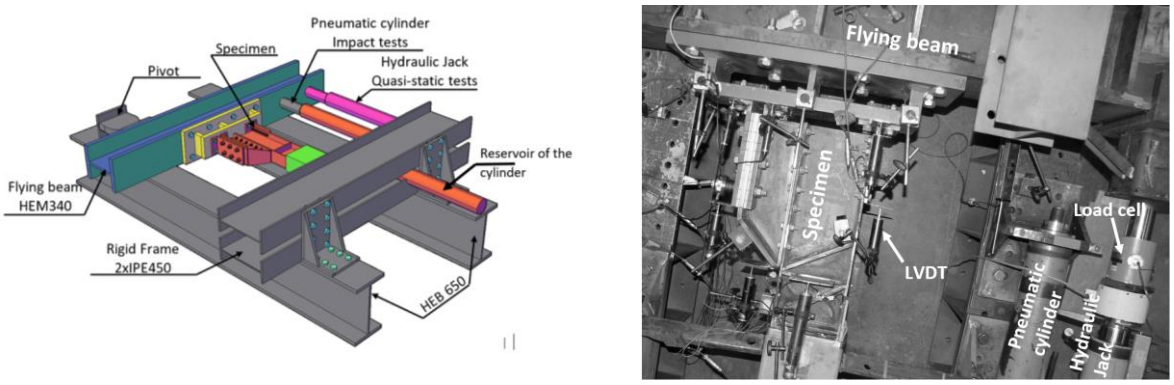
La connessione è stata testata sotto momento flettente e la campagna sperimentale ha riguardato un numero totale di quattro prove (Tabella 5.4): una prova quasi statica e tre prove d'urto. Durante le prove d'urto, il carico d'urto è stato applicato in modo sequenziale. I valori di velocità forniti nella Tabella 5.4 dopo la pressione dei test corrispondono alla velocità stimata iniziale dell'attuatore. Va notato che questa velocità non è costante durante i test.

Il setup sperimentale è lo stesso utilizzato per le prove sperimentali sugli smorzatori FREEDAM (sezione 5.2), ma, in questo caso, il collegamento è bullonato direttamente alla “flying beam” e, all’estremità opposta, è collegato ad un vincolo che trattiene i movimenti verticali della trave ma consente lo scorrimento orizzontale (Figura 5.11). La strumentazione utilizzata è stata anche la stessa utilizzata nelle prove sperimentali degli smorzatori FREEDAM (sezione 1.2).

Tabella 5.4. Programma sperimentale

Tipo di test	Quasi-statico	Impatto

Schema di carico	Monotona:	Impatti sequenziali
	controllo di spostamento 0.02 mm/s	75 bar (500 mm/s); 120 bar (1000mm/s) ; 200 bar (1200mm/s)



a. disegno 3D b. Foto di parte del sistema di prova

Figura 5.11 – Apparato di prova

Risultati delle prove sperimentali

La Figura 5.12 mostra le curve sperimentali momento flettente-rotazione (M –Ø) ottenute in ciascuna sequenza di impatto (Impatto 1, Impatto 2 e Impatto 3) e la curva M –Ø quasi statica.

Indipendentemente dal tipo di carico, il comportamento iniziale delle curve sperimentali mostra che la risposta del collegamento è governata dal comportamento dello smorzatore di attrito fino a fine corsa delle cave. Confrontando il quasi-statico con la risposta all'impatto (impatto 1 - # 75 bar), è stato osservato un fattore DF pari a 1,14 per la resistenza all’attrito (M_{slip} in Figura 5.12). Inoltre, durante lo scorrimento, sotto carico quasi statico, si ha un visibile degrado della resistenza all'attrito mentre, sotto carico d'urto, aumenta questo valore, che era correlato all'aumento della velocità attraverso lo scorrimento [25].

Dopo lo scorrimento completo del dispositivo di attrito, vengono attivati componenti aggiuntivi della connessione e alcune parti non dissipative della connessione iniziano a cedere. Sotto carico quasi statico, il collasso è stato ottenuto dalla connessione a T in flessione con rottura della filettatura nei bulloni della flangia a T (Figura 5.13). Anche se indesiderata, questa modalità di rottura è un collasso tipico per i bulloni HV in trazione e, di conseguenza, nei collegamenti a T con bulloni HV quando progettati per collassare in modalità 2 o 3 [1,26,27].

Per quanto riguarda la prova d'urto, dopo il primo impatto (Impatto 1 - # 75bar), sono state eseguite altre due prove a pressioni più elevate. Purtroppo, queste pressioni non sono state sufficienti a indurre il collasso del collegamento. Tuttavia, si può osservare che dopo lo scorrimento dello smorzatore il comportamento all’urto segue quello statico.

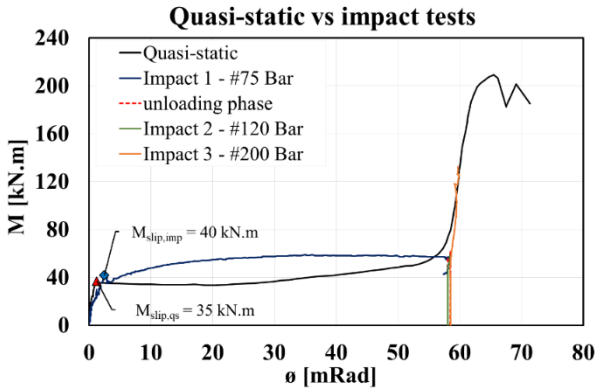


Figura 5.12 – Comportamento rotazionale della connessione: analisi quasi statica contro test di impatto

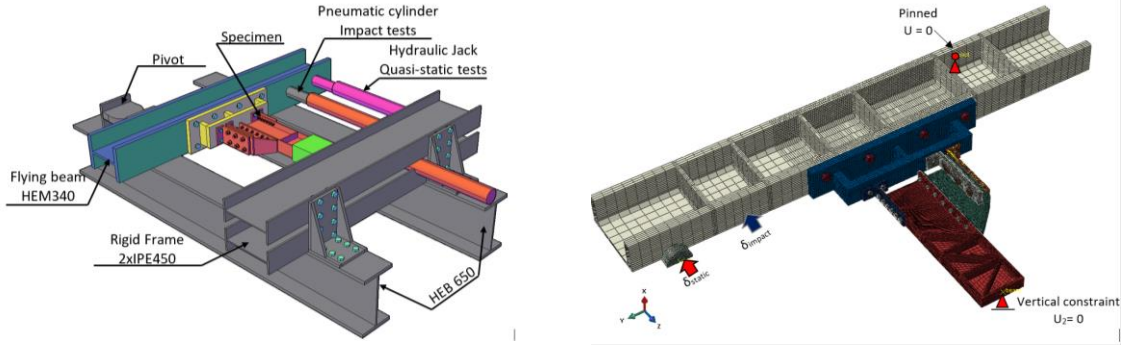
Figura 5.13 – Collasso della connessione a T superiore

Simulazione dei risultati sperimentali

Le simulazioni dei test sulla connessione FREEDAM sono state effettuate con il software ABAQUS. Per ridurre il tempo di calcolo, lo schema dell’apparato sperimentale è stato semplificato. In primo luogo, grazie alla simmetria, è stata modellata solo metà del sistema di prova. In secondo luogo, il telaio di contrasto è stato omesso. Inoltre, i supporti sono stati modellati con punti di riferimento, imponendo i vincoli richiesti nelle zone a contatto con i supporti (come in Figura 5.14b), mentre l'asta dell'attuatore è stata modellata come un elemento solido a cui vengono applicate le storie di spostamento-tempo.

In totale, sono state considerate cinque diverse parti: i) colonna HEM 340 “flying beam”; ii) la trave IPE 220; iii) l'attuatore; iv) la parte rigida che collega la connessione alla trave HEM 340 e v) tutte le parti della connessione FREEDAM. Tutti i bulloni sono stati modellati come un unico elemento costituito da bullone + testa + dado, ad eccezione dei bulloni M16 HV, dove la transizione tra il gambo liscio e le filettature è stata modellata riducendo l'area della sezione trasversale del bullone, come suggerito da Grimsno et al. . [28] (Figura 5.15), per valutare più correttamente la mancata estrazione del dado osservata nella prova sperimentale.

Per quanto riguarda le proprietà / ipotesi di modellazione (mesh, interazioni di contatto, precarico, proprietà del materiale, ecc.), è stato utilizzato anche l'approccio utilizzato per i modelli degli smorzatori FREEDAM.



a. schema di prova 3D b. Modello

Figura 5.14 – Modello ad elementi finiti

ni (in mm)

Figura 5.15- modello del bullone M16 HV

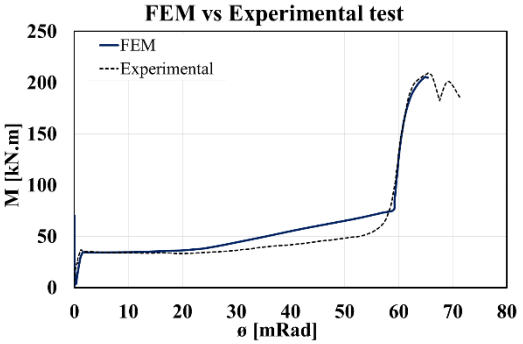
Le simulazioni numeriche sono state divise in due parti: prima sono state simulate le prove sperimentali (Figura 5.16) e successivamente è stato eseguito uno studio parametrico, considerando: i) direzione del momento (positivo e negativo), ii) effetto della duttilità del bullone simulando l’uso di 2 dadi nei bulloni HV e iii) la velocità di carico.

Sulla base dei risultati numerici, sono state tratte le seguenti conclusioni:

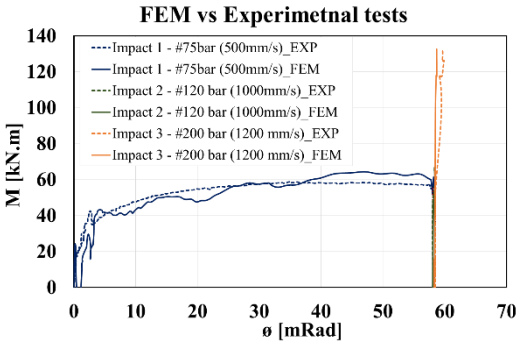
- Lo studio numerico ha mostrato che il comportamento della connessione sotto il momento negativo e positivo non è simmetrico (Figura 5.17a). Questa asimmetria fino allo scorrimento è stata correlata all’apertura maggiore degli angolari a L rispetto all'apertura della connessione T [29]. Dopo lo slittamento, il comportamento asimmetrico è dovuto al diverso contributo degli angolari ad L, che sembra essere dovuto principalmente alla deformazione dei bulloni degli smorzatori di attrito a taglio e al carico finale. Tuttavia, è stato dimostrato che questo comportamento potrebbe essere migliorato evitando il collasso fragile della filettatura del dado dei bulloni degli elementi a T simulando l’uso di 2 dadi in questi elementi (Figura 5.17a).

- Per quanto riguarda il comportamento dinamico della connessione, in generale, si osserva che un aumento della resistenza di attrito iniziale si verifica con la velocità delle prove ($DF_{friction}$ tra 1.02 e 1.14) nonché un aumento dell'elastico (DF_{MRd} tra 1.1 e 1.15) e resistenza ultima (DF_{Mu} tra 1.05 e 1.12). Al contrario, la duttilità diminuisce anche se non

in modo significativo ($DF_{Øu}$ tra 1.0 e 0.88). Inoltre, non sono stati osservati cambiamenti significativi nella rigidezza iniziale dei campioni (Figura 5.17b).

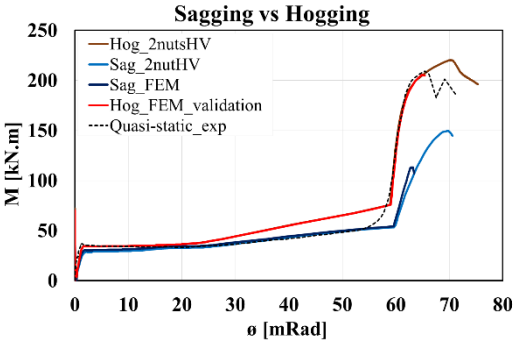


a. Test quasi-statico

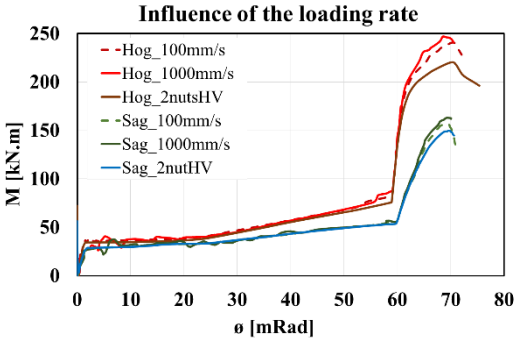


a. Test di impatto

Figura 5.16 – Confronto simulazione-sperimentazione



a. Effetto del segno del momento e della duttilità del bullone



a. Effetto della velocità di carico

Figura 5.17 – Risultati delle simulazioni parametriche

5.3.3 *Studio sui nodi interni*

Descrizione dell’apparato di prova

La campagna di test eseguita sui collegamenti interni comprendeva una prova monotona statica e prove con massa cadente su due diversi provini di nodo trave-colonna dotati di smorzatori FREEDAM (SFD-Figura 5.18)

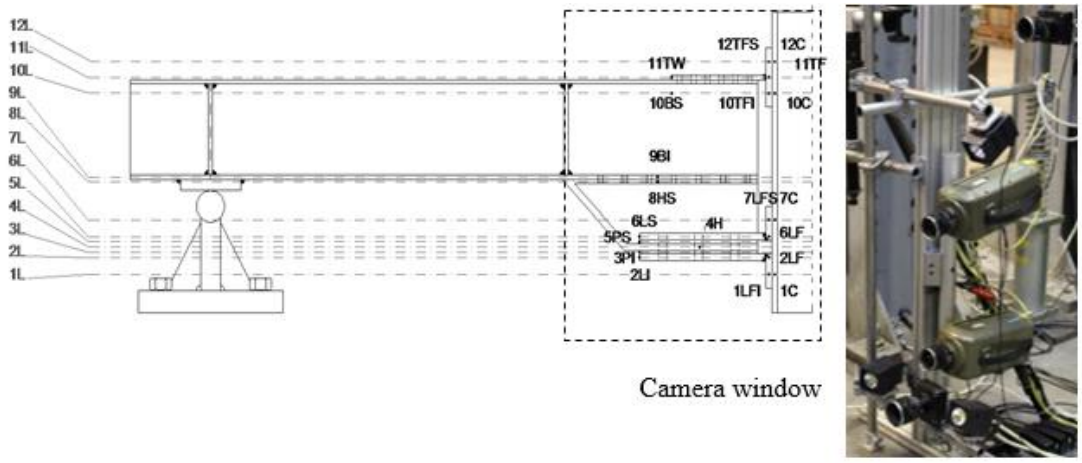


Figura 5.18 – Configurazione del test di impatto (metà provino) con la misura della correlazione di immagine digitale

Le prove d'urto sono state eseguite attraverso una massa cadente, che colpisce la testa della colonna con velocità variabili (Figura 5.18 e Figura 5.20). Due parametri sono stati modificati nelle prove eseguite: l’altezza di caduta della massa impattante fissata ad un massimo di 4,1 metri dalla sommità della colonna impattata e il peso della massa in caduta (M1 = 211 kg e M2 = 460 kg - Figura 5.20). Questi parametri sono fissati in base all’energia di impatto obbiettivo. La massa in caduta è collegata a guide tubolari (Figura 5.20), che guidano la massa fino all’impatto e durante il rimbalzo. Tutti i provini sono identificati con un codice alfanumerico che descrive le caratteristiche principali del test, come riportato in Figura 5.19, dove il codice indica (i) il tipo di test (IT per Impatto o ST per Statico), (ii) la configurazione del nodo (FR per il giunto FREEDAM), (iii) il numero della prova (01, 02, ecc.), (iv) la massa utilizzata (M1 = 211 kg o M2 = 460 kg) e (v) l’altezza di caduta (H250 significa un’altezza di caduta di 250 mm).

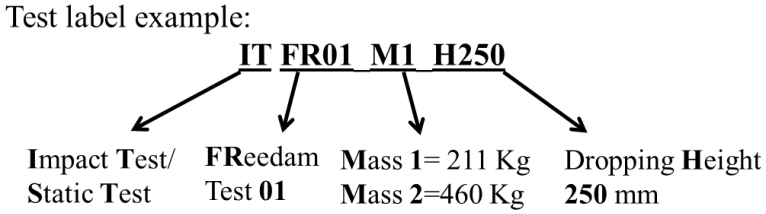


Figura 5.19 Nomenclatura adottata per identificare i test con massa cadente

È stato eseguito un numero totale di 6 prove di impatto come riportato nella tabella 5.5. Per la massa M1 le altezze di caduta variavano da 250 mm a 4300 mm mentre, per la massa M2, le altezze variavano da 250 mm fino a 3744 mm (altezza massima sfruttabile considerando l’ingombro del provino e della massa). Nel complesso, le velocità di caduta variavano da 2,04 m / sa 8,45 m / s. Sono stati testati due campioni, il campione 1 è stato colpito 5 volte, mentre il campione 2 è stato colpito una volta con la massima energia di impatto sfruttabile. Un riepilogo delle prove di impatto eseguite è fornito nella Tabella 1.5, dove “1*” indica un impatto sequenziale sullo stesso campione.

Inoltre, sono state eseguite prove di taratura sull’attrezzatura utilizzata e prove di trazione sul materiale utilizzato. Le prove di calibrazione consistevano in prove di impatto preliminari su travi semplicemente appoggiate [30].

Tabella 5.5. Codici identificativi dei test con massa cadente e relative proprietà

Test ad impatto	campione	M [kg]	h [m]	v [m/s]
ITFR01-M1-H250	1	211	0.25	2.04
ITFR02-M1-H4300	1	211	4.3	8.97
ITFR03-M2-H250	1*	460	0.25	1.98
ITFR04-M2-H2000	1*	460	2	6.09
ITFR05-M2-H2500	1*	460	2.5	6.93
ITFR06-M2-H3744	2	460	3.74	8.45

(a) (b) (c)

Figura 5.20 Schema di prova: Massa M1 (211kg) (b) e M2 (460 kg) (c)

Tutte le misurazioni durante i test sono state eseguite utilizzando la tecnica Digital Image Correlation (DIC) (Figura 5.18).

Risultati sperimentali

Attraverso le prove statiche, le curve forza - spostamento verticale e momento - rotazione sono state ricavate mediante l’uso di trasduttori di spostamento e rotazione; queste curve sono riportate nella Figura 5.21. Si può osservare un comportamento simmetrico quasi perfetto del provino. La forza massima applicata è stata raggiunta a causa del verificarsi inaspettato di instabilità fuori dal piano globale del provino; per evitare questo fenomeno durante la prova d'urto, i vincoli laterali dei provini testati sono stati rinforzati per le prove d’urto.

Queste curve sono state utilizzate come risultati di riferimento per convalidare l’approccio numerico utilizzato successivamente per eseguire studi parametrici.

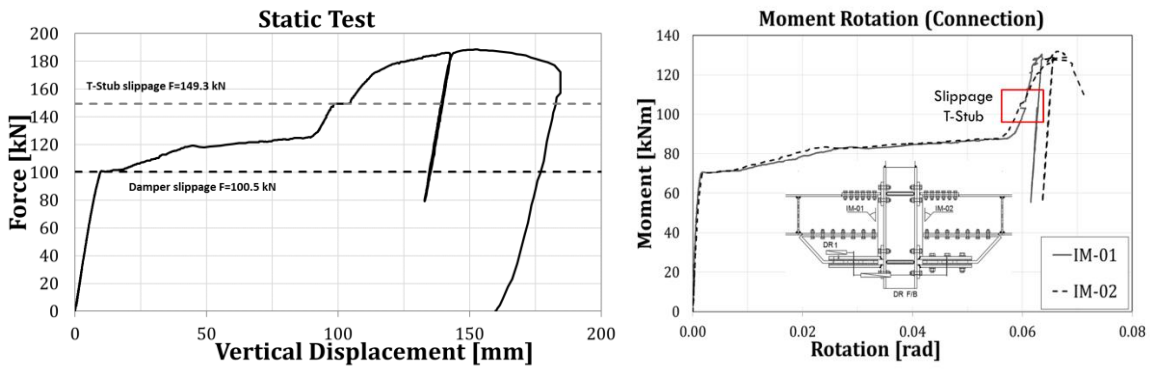


Figura 5.21 Curve forza-spostamento verticale e momento rotazione ottenute dal test statico

Sono state effettuate due prove di impatto con la massa M1 sul provino 1: prove ITFR01-M1-H250 e ITFR02-M1-H4300 (Tabella 1.5). Il primo test è stato eseguito con un’altezza di caduta di 250 mm per rimanere nel dominio elastico, mentre il secondo con un’altezza di caduta di 4300 mm è stato eseguito per attivare la plasticità nel campione testato.

Sono state eseguite quattro prove di impatto con la massa M2: tre di esse (ITFR03, ITFR04 e ITFR05) sul provino 1, ovvero impatti sequenziali sul provino precedentemente testato con la massa M1 con l’obiettivo principale di calibrare il setup di prova con la nuova massa M2 ; l’ultimo (ITFR06) è stato eseguito con la massima capacità del sistema, in termini di energia e velocità, sul provino 2.

Diversi punti, appartenenti ai principali componenti del nodo, sono stati registrati con le telecamere durante l'impatto. Alcuni esempi sono riportati nella Figura 5.22 dove sono fornite le curve di spostamento verticale del Punto 10 C (vedi Figura 5.18) rispetto al tempo per le diverse prove. I dati riportano un analogo andamento dell'evoluzione degli spostamenti nel tempo per tutti i punti registrati.

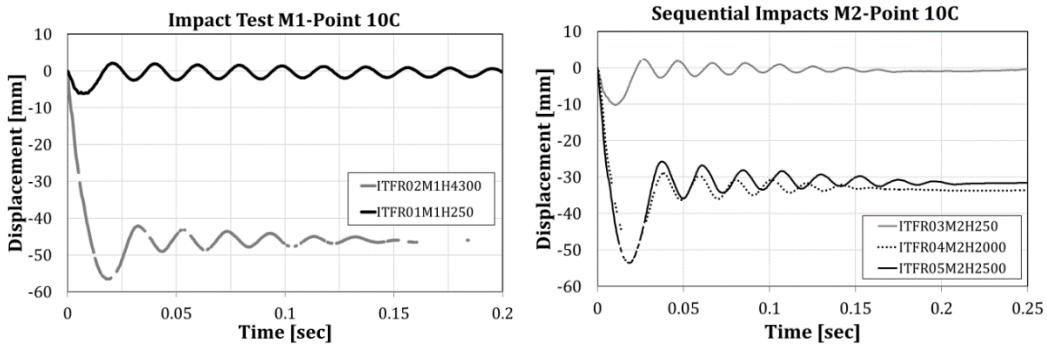


Figura 5.22 Risultati dei test di impatto – esempi di curve spostamento-tempo misurate per il punto 10C

Nelle prove ITFR01-M1-H250 e ITFR03-M2-H250 tutto rimane elastico e il provino non presenta deformazioni permanenti dopo le prove. Il test ITFR02-M1-H4300 ha mostrato una deformazione permanente di 46,2 mm alla fine del test ma il livello di plasticità associata nei componenti articolari era ancora limitato. Infatti, l’energia associata all'impatto con massa M1

non era sufficiente per attivare la plasticità nelle componenti nodali; tuttavia, il dispositivo di attrito ha mostrato uno scorrimento di circa 20 mm. Considerando la dimensione totale dei fori asolati di 65 mm e poiché i bulloni sono stati posti al centro dell'asola, i bulloni hanno raggiunto la fine corsa dei fori. La prova con la massima energia e velocità disponibile (ITFR06) ha mostrato uno scorrimento di 24 mm dell'SFD e una deformazione permanente di 88,5 mm (Figura 5.25).

In tutte le prove eseguite, le velocità teoriche calcolate per l'impatto ($v_{theo,\ imp}$ - vedi Eq. (1.2)) sono leggermente diverse da quella rilevata dal sistema di acquisizione ($v_{act,\ imp}$). Infatti, le velocità reali sono solitamente inferiori alla quelle teoriche e, di conseguenza, lo stesso si osserva per le energie (dove $E_{act,\ imp}$ è l'Energia attuale e quella teorica $E_{theo,imp}$, vedi Eq. (1.3)).

$$v_{theo,imp} = \sqrt{2gh} < v_{act,imp} \qquad (5.1)$$

$$E_{theo,imp} = \frac{1}{2} m v_{theo,imp}^2 < E_{act,imp} \qquad (5.2)$$

dove g è l’accelerazione gravitazionale, m è il peso della massa caduta e h è l’altezza di caduta. Nella tabella 1.6 sono riportati i valori effettivi e teorici, che mostrano che minore è l’altezza di caduta, maggiore è la dispersione. La differenza osservata è principalmente associata all’attrito che si sviluppa tra la massa in caduta e il sistema di guida che non viene preso in considerazione nella stima teorica. Tuttavia, in tutte le prove, i rapporti tra la velocità effettiva e quella reale sono vicini a 1, il che mostra un’influenza trascurabile dell'attrito sulle velocità reali. Nella stessa tabella sono riportati anche i valori delle flessioni massime ($\square_{max}$) e permanenti ($\square_{perm}$) del giunto nel punto 10 C. Per l'impatto sequenziale (ITFR03, ITFR04 e ITFR05), lo spostamento permanente si riferisce alla prova precedente, l'i-esimo spostamento massimo ($\square_{max,i}$) va sommato agli spostamenti permanenti di tutti gli impatti precedenti. È chiaro che un aumento dell’altezza di caduta si traduce in un aumento delle grandezze di deformazione permanente.

Se la velocità d’impatto è prossima a quella di rimbalzo, cioè la velocità quando il dispositivo di simulazione lascia il corpo, l’urto è considerato elastico. In realtà, un impatto non è mai completamente elastico, parte dell'energia viene utilizzata per deformare il corpo colpito. La natura dell'impatto può essere caratterizzata dal rapporto di queste velocità chiamato Coefficiente di Restituzione "COR" (vedi Eq. (1.4)), data nella Tabella 1.6. Un valore di questo COR vicino a uno significa che la risposta del provino è principalmente elastica.

$$\mathrm{COR} = \frac{\mathrm{V_{reb}}}{\mathrm{V_{theo,imp}}} \leq 1 \qquad (5.3)$$

Il coefficiente COR per i test eseguiti varia da 0,58 per ITFR03 a 0,16 per ITFR02. Quest’ultimo mostra che l’aumento dell’energia di impatto (massa peso e / o altezza) porta a una maggiore dissipazione di energia attraverso l'attivazione di deformazioni plastiche; quindi, l’impatto diventa fortemente anelastico.

Tabella 5.6. Risultati dei test d’impatto

Test d'impatto	h [mm]	$v_{theo,imp}$ [m/s]	$v_{act,imp}$ [m/s]	v_{reb} [m/s]	$v_{act,imp}$ / $v_{theo,imp}$	$E_{theo,imp}$ [J]	$E_{act,imp}$ [J]	COR	δ_{max} [mm]	δ_{perm} [mm]
M1=211 kg										
ITFR01-	250	2.21	2.04	1.06	0.92	517.5	439.0	0.51	6.16	NA
ITFR02-M1-H4300	4300	9.18	8.97	1.49	0.98	8900.6	8488.6	0.16	56.5	46.2
M2=460 kg										
ITFR03-	250	2.21	1.98	1.16	0.89	1128.2	901.7	0.58	10.2	NA
ITFR04-M2-H2000	2000	6.26	6.09	1.20	0.97	9025.2	8530.3	0.19	49.3	34.8
ITFR05-M2-H2500	2500	7.00	6.93	1.13	0.99	11281.5	11045.7	0.17	53.6	31.1
ITFR06-M2-H3744	3744	8.57	8.45	1.46	0.98	16895.2	16422.6	0.17	102.6	88.5

Al termine delle prove d'urto è stato rilevato il raggiungimento di un notevole livello di plasticità negli angolari a L e nella parte a T superiore; inoltre, erano visibili lo slittamento del dispositivo di attrito e il consumo del materiale di rivestimento del cuscinetto attrititvo.

A causa della limitazione nelle strutture del laboratorio, la forza d'impatto non è stata registrata direttamente durante i test. Di conseguenza, sono stati utilizzati il teorema impulso-momento e un approccio grafico ([14] e [30]).

La tabella 1.7 fornisce un riepilogo delle due metodologie per la stima della forza massima di impatto. Anche se le due metodologie sono solo una stima approssimativa della forza, vengono calcolati i valori sperimentali dei DIF per il giunto impattato, solo per impatti anelastici in quanto il DIF ha un significato fisico solo in questo caso (riportato in Tabella 1.7). Inoltre, per le prove d'urto cumulate ITFR04 e ITFR05, lo slittamento si è verificato già nelle prove precedenti, quindi lo spostamento massimo e la deformazione permanente non sono utilizzabili per il metodo grafico e non sono riportati in tabella.

Tuttavia, è necessario evidenziare che il coefficiente DIF calcolato per il test ITFR06 potrebbe non essere accurato con questo metodo. Infatti, durante il test statico eseguito si è verificato l'instabilità flesso-torsionale.

Di conseguenza, un modello ad elementi finiti (presentato nella sezione successiva e convalidato attraverso confronti con i risultati sperimentali) viene utilizzato per verificare prima i valori previsti delle forze e in secondo luogo per ampliare la campagna di test sperimentali eseguendo analisi parametriche.

Tabella 5.7. Calcolo dei DIF

Test	δ_{max} [mm]	δ_{perm} [mm]	$v_{act,imp}$ [m/s]	v_{reb} [m/s]	t_{pulse} [s]	F_{ST} [kN]	F_{GR} [kN]	F_{IT} [kN]	DIF_{GR}	DIF_{IT}
Mass M1										
ITFR02 M1	56.5	46.2	8.97	1.49	0.018	118.5	123.1	122.6	1.039	1.03
Mass M2										

ITFR06 M2	102.6	88.5	8.45	1.46	0.027	158.7	164.6	168.8	1.037	1.06

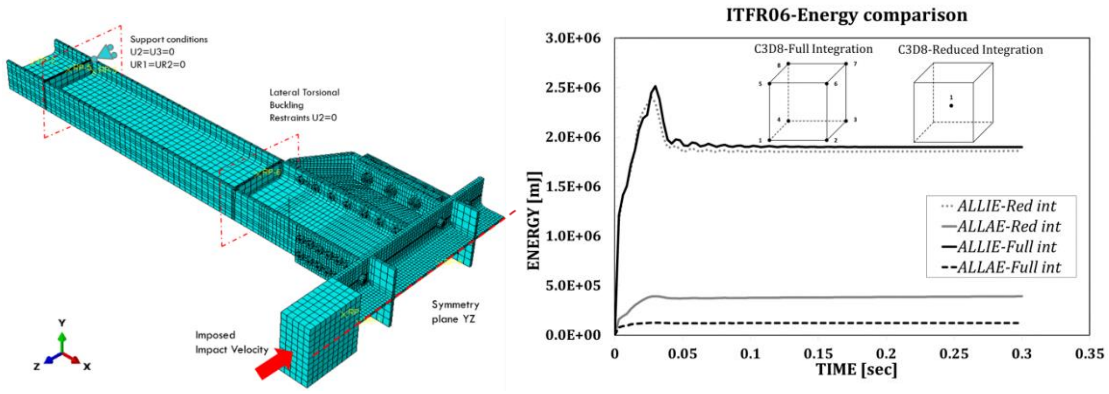
dove M è la massa in caduta; $v_{act,\ imp}$ è la velocità misurata; v_{reb} è la velocità misurata del primo rimbalzo; t_{pulse} è l'ampiezza dell'impulso, FST è la forza statica equivalente, FGR è la forza d'impatto stimata con il metodo grafico e FIT è la massima forza d'impatto valutata con il teorema dell'impulso.

Simulazione dei risultati sperimentali

Ipotesi di modellazione

Un modello ad elementi finiti del test statico è stato sviluppato in ABAQUS / CAE utilizzando un risolutore dinamico implicito come riportato in [31]. Tuttavia, il modello non includeva il danneggiamento dei materiali e, sebbene le analisi dinamiche implicite possano essere utilizzate anche in caso di prove di impatto, questo metodo richiede molto tempo. Pertanto, al fine di ottimizzare il tempo di esecuzione, che è di particolare interesse per gli studi parametrici da condurre e per evitare problemi di convergenza, le simulazioni dell’impatto sul nodo FREEDAM sono state eseguite utilizzando un’integrazione temporale esplicita. Sono stati sviluppati metodi di soluzione espliciti per problemi ad alta velocità in cui l’inerzia gioca un ruolo importante [21]. Per motivi di coerenza, il risolutore esplicito viene esteso anche all'analisi statica del campione e confrontato con i risultati sperimentali.

Sfruttando la simmetria del sistema, una metà sezione di colonna (metà di un HEB 200) è stata collegata alla trave. All'estremità della trave, è stato posizionato un rullo cercando di riprodurre il più possibile le condizioni al contorno del laboratorio, e metà della colonna è stata modellata tenendo conto di una simmetria sul piano verticale (Figura 5.23). Due sezioni della trave sono state trattenute lateralmente e torsionalmente per riprodurre i vincoli posti nella configurazione sperimentale.



a) *b)*

Figura 5.23. Dettaglio del modello ad elementi finiti e confronto in termini energetici

L'impatto è stato eseguito per mezzo di un corpo rigido discreto 3D ad inerzia isotropa ed è stato discretizzato utilizzando elementi rigidi. I vincoli di collegamento sono stati utilizzati per collegare gli irrigidimenti alla trave e al pilastro. È stato introdotto un contatto generale per tutti gli elementi, con una definizione di “Hard Contact” nella direzione normale e un comportamento tangenziale con coefficiente di attrito 0,3. Il contatto tra i pattini di attrito e la piastra di rinforzo scanalata è stato definito come un contatto superficie a superficie, con attrito tangenziale specifico e un comportamento normale secondo il classico modello di attrito di Coulomb. Il

dispositivo di simulazione è stato posto direttamente a contatto con il provino testato, assegnando alla massa il valore delle velocità iniziali ($v_{act,imp}$ dato in Tabella 1.6) delle prove reali. La piena integrazione di C3D8 è stata selezionata come quella più appropriata.

È stato inoltre eseguito uno studio sulla sensibilità della mesh per selezionare il miglior compromesso tra l’accuratezza dei risultati e il tempo di analisi. Complessivamente la mesh è composta da 33737 elementi per un tempo di analisi totale compreso tra 20 e 48 ore per ogni simulazione, a seconda anche delle richieste di output. Inoltre, sono state effettuate due diverse analisi: in una prima analisi sono stati precaricati i bulloni e, successivamente, è stata eseguita una seconda analisi dinamica e lo stato di deformazione dovuto al precarico è stato caricato come condizione iniziale all'inizio della seconda analisi (come campo predefinito). I bulloni sono modellati utilizzando il diametro nominale e scalando la sollecitazione nominale del materiale come spiegato in [32–36]. Il precarico del bullone viene applicato alla sezione centrale del gambo del bullone, utilizzando l'opzione "Bolt Force". Seguendo la procedura presentata in [30,37], lo smorzamento è stato modellato con la classica teoria di Rayleigh calibrando solo il coefficiente proporzionale alla massa (a = 11) con un rapporto di smorzamento di circa il 2%.

I modelli di materiale implementati in Abaqus derivano dai test sui campioni di materiale. Le curve ingegneristiche sono implementate in ABAQUS come curve di tensione reale - deformazioni reali con un modulo di Young di 210 GPa e un coefficiente di Poisson di 0,3. Il danneggiamento duttile è implementato seguendo la procedura data da Pavlović in [38]. Il danno è stato introdotto solo nelle parti in cui è prevista un'elevata plasticità: T-Stub, L-stub e bulloni. L’evoluzione del danno può essere estratta dai test sperimentali, utilizzando un approccio inverso e calibrando i parametri modellando i test dei coupon in Abaqus [14,30]. La modellazione dei bulloni è implementata seguendo il modello semplificato con un gambo equivalente come spiegato in [36]. Poiché sui bulloni non sono state eseguite prove di taglio, si fa riferimento alle prove riportate in [32]. Per i carichi dinamici, la velocità di deformazione deve essere implementata nel modello. Dai risultati ottenuti in [30], il modo migliore per tenere conto della velocità di deformazione nella modellazione FEM è stato utilizzare la formulazione di Johnson-Cook.

Risultati Principali

La prova statica è stata simulata applicando lo spostamento alla colonna ed estraendo le reazioni ai vincoli (tenendo conto della simmetria). Il comportamento del provino, quando viene impedita l’instabilità flesso-torsionale, si traduce in un aumento della resistenza e in una riduzione della duttilità. Inoltre, tenendo conto del danno dei materiali, la rottura del bullone può essere rilevata dal modello, diversamente da [31,39] dove la duttilità era sovrastimata. Introducendo il danno e includendo i vincoli fuori piano per evitare il verificarsi dell’instabilità flesso-torsionale, la simulazione dinamica fornisce una buona previsione della massima resistenza raggiunta nel test. Il collasso si ottiene in corrispondenza del bullone della connessione con angolari ad L inferiore per taglio e trazione combinati.

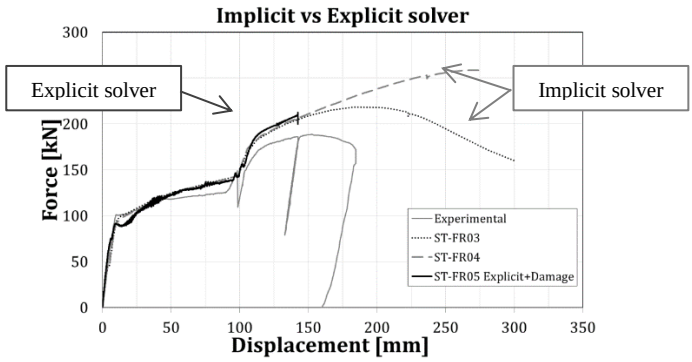


Figura 5.24. Confronto tra risultati ottenuti con analisi implicita e esplicita del test statico

Questo modello è stato poi utilizzato per simulare il comportamento del provino sotto impatto. Come mostrato nei confronti presentati nella Figura 5.25, il modello sviluppato può cogliere con un buon accordo la risposta del nodo durante e dopo l'impatto.

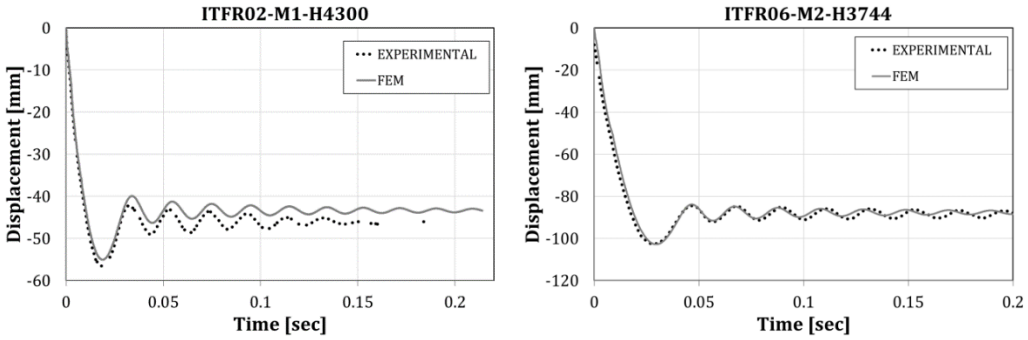


Figura 5.25 Confronto tra simulazione e test

Nella Tabella 1.8 è riportato il confronto tra i risultati sperimentali e le analisi FEM in termini di spostamento massimo e permanente (δ_{max} e δ_{perm}) con i relativi errori di previsione. Complessivamente il modello ad elementi finiti sembra prevedere con buona precisione i due valori con un errore massimo intorno al 9% per il test ITFR01.

Tabella 5.8. Confronto tra modello ad elementi finiti e risultati sperimentali

Test d'impatto	$\delta_{max,Exp}$ **[mm]**	$\delta_{perm,Exp}$ **[mm]**	$\delta_{max,FEM}$ **[mm]**	$\delta_{perm,FEM}$ **[mm]**	$\%_{err,\delta max}$ **[-]**	$\%_{err,\delta per}$ **[-]**
ITFR01-M1-H250	6.16	-	5.6	-	9.09%	-
ITFR02-M1-H4300	56.7	46.2	55.1	43.9	2.82%	4.98%
ITFR06-M2-H3744	102.6	88.5	102.8	87.8	0.19%	0.79%

Poiché non è stato possibile misurare le forze associate all'impatto durante le prove sperimentali, il modello ad elementi finiti così validato è uno strumento utile per stimare la forza sommando le reazioni nei punti di appoggio. Per il calcolo del DIF è stata utilizzata la resistenza statica ottenuta dal modello ad elementi finiti ($F_{ST,\,FEM}$) invece di quella sperimentale (F_{ST}) in quanto, per la prova sperimentale statica non è stato impedito l'instabilità laterale-torsionale mentre lo è stato per le prove d'urto e le simulazioni numeriche. La tabella 1.9 fornisce anche un confronto

tra i DIF calcolati con metodi diversi. Dal confronto, sembra che il teorema dell'impulso sottovaluti i valori DIF.

Tablella 5.9. Stima delle forze d’impatto e dei DIF

Test	$\delta_{max,EX}$ *[mm]*	$\delta_{perm,EX}$ *[mm]*	$\delta_{max,FEM}$ *[mm]*	F_{ST} *[kN]*	$F_{ST,FEM}$ *[kN]*	$F_{DYN,FEM}$ *[kN]*	E_{Diss} *[kNmm]*	DIF_{FEM} *[-]*	DIF_{GR} *[-]*	DIF_{IT} *[-]*
ITFR02	56.5	46.2	55.1	118.5	124.9.18	136.8	4774.2	1.09	1.04	1.03
ITFR06	102.6	88.5	102.8	159.7	153.2	179.2	11234	1.14	1.04	1.06

** dove $\delta_{max,EX}$ è lo spostamento massimo nelle prove sperimentali; $\delta_{perm,EX}$ è la deformazione permanente nelle prove sperimentali; $\delta_{max,FEM}$ è lo spostamento massimo nel modello ad elementi finiti; F_{ST} è la forza statica equivalente; $F_{ST,FEM}$ è la forza statica stimata con il modello ad elementi finiti; $F_{DYN,FEM}$ è la forza associata all'impatto; E_{Diss} è l'energia dissipata*

Con l'aiuto del modello ad elementi finiti validato, sono state eseguite analisi parametriche per estendere i risultati ottenuti attraverso la campagna di test sperimentali d’impatto. Nel complesso, il parametro più importante che influenza il comportamento del nodo è l'energia d'impatto, ma è possibile identificare comportamenti differenti quando si utilizzano masse o velocità d’impatto differenti. In particolare, dallo studio parametrico, la capacità di dissipazione di energia del giunto, che è il miglior parametro per classificare la risposta, viene identificata con l'utilizzo di un parametro denominato velocità di energia di deformazione “Re” [40]. Sono stati eseguiti tre gruppi di analisi parametriche per un totale di 25 simulazioni:

• Il primo gruppo (Gruppo 1) studia l'influenza della velocità d’impatto con le seguenti masse (M1 = 0,106 t, M2 = 0,23 te M3 = 0,3 t).

• Il gruppo 2 studia l'influenza della variazione del peso della massa sulla risposta del giunto mantenendo costante la velocità (V5 = 6,26 m / s).

• L’ultimo gruppo (Gruppo 3) indaga l’influenza della variazione contemporanea di massa e velocità mantenendo costante l’energia d'urto (E11 = 8.83E + 03 J).

I principali risultati dello studio parametrico condotto possono essere riassunti come segue:

• L'aumento di V o M aumenta la RE ma, quando l'energia di impatto è costante, i nodi resistono meglio a velocità più elevate piuttosto che a masse più elevate a causa degli effetti della velocità di deformazione, anche se l'intervallo di velocità studiato è limitato a causa del raggiungimento della rottura del bullone. Lo spostamento verticale sembra essere più sensibile al peso di caduta che alla velocità;

• Non esiste una chiara correlazione tra il DIF e la velocità di rotazione del giunto poiché molti fattori contribuiscono a una diversa distribuzione della velocità nella componente nodale (velocità, massa ed energia di impatto);

• Il DIF globale del nodo non mostra una chiara correlazione con la velocità di deformazione massima misurata nel campione.

5.4 Sintesi delle nuove indicazioni per regole di progetto

Come risultato generale degli studi condotti, è stato dimostrato che il collegamento FREEDAM ed i suoi smorzatori di attrito presentano un comportamento duttile in caso di carico dinamico e, in particolare, in caso di impatto. Un’energia significativa può essere dissipata attraverso l'attivazione dello smorzatore di attrito e dei suoi spostamenti associati.

Gli effetti dinamici influenzano la risposta globale della connessione. In particolare, è stato dimostrato che è possibile raggiungere resistenze più elevate a causa di (i) un aumento del coefficiente di attrito a livello del cuscinetto di attrito e (ii) lo sviluppo di effetti di velocità di deformazione a livello dei componenti nodali mentre la duttilità è poco influenzata.

Per trarre vantaggio da questo effetto positivo, è necessario garantire l’attivazione di componenti duttili a rottura e quindi, per evitare rotture fragili e, in particolare, rottura dei bulloni a taglio e / o in trazione.

Il progetto del nodo FREEDAM considerando l’effetto dei tassi di deformazione può essere valutato considerando le regole di progettazione statica e aggiungendo l'influenza dei tassi di deformazione. Esistono diversi modi per considerare i tassi di deformazione all'interno del comportamento della connessione. In modo semplificato, il comportamento dinamico globale può essere ottenuto moltiplicando la resistenza statica per un coefficiente DIF variabile da 1.0 a 1.2 e la resistenza di attrito statico (resistenza allo scivolamento) per 1.1. Un’altra opzione consiste nell’introdurre l’effetto delle velocità di deformazione individualmente in ciascun componente della connessione e quindi applicare le regole di progettazione. L’introduzione di questi effetti può essere fatta mediante l’applicazione di linee di tendenza e può essere applicato per la resistenza e la duttilità dei componenti. In questo modo è possibile valutare analiticamente il comportamento globale e locale di queste connessioni per diverse velocità di carico, a seconda delle velocità di deformazione indotte [22,25].

Per indagini più avanzate, gli studi condotti hanno portato a stilare raccomandazioni su come simulare numericamente il comportamento delle connessioni FREEDAM tramite elementi finiti. In particolare:

• L’uso della legge comportamentale Johnson-Cook per tenere conto degli effetti della velocità di deformazione è stato convalidato e i valori raccomandati per i suoi parametri di caratterizzazione sono riportati in [30];

• Sono stati proposti e validati metodi per simulare adeguatamente il precarico del bullone;

• La procedura fornita da Pavlović in [38] per simulare il danno dei materiali è stata applicata e convalidata. In particolare, i valori per i parametri da utilizzare in questa procedura sono proposti in [14].

5.5 Bibliografia

[1] G. Culache, M.P. Byfield, N.S. Ferguson, A. Tyas, Robustness of Beam-to-Column End-Plate Moment Connections with Stainless Steel Bolts Subjected to High Rates of Loading, J. Struct. Eng. 143 (2017).

[2] J.B. Davison, Investigation the Robustness of Steel Beam-to-column connections, in: 10th Int. Conf. Steel, Sp. Compos. Struct., North Cyprus, May, 2011.

[3] E.L. Grimsmo, A.H. Clausen, M. Langseth, A. Aalberg, An experimental study of static and dynamic behaviour of bolted end-plate joints of steel, Int. J. Impact Eng. 85 (2015) 132–145.

[4] P. Barata, A. Santiago, J.P. C. Rodrigues, C. Rigueiro, Experimental behaviour of beam - to-column steel joints subjected to impact loading, in: Eighth Int. Conf. Adv. Steel Struct., Lisbon, July, 2015.

[5] E. Saraiva, Variação das propriedades mecânicas do aço relacionadas com problemas de impacto em estruturas., University of Coimbra, 2012.

[6] K. Vedantam, D. Bajaj, N.S. Brar, S. Hill, Johnson - Cook strength models for mild and DP 590 steels, AIP Conf. Proc. 845 I (2006) 775–778.

[7] J. Ribeiro, A. Santiago, C. Rigueiro, L. Simões da Silva, Analytical model for the response of T-stub joint component under impact loading, J. Constr. Steel Res. 106 (2015) 23–34.

[8] H. Fransplass, M. Langseth, O.S. Hopperstad, Tensile behaviour of threaded steel fasteners at elevated rates of strain, Int. J. Mech. Sci. 53 (2011) 946–57.

[9] G. Johnson, W. Cook, A constitutive model and data for metals subjected to large strains, high strain rates and high temperatures, in: Proc. 7th Int. Symp. Ballist., The Hague, The Netherlands, 1983: pp. 541–7.

[10] J. Malvar, J. Crawford, Dynamic increase factors for steel reinforcing bars, in: Twenty-Eighth DDESB Semin., Orlando, n.d. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000971.

[11] T. McAllister, World Trade Center building performance study: data collection, preliminary observations and recommendations., Federal Emergency Management Agency, Federal Insurance and Mitigation Administration, 2002.

[12] Arup, Review of international research on structural robustness and disproportionate collapse, Department for Communities and Local Government, 2011.

[13] FREEDAM, FREE from DAMage Steel Connections, Final Report, 2019.

[14] M. D’Antimo, Impact characterization of innovative seismically designed connections for robustness application, 2020.

[15] A.F. Santos, Behaviour of friction joints under impact loads, University of Coimbra, PhD thesis, 2019.

[16] Eurocode 3, Design of steel structures. Part 1.8: Design of joints, Brussels, Belgium, 2010.

[17] P. Barata, A. Santiago, J.P.C. Rodrigues, C. Rigueiro, Development of an experimental system to apply high rates of loading, Int. J. Struct. Integr. 7 (2016) 291–304.

[18] W.-S. Lee, C.-F. Lin, Impact properties and microstructure evolution of 304L stainless steel, Mater. Sci. Eng. A. 308 (2001) 124–135.

[19] W.E. Luecke, J.D. McColskey, C.N. McCowan, S.W. Banovic, R.J. Fields, T. Foecke, T.A. Siewert, F.W. Gayle, Mechanical Properties of Structural Steels, Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster, NIST NCSTAR 1-3D;, 2005.

[20] J. Ribeiro, A. Santiago, C. Rigueiro, L.S. Da Silva, Analytical model for the response of T-stub joint component under impact loading, J. Constr. Steel Res. 106 (2015) 23–34.

[21] Abaqus, Abaqus Theory Manual, 2011.

[22] A.F. Santos, A. Santiago, M. Latour, G. Rizzano, Analytical assessment of the friction dampers behaviour under different loading rates, J. Constr. Steel Res. 158 (2019) 443–459. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.04.005.

[23] A.F. Santos, A. Santiago, M. Latour, G. Rizzano, Analytical assessment of the friction dampers behaviour under different loading rates, J. Constr. Steel Res. 158 (2019) 443–

459.

[24] Np En 1993-1-8, Norma Portuguesa - Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço, Inst. Port. Da Qual. (2010) 146.

[25] A.F. Santos, A. Santiago, M. Latour, G. Rizzano, L. Simões da Silva, Response of friction joints under different velocity rates, J. Constr. Steel Res. 168 (2020). https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106004.

[26] M. D’Aniello, D. Cassiano, R. Landolfo, Monotonic and cyclic inelastic tensile response of European preloadable gr10 . 9 bolt assemblies, J. Constr. Steel Res. 124 (2016) 77–90.

[27] E. Munoz Garcia, J.. Davidson, A. Tyas, Analysis of the response of structural bolts subjected to rapid rates of loading, in: 4th Eur. Conf. Steel Compos. Struct. - EUROSTEEL, Mastricht, The Netherlands, 2005.

[28] E.L. Grimsmo, A.H. Clausen, A. Aalberg, M. Langseth, A numerical study of beam-to-column joints subjected to impact, Eng. Struct. 120 (2016) 103–115.

[29] M. Latour, M. D’Aniello, M. Zimbru, G. Rizzano, V. Piluso, R. Landolfo, Removable friction dampers for low-damage steel beam-to-column joints, Soil Dyn. Earthq. Eng. 115 (2018) 66–81.

[30] M. D’Antimo, M. Latour, J.-F. Rizzano, Gianvittorio Demonceau, Experimental and numerical assessment of steel beams under impact loadings, J. Constr. Steel Res. 158 (2019) 230–247. https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002288.

[31] M. D’Antimo, M. Zimbru, M. D’Aniello, J.-F. Demonceau, J.-P. Jaspart, R. Landolfo, Preliminary finite element analyses on seismic resistant FREE from DAMage beam to column joints under impact loading, 2018. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.763.592.

[32] M.D. Aniello, D. Cassiano, R. Landolfo, Monotonic and cyclic inelastic tensile response of European preloadable gr10 . 9 bolt assemblies, J. Constr. Steel Res. 124 (2016) 77–90. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.05.017.

[33] M. D’Aniello, R. Tartaglia, S. Costanzo, R. Landolfo, Seismic design of extended stiffened end-plate joints in the framework of Eurocodes, J. Constr. Steel Res. 128 (2017) 512–527. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.09.017.

[34] M.D. Aniello, M. Zimbru, M. Latour, A. Francavilla, Development and validation of design criteria for free from damage steel joints, 1 (2017). https://doi.org/10.1002/cepa.57.

[35] M. D’Aniello, M. Zimbru, R. Landolfo, M. Latour, G. Rizzano, V. Piluso, Finite element analyses on free from damage seismic resisting beam-to-column joints, in: COMPDYN 2017 - Proc. 6th Int. Conf. Comput. Methods Struct. Dyn. Earthq. Eng., 2017: pp. 802–814. https://doi.org/10.7712/120117.5458.17524.

[36] M.D. Aniello, D. Cassiano, R. Landolfo, Simplified criteria for finite element modelling of European preloadable bolts, Steel Compos. Struct. 6 (2017) 643–658.

[37] M. D’Antimo, M. Latour, J. Jaspart, J. Demonceau, Numerical and experimental investigation of simply supported steel beams under drop-weight impact tests, Ce/Papers. 3 (2019) 803–809. https://doi.org/10.1002/cepa.1137.

[38] M.S. Pavlovic, Resistance of Bolted Shear Connectors in prefabricated steel-concrete composite decks, (2013) 1–10.

[39] M. D’Antimo, M. Latour, G. Rizzano, J.-F. Demonceau, J.-P. Jaspart, Preliminary Study on beam-to-column joints under impact loading, Open Constr. Build. Technol. J. (2017).

[40] H. Wang, B. Yang, X.H. Zhou, S.B. Kang, Numerical analyses on steel beams with fin-plate connections subjected to impact loads, J. Constr. Steel Res. (2016). https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2016.05.016.

CAPITOLO 6

6.1 INTRODUZIONE

Nei precedenti capitoli il comportamento delle connessioni FREEDAM è stato descritto analizzando la risposta sperimentale e numerica sia su sotto-assemblaggi che sui dissipatori ad attrito. In questo capitolo, considerando la mancanza di dati sperimentali riguardanti la valutazione del comportamento di edifici in scala reale con connessioni ad attrito, vengono presentati dei test su una struttura in scala reale sviluppati durante il progetto FREEDAM. Storicamente solo pochi lavori sono stati indirizzati allo studio del comportamento sperimentale di strutture in acciaio in scala reale sottoposte ad azioni sismiche. Ciò lascia alcune incertezze sul campo di applicabilità degli usuali approcci progettuali adottati per analisi time-history non lineari. I modelli numerici sono comunemente utilizzati, ma i progettisti a volte non sono consapevoli delle limitazioni riguardanti il loro campo di applicabilità. Ciò si verifica a causa della limitata disponibilità di dati sperimentali su strutture in scala reale che possano essere usati per la validazione degli approcci analitici. Tale carenza è dovuta agli eccessivi sforzi, alle limitate risorse e attrezzature necessarie per eseguire test su strutture in scala reale.

In questo scenario, in questo capitolo sono riportati i risultati relativi al comportamento dinamico di strutture in scala reale con connessioni FREEDAM ed RBS. Si è pervenuti a tale obiettivo al laboratorio STRENGTH dell’Università di Salerno eseguendo prove pseudo-dinamiche su un edificio provvisto delle analizzate tipologie di connessioni.

Per maggiore chiarezza è bene sottolineare che tale attività è parte di un programma di prove sperimentali che riguarda l’analisi di cinque diverse tipologie di connessioni, tutte progettate per avere una capacità di rotazione maggiore del minimo richiesto dall’Eurocodice 8 per la Classe di Duttilità Alta (DCH): connessioni RBS (l’acronimo sta per Reduced Beam Section), connessioni ad attrito (FREEDAM); connessioni Extended End-Plate (EEP), connessioni con T-stub (DST) e con T-stub a clessidra (DST-X).

Fino ad ora la pianificata attività sperimentale è consistita nell’esecuzione di due campagne di prova su una struttura in acciaio in scala reale dotata di connessioni RBS, nella prima campagna sperimentale, e di connessioni FREEDAM, nella seconda.

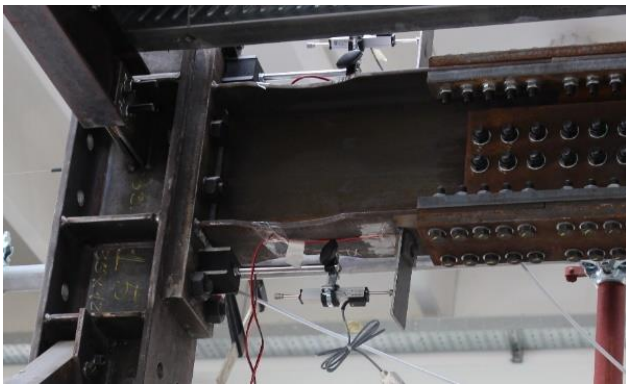
I principali risultati di queste prove pseudo-dinamiche sono riportati in questo capitolo in modo anche da evidenziare i vantaggi indotti dall’utilizzo di connessioni ad attrito a basso danneggiamento in confronto con i tradizionali modi di concepite le connessioni trave-colonna.

6.2 MODELLO STRUTTURALE

La struttura in acciaio testata è caratterizzata da una campata e due livelli e si compone di due telai sismo-resistenti in direzione longitudinale, mentre, in trasversale, dei controventi impediscono eventuali ed indesiderate rotazioni torsionali dell’edificio. Le dimensioni in pianta dell’unica campata presente sono pari a 4 m in direzione longitudinale e 2 m in trasversale, mentre l’altezza di piano è di 2.4 m. Dal momento che lo scopo del presente studio consiste nella valutazione del comportamento delle connessioni RBS e FREEDAM quando appartenenti ad un edificio in scala reale, la struttura è stata concepita per permettere la semplice e rapida sostituzione sia delle connessioni trave-colonna che dei nodi di base in modo da consentire l’esecuzione di più campagne di prova sullo stesso edificio (Figura 6.1). In particolare, tali test sono condotti ricorrendo al metodo di prova pseudo-dinamico che rappresenta una tecnica tramite cui valutare il comportamento sismico di una struttura non imponendo le accelerazioni registrate al suolo, ma applicando, in questo caso con una coppia di attuatori idraulici, spostamenti di piano calcolati risolvendo le equazioni del moto [1]-[3].

a) Telaio con connessioni RBS

b) Telaio con connessioni FREEDAM



c) Connessione RBS

d) Connessione FREEDAM

Figura 6.1 – La struttura testata e le sue connessioni

Per maggiore chiarezza le principali informazioni riguardanti la struttura testata sono sintetizzate di seguito. Gli impalcati sono costituiti da profili in lamiera grecata HI-BOND A55 che, considerando anche la soletta in conglomerato cementizio armato, hanno uno spessore di 100 mm. L’impalcato trasferisce i carichi a cinque travi secondarie costituite da IPE 140 ed HEB 140 (Figura 6.2). Dal momento che non sono stati utilizzati connettori ed un’adeguata distanza è stata lasciata tra la soletta in c.a. e le colonne, come suggerito anche dall’Eurocodice 8, è possibile

assumere che le travi non siano elementi composti. Rigide fondazioni in acciaio fissate con barre dywidag ad alta resistenza assicurano l’ancoraggio della struttura e del telaio di contrasto all’impalcato del laboratorio. Inoltre, un rigido diaframma in fondazione connette i nodi di base della struttura alla base del telaio di contrasto.

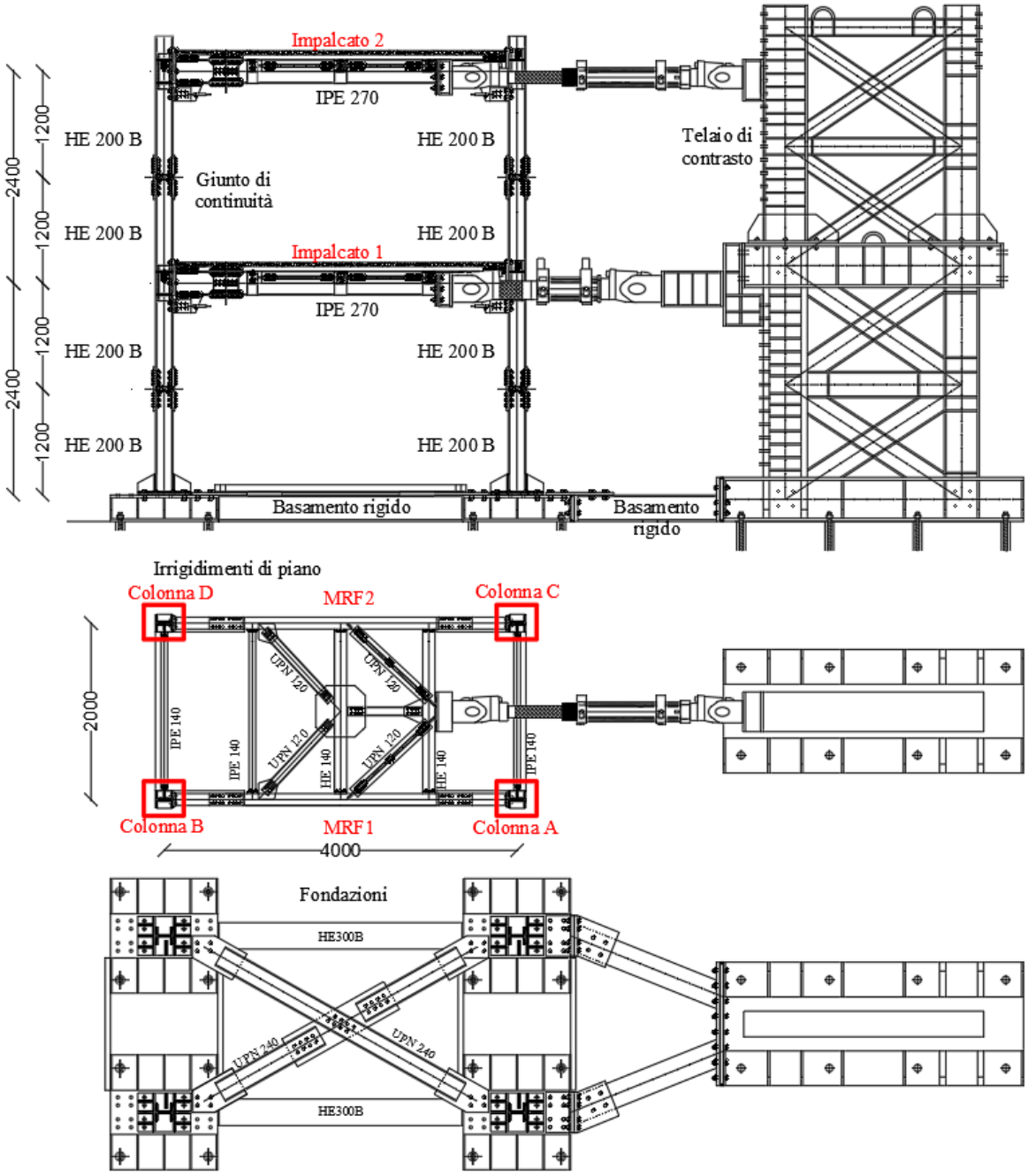
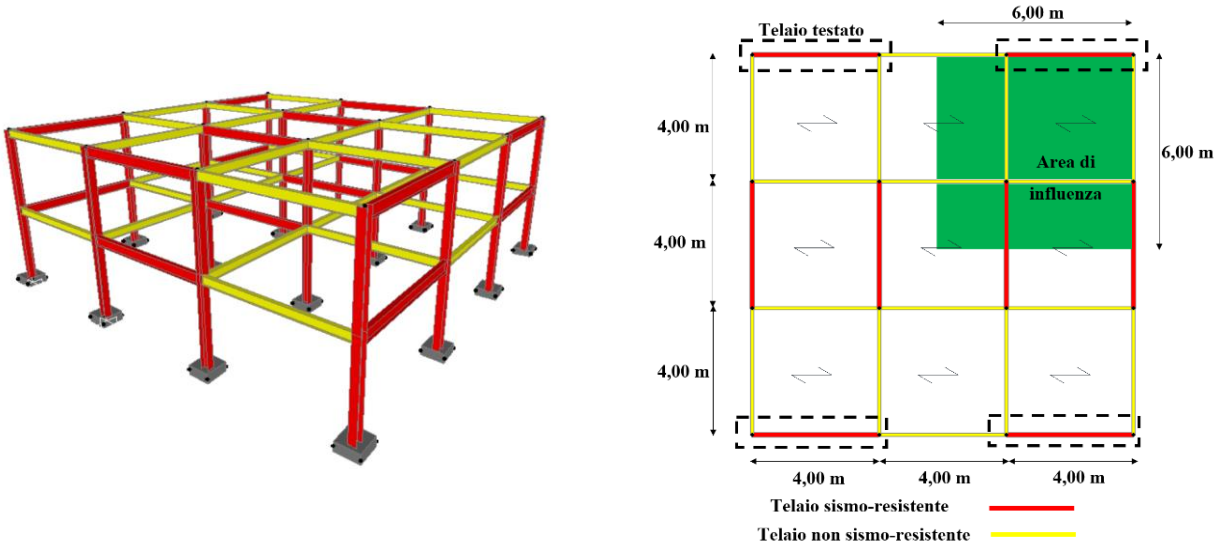


Figura 6.2 – Struttura con connessioni RBS

Come elementi strutturali sono stati selezionati dei profili IPE 270 con un acciaio di classe S275JR per le travi e profili HEB 200 con acciaio di classe S355JR per le colonne. Il progetto della struttura è stato condotto in accordo alle disposizioni fornite dall’Eurocodice 8 [4], [5]. In particolare, i telai sismo-resistenti sono stati concepiti per appartenere alla Classe di Duttilità Alta (DCH) e le membrature sono state progettate considerando le limitazioni imposte sia allo

stato limite di servizio che ultimo (coefficiente di comportamento uguale a 6, spettro di risposta di tipo-1, accelerazione di picco al suolo uguale a 0.35g, suolo tipo B e limite dell’1% come drift di piano in condizioni di servizio assumendo che gli elementi di tamponatura non interferiscano con la deformazione della struttura). Il provino testato è stato concepito in modo che i suoi telai sismo-resistenti siano rappresentativi di una struttura di riferimento caratterizzata, in ciascuna direzione, da tre campate quadrate di lunghezza uguale a 4 m (Figura 6.3). Inoltre, tale edificio di riferimento è caratterizzato da quattro telai sismo-resistenti per ogni direzione (Figura 6.3). I valori dei carichi di progetto sono i seguenti: i) i pesi propri strutturali e non strutturali sono uguali a 3.9 kN/m^2 e 3.6 kN/m^2 rispettivamente al primo ed al secondo livello; ii) i sovraccarichi accidentali sono uguali a 3 kN/m^2 al primo livello e 0.5 kN/m^2 in copertura. L’area di influenza di ciascun telaio sismo-resistente corrisponde ad 1/4 dell’area totale in pianta. Il peso degli elementi strutturali e dei rivestimenti è stato valutato incrementando del 10% le masse di piano. In particolare, le masse applicate su ciascun telaio sismo-resistente sono uguali a 19 tonnellate e 14.2 tonnellate al primo ed al secondo livello, rispettivamente.



a) Vista 3D della struttura di riferimento *b) Vista in pianta ed individuazione dei telai testati*

Figura 6.3 – Schema di riferimento adottato per il progetto dei telai sismo-resistenti

Le campagne sperimentali condotte al laboratorio STRENGTH dell’Università di Salerno appartengono ad un più articolato programma di ricerca rivolto ad investigare l’influenza di diverse connessioni trave-colonna sulla risposta sismica delle strutture. Per tale ragione la sequenza di accelerogrammi adottata per le diverse campagne sperimentali sulla struttura con connessioni RBS [5] e FREEDAM risulta essere la stessa. Gli accelerogrammi selezionati ed i corrispondenti valori di accelerazione di picco al suolo sono riportati in Tabella 6.1. È bene precisare che durante la prima campagna sperimentale tra i primi due test è stata eseguita una prova parziale che non è riportata di seguito.

Tabella 6.1: Accelerogrammi adottati per eseguire le prove

Test n.	Accelerogramma	PGA
1	Imperial Valley	1.10g

2	Spitak	0.80g
3	Artificial	0.50g
4	Santa Barbara	0.80g
5	Coalinga (parziale)	0.80g

6.3 PROVE PSEUDO-DINAMICHE SULLA STRUTTURA CON CONNESSIONI RBS

Nel seguente paragrafo i risultati sperimentali relativi alla campagna riguardante la struttura con connessioni RBS sono analizzati e discussi. In particolare, da una prima analisi dei risultati è possibile anticipare che in tutti i test i massimi valori degli spostamenti di piano e delle forze di reazione degli attuatori occorrono agli stessi istanti. Tale aspetto è in accordo con le previsioni dal momento che la struttura è regolare ed il primo modo di vibrare risulta essere quello prevalente. In Tabella 6.2 sono riportati i principali risultati.

Tabella 6.2: Principali risultati sperimentali (struttura con connessioni RBS)

			Test 1	Test 2	Test 3	Test 4	Test 5
Massimo tagliante alla base (kN)	**Trazione**		-751	-652	-444	-586	-630
	Compressione		667	670	555	592	612
Picco di spostamento al primo livello (mm)	**Trazione**		-78	-17	-29	-48	-47
	Compressione		44	85	40	41	62
Picco di spostamento in copertura (mm)	**Trazione**		-150	-34	-66	-99	-94
	Compressione		88	171	83	85	129
Massimo drift di piano (%)	**Traz.**	**Livello 1**	-3.3	-0.7	-1.2	-2.0	-2.0
		Livello 2	-3.0	-0.7	-1.5	-2.2	-2.0
	Compr.	**Livello 1**	1.9	3.5	1.7	1.7	2.6
		Livello 2	1.9	3.6	1.8	1.8	2.8

6.3.1 *Imperial Valley (PGA = 1.10g)*

Il primo test è consistito nell’applicazione di un accelerogramma registrato dalla stazione di Imperial Valley (USA) nel 1979. È importante evidenziare che l’accelerazione di picco al suolo registrata era uguale a 0.37g ma, in questo caso per eseguire la prova, tale valore è stato incrementato a 1.10g, circa tre volte il valore reale.

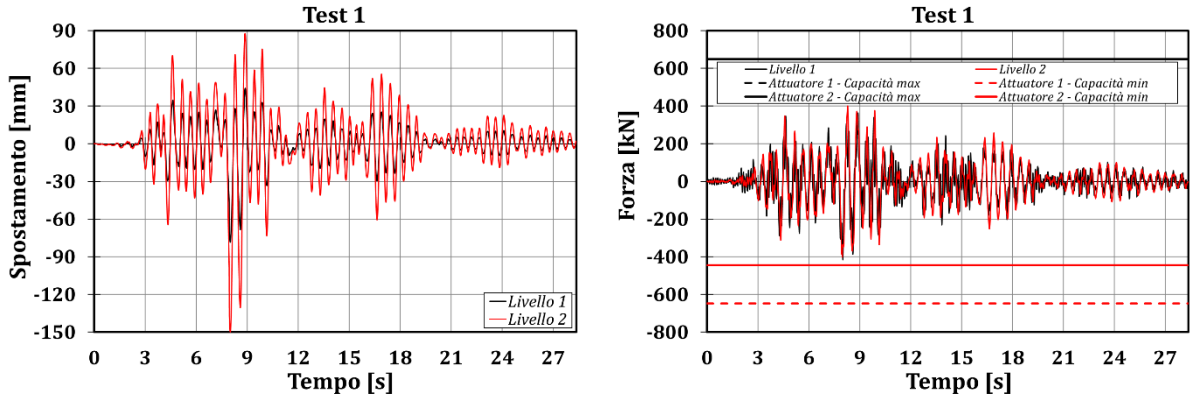


Figura 6.4 – Test 1: spostamenti di piano (sinistra) e forze degli attuatori (destra)

Dalla Figura 6.4 si può osservare che i valori delle forze ottenute dall’attuatore al primo livello sono maggiormente variabili di quelle registrate dall’attuatore al secondo livello. Ciò è principalmente dovuto all’accuratezza del dispositivo di acquisizione della forza, installato nell’attuatore MTS 243.60-02 che risulta essere meno preciso. Infatti, mentre l’attuatore (MTS 243.45-01) posto al secondo livello è equipaggiato con una cella di carico dotata di strain-gauge, l’attuatore al primo livello è dotato di una cella a pressione differenziale. I massimi valori di tagliante alla base, picchi di spostamento e drift di piano sono sintetizzati in Tabella 6.2.

Si può osservare che il massimo drift di piano è di circa il 3%, valore che conduce ad un significativo impegno in campo plastico degli elementi strutturali. Infatti, i sistemi di acquisizione applicati per la misurazione dei parametri di comportamento locale dei nodi hanno evidenziato che sia le connessioni RBS che i nodi di base si sono danneggiati. Tale danneggiamento è stato maggiore per le connessioni RBS del primo livello e minori per le connessioni disposte al secondo livello. I valori osservati relativi al momento di snervamento delle connessioni sono prossimi ai valori di progetto (127.5 kNm).

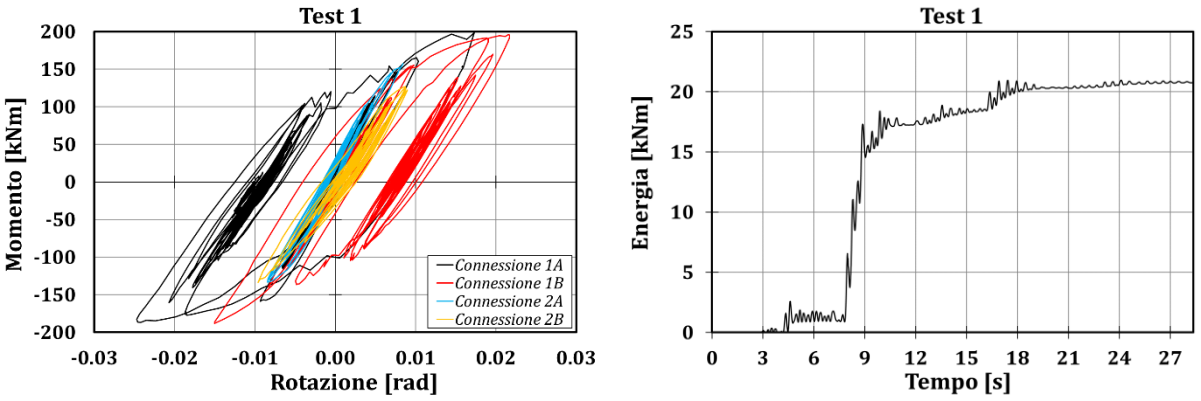


Figura 6.5 – Test 1: curve isteretiche delle connessioni RBS (sinistra) ed energia globalmente dissipata dal telaio MRF-1 (destra)

I danneggiamenti occorsi nella struttura durante il Test 1 sono attribuibili al significativo numero di cicli sperimentati dalle connessioni RBS poste al primo livello. Ciò è evidente dalle curve isteretiche delle connessioni RBS riportate in Figura 6.5. Inoltre, nella stessa figura si riporta anche l’energia complessivamente dissipata dalle connessioni RBS a partire dalle informazioni delle stesse curve isteretiche. È bene osservare che le connessioni RBS hanno raggiunto una

rotazione massima di poco inferiore a 30 mrad, valore molto prossimo al limite dell’Eurocodice 8 per connessioni appartenenti a telai sismo-resistenti in Classe di Duttilità Alta (35 mrad).

6.3.2 *Spitak (PGA = 0.80g)*

Come secondo accelerogramma è stata scelta una storia di accelerazioni molto diversa da quella del primo test perché principalmente caratterizzata da un solo picco, mentre Imperial Valley si diversificava per la presenza di un elevato numero di picchi. Tale peculiarità è evidente dai risultati: per l’accelerogramma di Spitak c’è solo una evidente escursione in campo plastico della struttura, caratterizzata da un drift di piano di circa 3.6%, mentre in tutti gli altri istanti il provino ha un comportamento praticamente elastico. Ciò può essere ulteriormente evidenziato analizzando i parametri di risposta locale quali, per esempio, le curve momento-rotazione delle connessioni RBS (Figura 6.6). Infatti si può notare che la curva momento-rotazione della più sollecitata connessione RBS è caratterizzata da una rotazione massima di circa 30 mrad con un momento massimo di circa 200 kNm.

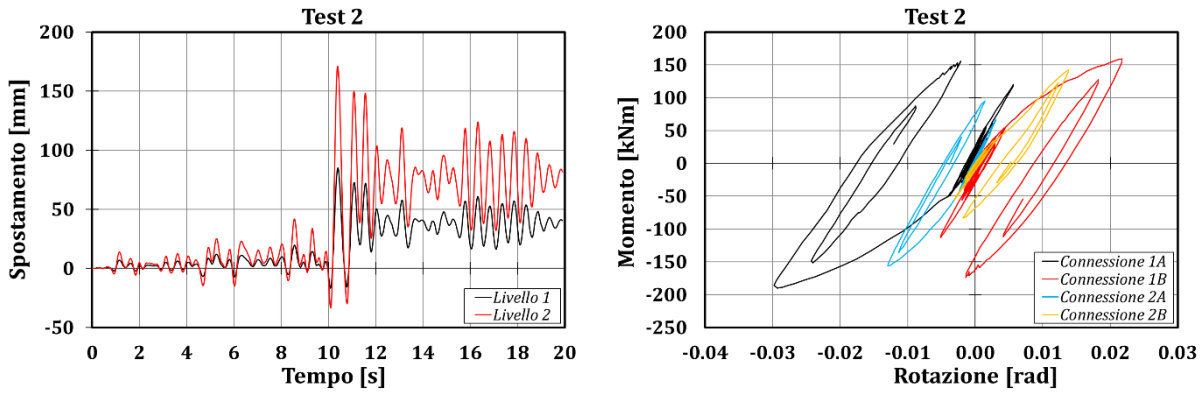


Figura 6.6 – Test 2: spostamenti di piano (sinistra) e curve isteretiche delle connessioni (destra)

È possibile osservare che tale valore di momento massimo è di molto superiore al valore di progetto, calcolato considerando la connessione snervata ed incrudita (140 kNm). Ciò significa che il coefficiente di sovra-resistenza uguale ad 1.1 suggerito dall’Eurocodice 8 è molto sottostimato. Infatti, in questo caso, il rapporto tra il momento flettente misurato nel corso della prova e quello di progetto è uguale a circa 1.6. Tale resistenza, eccessivamente più grande del valore atteso, è probabilmente dovuta alla riduzione del rapporto larghezza/spessore delle flange della trave nella zona a sezione ridotta che praticamente impedisce il manifestarsi di una instabilità locale.

6.3.3 *Artificial record (PGA = 0.50g)*

Il terzo accelerogramma è stato creato artificialmente tramite il software SIMQKE in modo da essere compatibile con l’adottato spettro di progetto. Tale scelta è stata perpetrata con lo scopo di investigare gli effetti di un terremoto caratterizzato da un elevato numero di picchi nella sua storia di accelerazioni. In tal caso, l’accelerazione di picco al suolo è uguale a 0.50g.

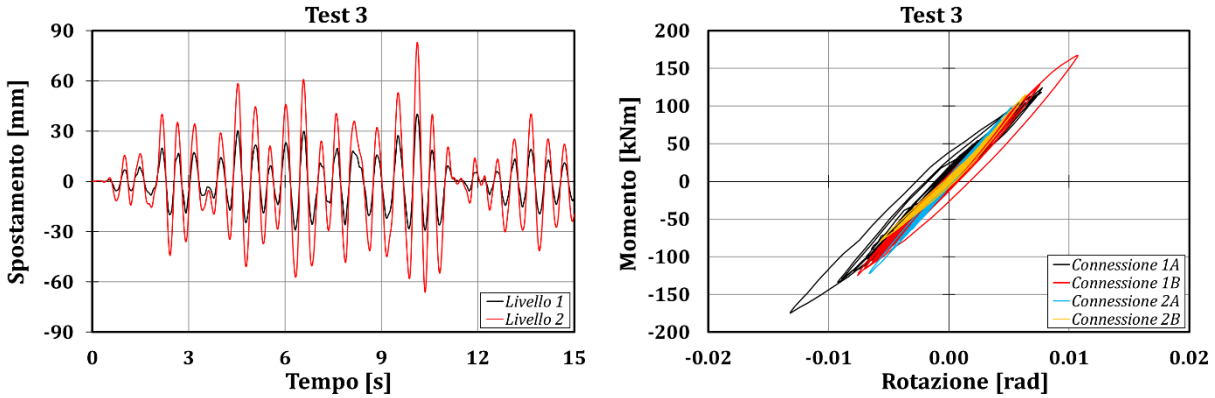


Figura 6.7 – Test 3: spostamenti di piano (sinistra) e curve isteretiche delle connessioni (destra)

Durante il terzo test le connessioni RBS poste al primo livello hanno raggiunto valori di momenti flettenti di circa 170 kNm, mentre al secondo livello si è osservato un trascurabile danneggiamento dal momento che i momenti hanno raggiunto i 120 kNm con rotazioni minori di 10 mrad. (Figura 6.7). Il massimo tagliante alla base è stato uguale a 555 kN ed il massimo spostamento in copertura uguale a 83 mm, conducendo ad un massimo drift di piano di circa 1.8%. In termini di curve momento-rotazione, le connessioni RBS sono rimaste praticamente in campo elastico.

6.3.4 *Santa Barbara (PGA = 0.80g)*

Il quarto test è consistito nell’applicazione dell’accelerogramma di Santa Barbara. Tale prova non ha evidenziato alcuna ulteriore e significativa plasticizzazione delle connessioni RBS ed il comportamento strutturale è rimasto in campo elastico, come è evidente osservando gli spostamenti di piano e le curve isteretiche momento-rotazione delle connessioni RBS riportati in Figura 6.8. Tutti gli altri risultati riguardanti tale prova sono riportati in Tabella 6.2.

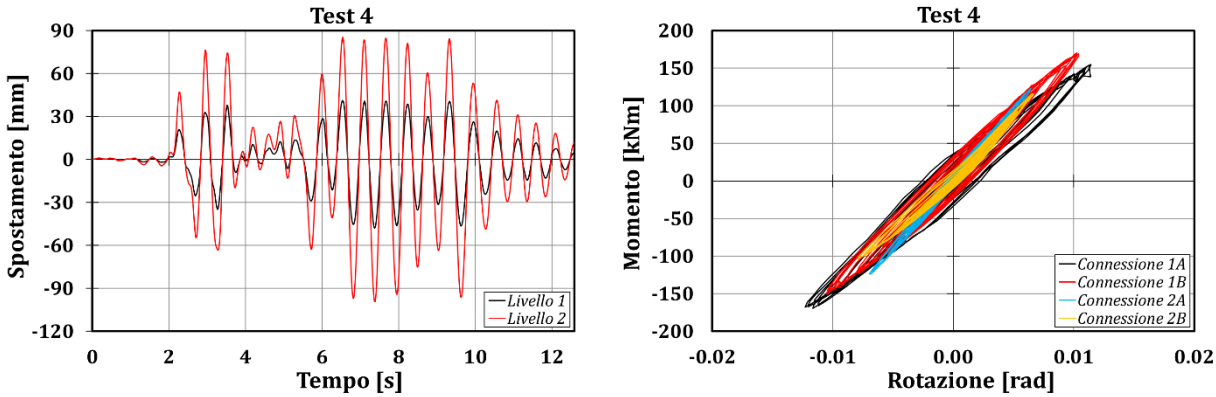


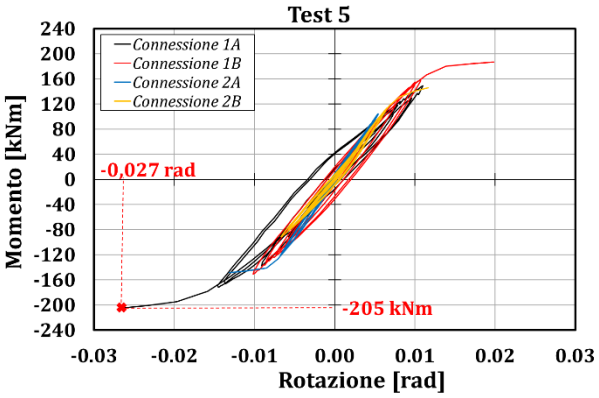
Figura 6.8 – Test 4: spostamenti di piano (sinistra) e curve isteretiche delle connessioni (destra)

6.3.5 *Coalinga (PGA = 0.80g)*

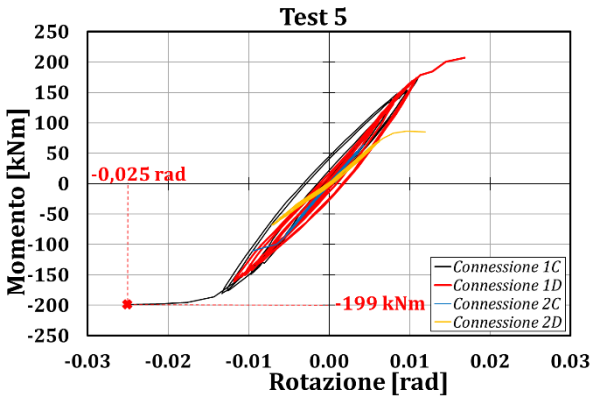
Durante il Test 5 si è pervenuti al collasso della struttura. In particolare, tale ultima prova è stata interrotta a causa della rottura fragile di due connessioni RBS collocate al primo livello del provino, sui due telai sismo-resistenti ed in corrispondenza della parte collegata agli attuatori (Figura 6.9). Inizialmente è occorsa la rottura fragile della saldatura della connessione RBS-1A e, successivamente, anche la crisi della connessione RBS-1C dovuta alla redistribuzione delle

sollecitazioni che ha condotto ad un sovraccarico del secondo telaio sismo-resistente. Il collasso locale della connessione RBS-1A si è manifestato per fatica ciclica della saldatura e per l’inaspettato ed eccessivo valore di momento sollecitante in corrispondenza della flangia della colonna. Infatti, è bene sottolineare che il momento in corrispondenza della crisi della connessione RBS-1A è stato uguale a 205 kNm. Tale valore, come precedentemente sottolineato, è maggiore della resistenza nominale della connessione RBS di circa il 60% (Figura 6.9).

Sebbene la frattura della saldatura che connette la flangia della trave alla flangia della colonna rappresenti una modalità inaspettata per le connessioni RBS, bisogna considerare che il protocollo di carico generalmente utilizzato nelle analisi sperimentali relative al comportamento ciclico delle connessioni RBS, di solito eseguito su sotto-assemblaggi, è completamente diverso dalle condizioni di carico che si verificano nelle connessioni trave-colonna di un edificio in scala reale a seguito dell’applicazione di un set di cinque accelerogrammi. Sembra che la rottura fragile delle saldature sia una conseguenza della fatica ciclica derivante dall’elevato numero di cicli di ridotta ampiezza imposti dagli accelerogrammi; tali cicli non sono stati in grado di indurre fenomeni di instabilità locale a causa della riduzione del rapporto tra larghezza e spessore delle flange della trave in corrispondenza della sezione ridotta.



a) Test 7 – Connessioni MRF-1



b) Test 7 – Connessioni MRF-2

c) Crisi della saldatura della connessione RBS 1A

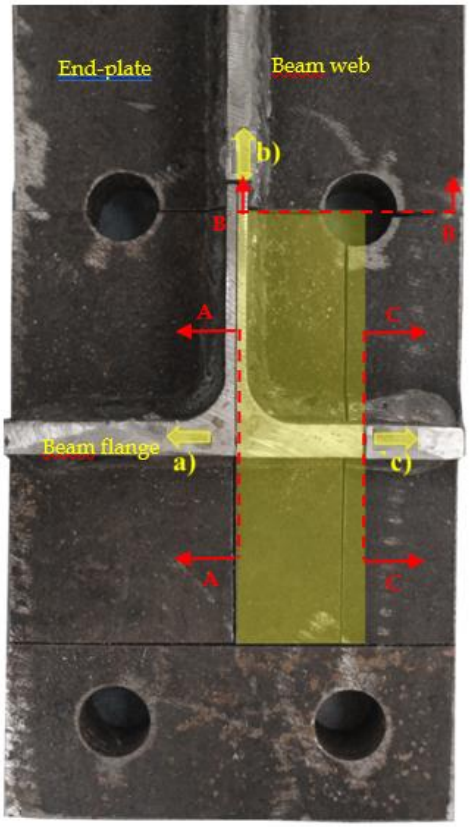
d) Rottura fragile al centro della connessione RBS 1C

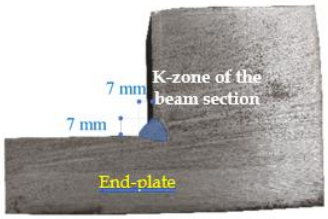
Figura 6.9 – Curve isteretiche delle connessioni collassate (a, b) e foto con i corrispondenti danni (c, d)

Con lo scopo di controllare la corretta esecuzione del dettaglio delle saldature, alla fine della prova è stata ispezionata una connessione RBS disponibile in laboratorio e con le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche di quelle montate sul provino. Tale indagine ha rivelato

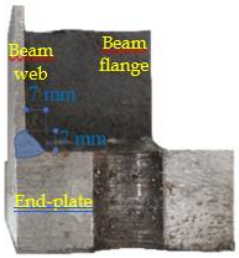
che le saldature a completa penetrazione sono state correttamente realizzate senza difetti (Figura 6.10).

È bene notare che la tipologia di saldatura adottata si attiene alle disposizioni dell’Eurocodice 3 [6], dell’Eurocodice 8 e delle linee guida AISC Steel Design Guide [7]. Infatti, la saldatura tra la trave e l’end-plate, come raccomandato dalle AISC Steel Design Guide, non prevede fori di accesso all’anima della trave per evitare la prematura frattura della flangia della trave causata da tensioni localizzate [8]. Pertanto, come riportato in Figura 6.10, la flangia della trave è stata saldata con un giunto a completa penetrazione inclinato a 45°, eccetto che per l’anima della flangia sopra l’anima della trave, che è stata saldata con una saldatura a parziale penetrazione. Dal momento che i dettagli si attengono ai suggerimenti della norma, il risultato ottenuto conferma che la rottura fragile debba essere attribuita, da un lato, alla sottostima dei fattori di sovra-resistenza usati in fase di progetto e, dall’altro lato, alle regole per il progetto dei dettagli delle saldature, che probabilmente non considerano accuratamente i fenomeni di fatica ciclica che possono occorrere sotto l’effetto di ripetuti e severi eventi sismici. Tale risultato evidenzia il bisogno di ulteriori studi rivolti alla valutazione della risposta sismica dei tipici dettagli di saldatura sotto azioni sismiche.

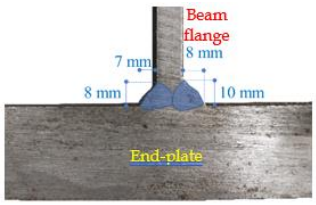




Sezione a): Flangia: parziale penetrazione



Sezione b) Anima: completa penetrazione



Sezione c) Flangia: completa penetrazione

Figura 6.10 – Dettaglio delle saldature

Nonostante tali considerazioni, è stato osservato che le testate connessioni RBS sono state sottoposte ad una serie di cinque severi eventi sismici, condizione normalmente non richiesta nella comune pratica progettuale. Pertanto, sebbene la modalità di collasso occorsa non sia soddisfacente, il comportamento dei telai sismo-resistenti può essere considerato ragionevolmente affidabile, confermando la semplicità e l’elevata capacità di dissipazione di energia da parte delle connessioni RBS.

Gli spostamenti di piano e le forze registrate dagli attuatori sono riportate in Figura 6.11. Ulteriori dettagli possono essere rintracciati in Tabella 6.2.

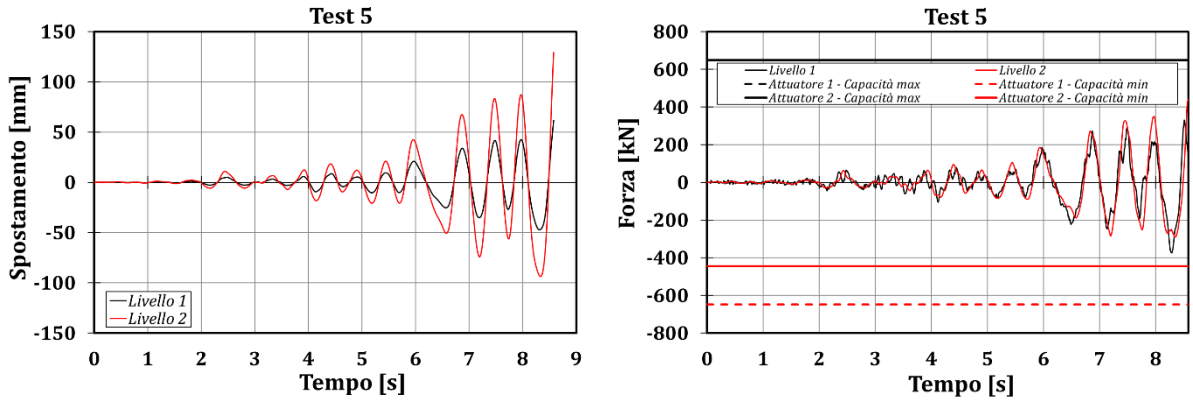


Figura 6.11 – Test 5: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)

6.4 PROVE PSEUDO-DINAMICHE SULLA STRUTTURA CON CONNESSIONI FREEDAM

Nel presente paragrafo vengono riportati e discussi i risultati sperimentali riguardanti la struttura con connessioni FREEDAM. È bene sottolineare che gli accelerogrammi applicati sono gli stessi adottati nella precedente campagna sperimentale. Tale scelta permetterà di confrontare il comportamento della struttura quando equipaggiata con le due analizzate tipologie di connessioni. I principali risultati della campagna sperimentale sono riportati in Tabella 6.3.

Tabella 6.3: Principali risultati sperimentali (struttura con connessioni FREEDAM)

			Test 1	Test 2	Test 3	Test 4	Test 5
Massimo tagliante alla base (kN)	**Trazione**		-537	-447	-272	-388	-439
	Compressione		477	470	347	483	495
Picco di spostamento al primo livello (mm)	**Trazione**		-73	-53	-41	-56	-72
	Compressione		65	79	38	52	61
Picco di spostamento in copertura (mm)	**Trazione**		-104	-84	-75	-89	-112
	Compressione		103	112	52	70	85
Massimo drift di piano (%)	**Traz.**	**Livello 1**	-3.0	-2.2	-1.7	-2.3	-3.0
		Livello 2	-1.3	-1.3	-1.4	-1.4	-1.7
	Compr.	**Livello 1**	2.7	3.3	1.6	2.2	2.5
		Livello 2	1.6	1.4	0.6	0.7	1.0

6.4.1 *Imperial Valley (PGA = 1.10g)*

La prima prova è consistita nell’applicazione dell’accelerogramma di Imperial Valley, in maniera analoga a quanto fatto nella prima campagna sperimentale. Purtroppo, a causa di

problemi tecnici occorsi all’apparecchiatura di acquisizione dei dati, non sono disponibili le informazioni relative alla risposta locale delle connessioni. Pertanto è possibile solamente analizzare i dati relativi agli spostamenti di piano ed alle forze registrate dagli attuatori, come mostrato in Figura 6.12.

Gli spostamenti ai due impalcati hanno raggiunto dei massimi valori rispettivamente pari a 73 e 104 mm, ed il massimo tagliante alla base è stato uguale a 537 kN (Tabella 6.3). È possibile osservare che i picchi in termini di spostamenti di piano e forze registrate dagli attuatori occorrono agli stessi istanti a causa della regolarità dello schema strutturale ed al fatto che il primo modo di vibrare risulta essere quello prevalente. Un altro aspetto rilevante è legato al fatto che i dispositivi ad attrito non hanno assicurato il ricentraggio della struttura dal momento che spostamenti residui di impalcato sono evidenti alla fine della prova (circa 16 mm e 29 mm al primo ed al secondo livello, rispettivamente).

Durante tale prova alcune connessioni ad attrito si sono attivate. Con riferimento alla Tabella 6.3, è possibile notare che il massimo drift di piano è stato pari al 3% ed all’1.6% rispettivamente al primo ed al secondo livello, ben al di sopra del valore nominale elastico limite per una struttura, fissato pari all’1%, come assunto in fase progettuale.

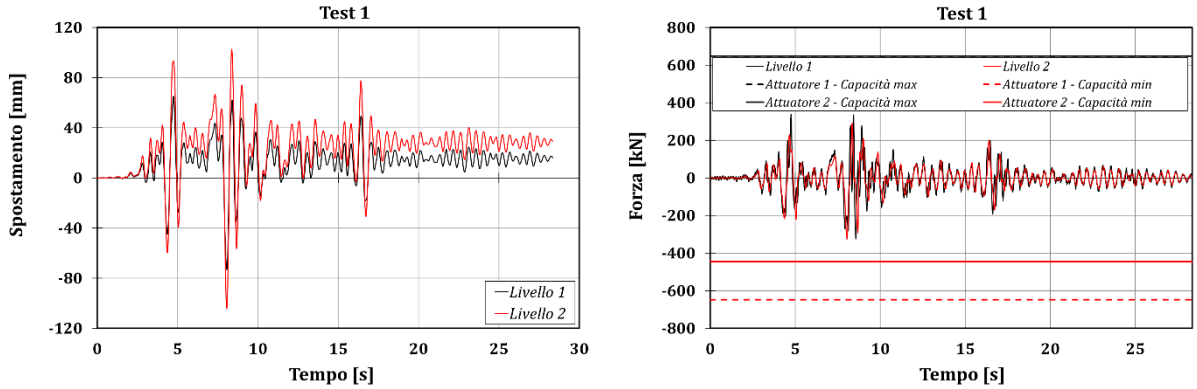


Figura 6.12 – Test 1: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)

6.4.2 *Spitak (PGA = 0.80g)*

Con riferimento alla seconda prova pseudo-dinamica il campione è stato soggetto all’applicazione dell’accelerogramma di Spitak. In tal caso sono disponibili anche i risultati sperimentali relativi al comportamento delle connessioni. Con riferimento a tale input sismico è bene sottolineare una rilevante peculiarità: la sua storia di accelerazioni è caratterizzata da un solo picco di ampiezza significativa, come già sottolineato discutendo i risultati sperimentali riguardanti la precedente campagna sperimentale. Tale aspetto si riflette sui risultati: il campione è stato soggetto ad una sola e rilevante escursione in campo plastico, come è chiaro in Figura 6.13 in cui sono riportati i risultati in termini di spostamenti di piano e forze di reazione degli attuatori.

Sebbene rispetto al Test 1 si sia osservata una riduzione del 15% in termini di tagliante alla base, è tuttavia possibile osservare che lo spostamento massimo in copertura è aumentato (112 mm invece di 104 mm) ed il massimo drift di piano al primo livello è stato pari al 3.3%, mentre al secondo è di molto inferiore. In Figura 6.14 si riporta la risposta locale in termini di curve momento-rotazione. Tale figura evidenzia inoltre la caratteristica forma rettangolare dei cicli isteretici delle connessioni FREEDAM. Tuttavia va sottolineata l’asimmetria in termini di

momento massimo positivo e negativo sperimentata dalle connessioni (80 kNm e 120 kNm, rispettivamente), che risulta essere coerente con le evidenze sperimentali riferite a test condotti su sotto-assemblaggi dell’analizzata tipologia di connessione [9]. Dal momento che l’accelerogramma di Spitak è caratterizzato da un solo rilevane picco, ci si aspettava, come poi è stato confermato dalle prove pseudo-dinamiche, che le connessioni ad attrito avrebbero esibito uno scorrimento in corrispondenza dell’istante in cui si attinge la PGA. La massima rotazione è stata raggiunta dalla connessione 1A con un valore pari a circa 17 mrad. Gli altri nodi, invece, hanno raggiunto rotazioni molto basse, ad esempio al secondo livello i valori sono stati compresi tra 0.002 e 0.007 rad.

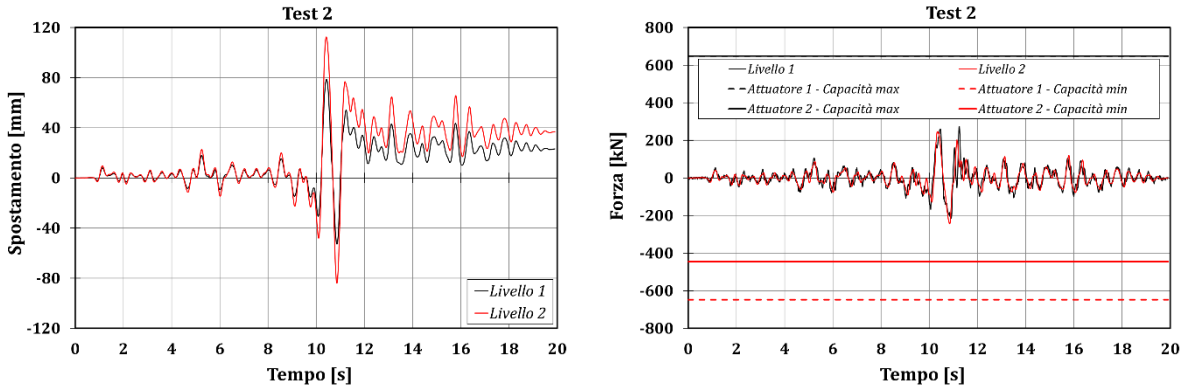


Figura 6.13 – Test 2: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)

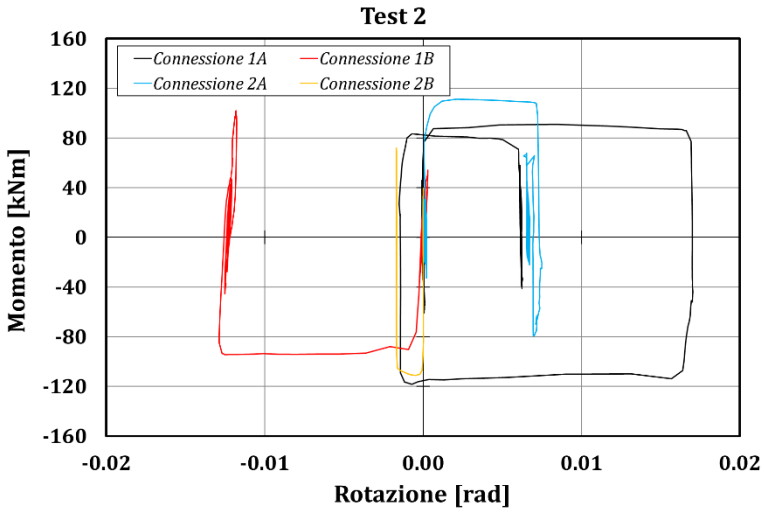


Figura 6.14 – Test 2: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1)

6.4.3 *Artificial record (PGA = 0.50g)*

Con l’accelerogramma creato artificialmente i telai sismo-resistenti hanno avuto un comportamento rimasto sostanzialmente in campo elastico ed infatti al termine della prova non si sono registrati neanche spostamenti residui (Figura 6.15). Ciò ha ovviamente delle ripercussioni sul comportamento delle connessioni che non si sono praticamente attivate, ad eccezione della connessione 1A che però ha esibito uno scorrimento dei piatti di attrito tale da indurre una rotazione di soli 4 mrad (Figura 6.16).

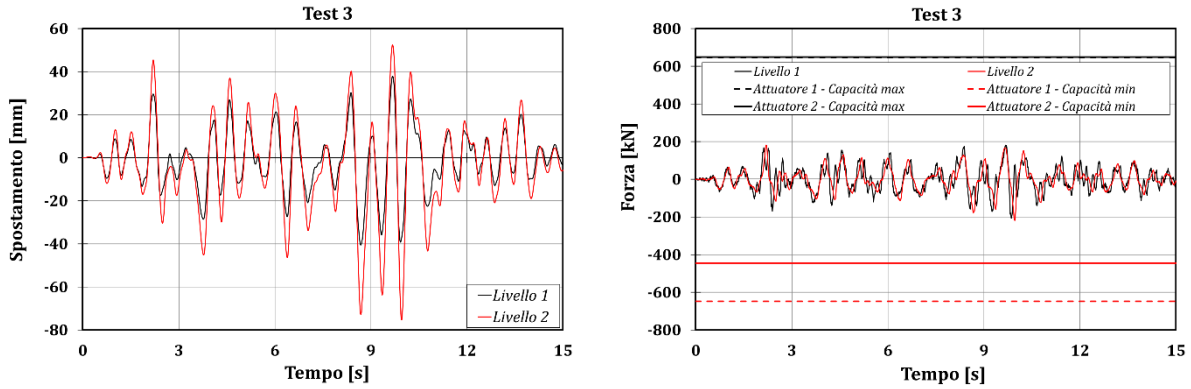


Figura 6.15 – Test 3: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)

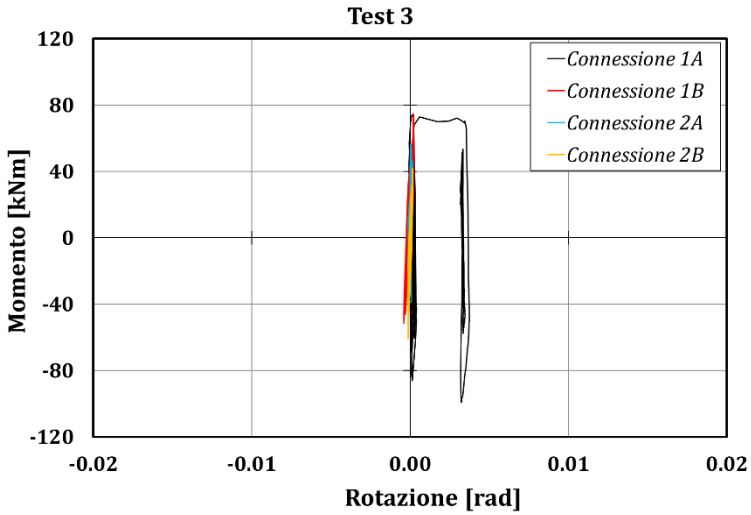


Figura 6.16 – Test 3: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1)

6.4.4 *Santa Barbara (PGA = 0.80g)*

Il quarto test è consistito nell’applicazione dell’accelerogramma registrato dalla stazione di Santa Barbara (USA) nel 1978. Sebbene la storia di accelerazioni dell’input sismico selezionato sia caratterizzata da molti picchi, tuttavia il basso valore di accelerazione di picco al suolo (0.80g) ha indotto solamente una parziale attivazione dei dispositivi ad attrito. Il comportamento complessivo è molto simile a quello descritto con riferimento al Test 3: gli spostamenti di piano non eccedono i 60 mm al primo livello ed i 90 mm in copertura inducendo un massimo drift di piano uguale al 2.3% al primo livello (Figura 6.17). In maniera analoga a quanto accaduto per il Test 3, al termine della prova non sono stati registrati spostamenti residui e la connessione 1A è stata l’unica ad attivarsi attingendo un valore di rotazione massima pari a 4.6 mrad (Figura 6.18).

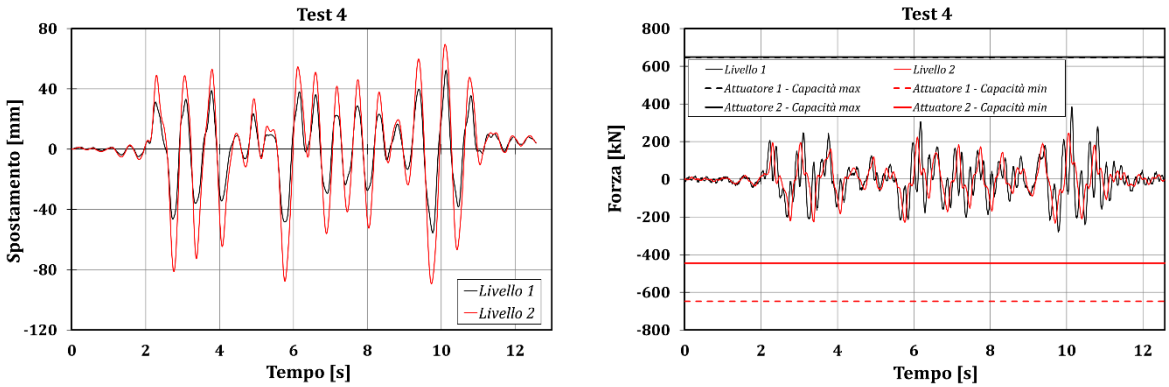


Figura 6.17 – Test 4: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)

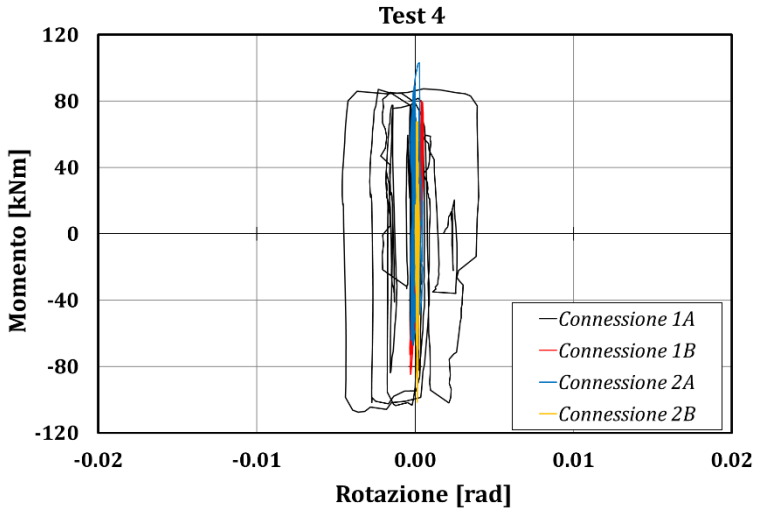


Figura 6.18 – Test 4: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1)

6.4.5 *Coalinga (PGA = 0.80g)*

L’ultima prova non è stata completata a causa di un problema tecnico con gli attuatori connesso al sistema con cui si impongono gli spostamenti di impalcato e che ha poi provocato un significativo danno agli elementi che connettono l’attuatore del primo livello con l’impalcato. Tale inconveniente è occorso in corrispondenza degli 8.58 secondi dell’accelerogramma, lo stesso istante in cui è avvenuta la rottura fragile della prima connessione RBS nel corso della prima campagna sperimentale. Per validare i principali risultati discussi di seguito le storie in termini di spostamenti di piano e di curve isteretiche sono riportate in Figura 6.19. Il massimo spostamento di piano in copertura è uguale a 112 mm (lo stesso valore registrato con riferimento al Test 2). Le curve isteretiche sono caratterizzate da una asimmetria in termini di momenti sollecitanti positivi e negativi. Inoltre è possibile osservare che i massimi valori dei momenti tendono a decrescere all’aumentare del numero di cicli. Tale aspetto è ascrivibile alla riduzione della forza di serraggio dei bulloni ad alta resistenza a causa del danneggiamento ed assottigliamento dei piatti ad attrito (Figura 6.20).

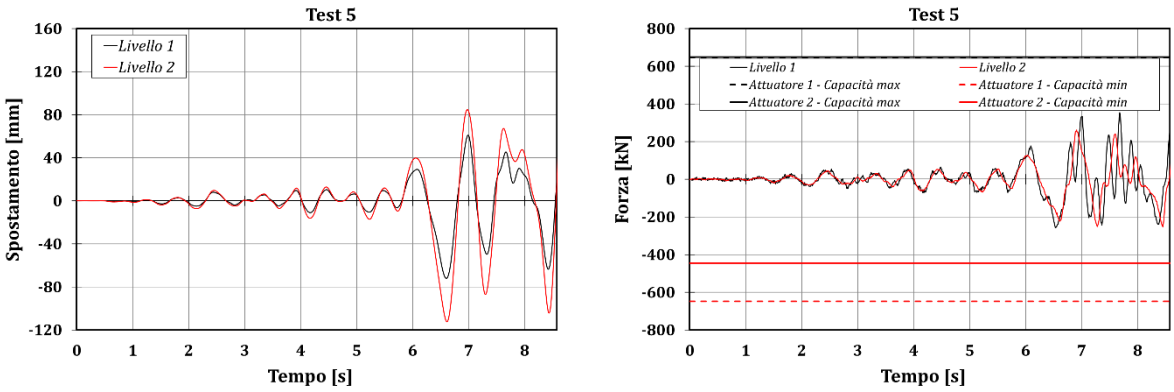


Figura 6.19 – Test 5: spostamenti di piano (sinistra) e forze registrate dagli attuatori (destra)

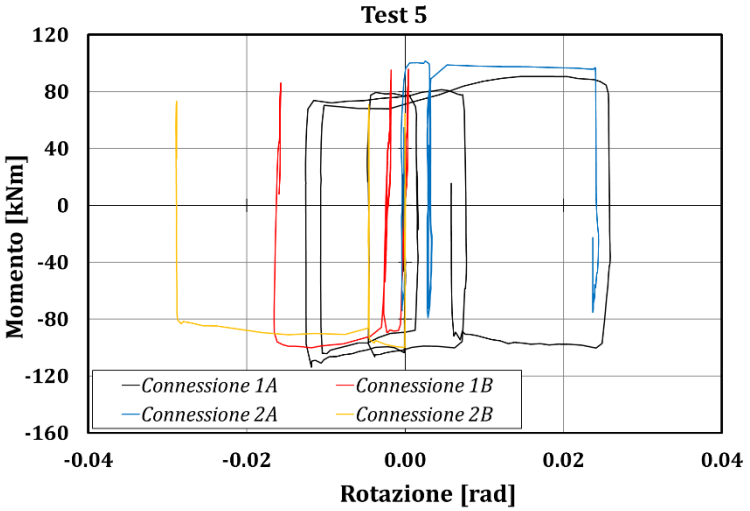


Figura 6.20 – Test 5: curve isteretiche momento-rotazione (MRF-1)

Al termine della seconda campagna sperimentale non sono stati osservati danni strutturali dal momento che gli unici elementi in grado di contribuire alla dissipazione dell’energia sismica sono stati i dispositivi ad attrito appartenenti alle connessioni FREEDAM.

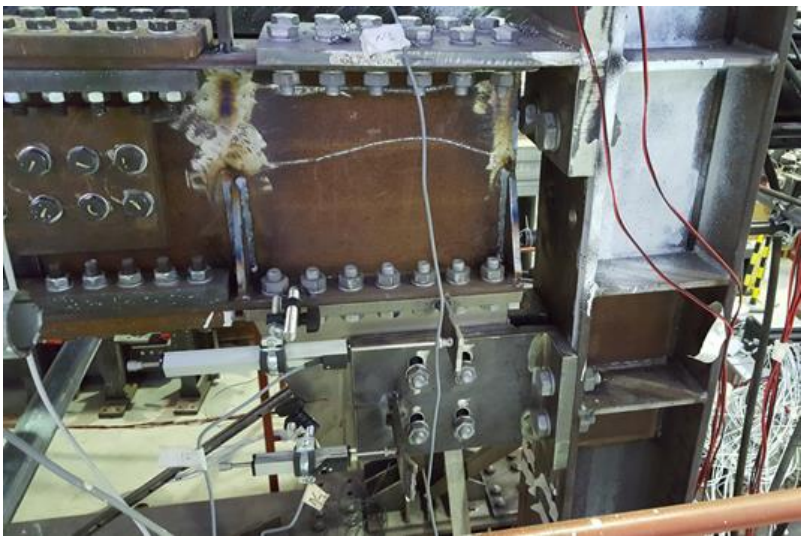


Figura 6.21 – Connessione FREEDAM 1A al termine della seconda campagna sperimentale

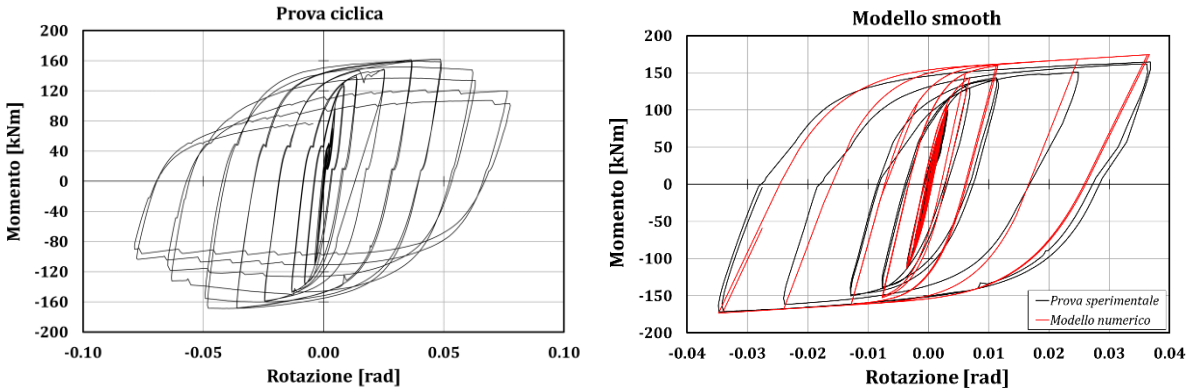
6.5 SIMULAZIONI NUMERICHE DELLA RISPOSTA SISMICA

6.5.1 *Struttura con connessioni RBS*

Nella fase di progettazione del campione si è proceduto a sviluppare un modello numerico non lineare 3D della struttura tramite il software SeismoStruct [10] (Figura 6.22) con lo scopo sia di validare i risultati sperimentali che di eseguire analisi di previsione della risposta sismica dell’edificio. La non linearità nella risposta sismica della struttura è stata modellata utilizzando un approccio misto a plasticità sia diffusa che concentrata. In particolare le membrature sono state modellate con elementi inelastici che permettono di tener conto anche delle non linearità geometriche e dei materiali.

Figura 6.22 – Modello 3D del campione con connessioni RBS

Gli elementi scelti sono caratterizzati da cinque sezioni di integrazione suddivise in almeno 150 fibre ciascuna. Tale suddivisione è di solito sufficiente per assicurare un’adeguata accuratezza nel calcolo delle curvature a partire dai legami costitutivi tensione-deformazione dei materiali. Link rigidi sono stati introdotti per modellare i diaframmi rigidi ai due impalcati, mentre masse concentrate sono state assegnate ai nodi posti al centro delle campate. Il dettaglio strutturale delle connessioni trave colonna del campione è analogo ad una connessione RBS già testata in un precedente lavoro degli stessi autori. I risultati di questa prova sperimentale su sotto-assemblaggio [11] sono stati sfruttati in questo lavoro per calibrare un elemento link non lineare di tipo smooth [12]. La curva momento-rotazione della connessione RBS testata in [11] è riportata in Figura 6.23. L’elemento di tipo smooth è uno tra i più completi e complessi modelli isteretici disponibili ed implementati nel software utilizzato. Tuttavia, il suo maggiore svantaggio consiste nell’elevato numero di parametri necessari per caratterizzarlo, rendendo il processo di calibrazione complesso. La calibrazione di questi parametri è stata eseguita tramite il software Multical [13], un software per la calibrazione dei modelli isteretici basato sull’utilizzo di algoritmi genetici, che permette di minimizzare gli scarti tra la curva sperimentale e quella numerica sia in termini di dissipazione di energia che di inviluppo.



a) Risposta ciclica *b) Calibrazione del modello numerico*

Figura 6.23 – Curve isteretiche sperimentale e numerica di una connessione RBS

Esso permette di individuare la migliore combinazione dei parametri opportunamente selezionando i criteri di ottimizzazione. Dal momento che i test sul campione hanno indotto delle rotazioni nodali di ampiezza inferiore a 35 mrad, la procedura di calibrazione è stata applicata considerando una massima ampiezza proprio di 35 mrad. Tale aspetto è molto importante perché la calibrazione dei coefficienti al di fuori dell’atteso range di variazione delle rotazioni potrebbe condurre alla individuazione di un set di parametri influenzati da fenomeni che non si manifestano in corrispondenza delle rotazioni di progetto. Questo è il caso, per esempio, dei fenomeni di buckling osservati nel test su sotto-assemblaggio, che si sono manifestati per rotazioni di circa 50 mrad. La connessione è stata modellata in accordo allo schema descritto in Figura 6.24. Come si osserva il pannello nodale è stato modellato con offset rigidi, mentre la non linearità degli RBS è stata inclusa nell’elemento link precedentemente calibrato.

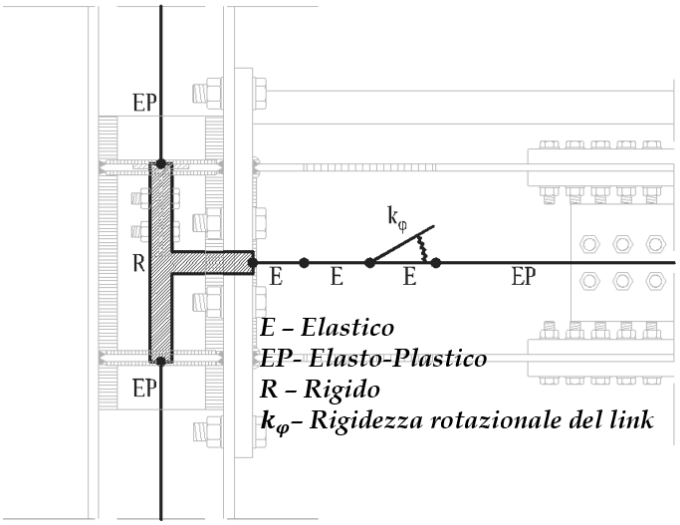


Figura 6.24 – Schematizzazione del modello numerico della connessione RBS

Gli input sismici sono stati applicati tramite accelerazioni alla base della struttura. Lo step temporale degli accelerogrammi è 0.01 s e si è fatto ricorso all’algoritmo di Hilbert-Hughes-Taylor includendo un coefficiente di smorzamento pari all’1% con un approccio alla Rayleigh.

Di seguito si riportano i principali confronti tra le evidenze sperimentali ed i risultati numerici. In generale, con riferimento alle cinque prove eseguite, il modello numerico sviluppato sembra

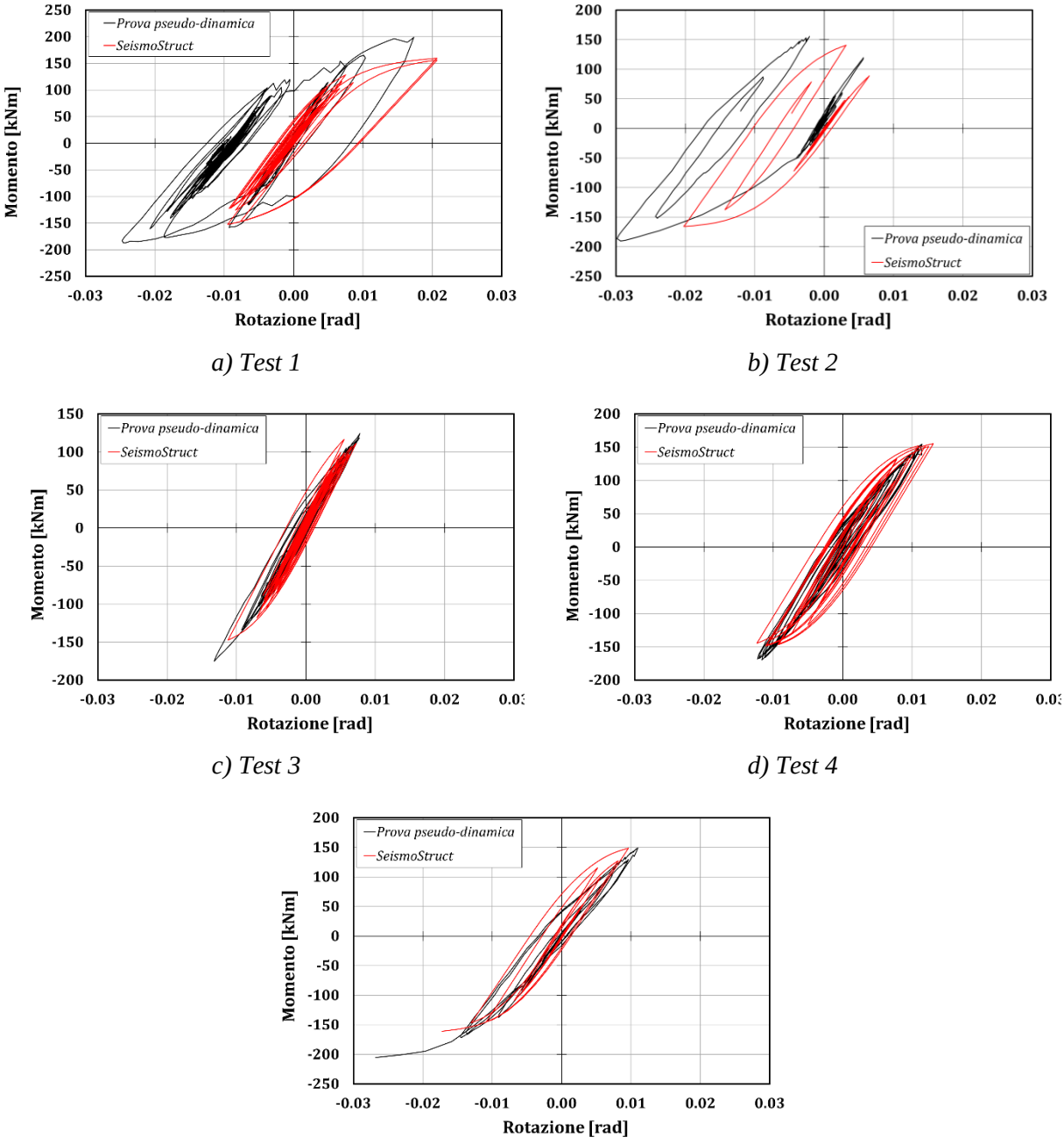
essere capace di cogliere con buona accuratezza la risposta sismica globale del campione (Tabella 6.4). Infatti gli scarti tra le forze degli attuatori o gli spostamenti registrati e previsti non eccede il 25% eccetto che per l’accelerogramma di Spitak. La minore accuratezza in questo caso specifico è dovuta probabilmente alla procedura di calibrazione adottata per la caratterizzazione delle connessioni RBS. Come spiegato in [13], quando gli accelerogrammi sono caratterizzati da pochi picchi, la calibrazione dei parametri del modello basata solo sui risultati di un test ciclico su sotto-assemblaggio può condurre a delle approssimazioni. Infatti, è stato già provato in [13] che la calibrazione basata solo su un test ciclico di solito non è sufficiente per prevedere con accuratezza la risposta locale delle connessioni specialmente se sottoposte a pochi cicli di rilevante ampiezza.

Tabella 6.4: Confronto in termini di tagliante alla base, spostamenti e drift di piano

	Massimo tagliante alla base (kN)		**Massimo spostamento al primo livello (mm)**		**Massimo spostamento in copertura (mm)**		**Massimo drift di piano (%)**				
Test	**Traz.**	**Com.**	**Traz.**	**Com.**	**Traz.**	**Com.**	**Traz. (L-1)**	**Traz. (L-2)**	**Com. (L-1)**	**Com. (L-2)**	**Energia (kNm)**
1 - PsD	-751	667	-79	44	-150	88	-3.27	-2.98	1.84	1.86	55.70
1 - Sim.	-656	601	-66	43	-130	84	-2.74	-3.02	1.77	1.97	50.80
1- Err. (%)	15	11	20	4	15	5	20	-1	4	-5	10
2 - PsD	-652	670	-17	85	-34	171	-0.70	-0.72	3.54	3.61	33.16
2 - Sim.	-645	648	-27	74	-52	133	-1.12	-1.24	3.08	2.55	30.21
2- Err. (%)	1	3	-37	15	-36	28	-37	-42	15	42	10
3 - PsD	-444	555	-29	40	-66	83	-1.22	-1.54	1.67	1.79	28.59
3 - Sim.	-477	563	-31	42	-60	88	-1.27	-1.52	1.74	1.97	15.78
3- Err. (%)	-7	-1	-4	-4	10	-6	-4	2	-4	-9	81
4 - PsD	-586	592	-48	41	-99	85	-2.00	-2.16	1.71	1.84	55.63
4 - Sim.	-588	575	-47	44	-98	92	-1.95	-2.12	1.83	2.07	54.42
4- Err. (%)	0	3	2	-6	2	-8	2	2	-6	-11	2
5 - PsD	-630	612	-47	62	-94	129	-1.97	-1.96	2.57	2.81	37.16
5 - Sim.	-665	555	-47	54	-81	117	-1.95	-1.62	2.26	2.63	31.12
5- Err. (%)	-5	10	1	14	15	10	1	21	14	7	19

Per questi casi la calibrazione dovrebbe essere condotta ricorrendo almeno ai risultati di una prova ciclica ed una monotona. Tuttavia per tutti gli altri casi le previsioni degli spostamenti massimi di piano, delle forze di reazione degli attuatori ed i drift di piano sembrano accurate. La tabella mostra che il modello numerico fornisce in molti casi una soddisfacente previsione della risposta globale. Questa accurata previsione dei parametri di risposta globale non ha un corrispettivo livello di accuratezza nel confronto in termini di parametri di risposta locale. Infatti mentre i cicli isteretici del modello numerico hanno generalmente un andamento simile ai corrispondenti sperimentali, le previsioni in termini di massime/minime rotazioni attese dalle

connessioni RBS ed i corrispondenti momenti massimi vengono colti con molta approssimazione (Figura 6.25).



a) Test 1

b) Test 2

c) Test 3

d) Test 4

e) Test 5

Figura 6.25 – Confronto delle curve isteretiche della connessione RBS-1A

Questo confronto per le cinque prove è riportato in Figura 6.25 con riferimento alla risposta della connessione 1A del telaio sismo-resistente MRF-1. I risultati mostrano che le massime rotazioni sono previste con poca accuratezza mentre i massimi momenti con più precisione. Ciò significa che sebbene il link adottato per modellare la curva momento-rotazione delle connessioni RBS sia stato calibrato dai risultati di una sola prova sperimentale il problema principale dei modelli fenomenologici è insito nella tipologia stessa del modello.

Infatti mentre in teoria tali modelli sono basati su un numero di parametri tale da accuratamente riprodurre la risposta sperimentale di una tipologia di connessione, tuttavia tali parametri non

sono direttamente connessi ad un significato meccanico relativo alla risposta sismica del collegamento modellato. Ciò può condurre a discrepanze tra il comportamento reale e quello simulato, che può essere in molti casi significativo. I confronti riportati in Tabella 6.5 mostrano che in termini di rotazioni massime gli errori variano tra un minimo dell’1% ad un massimo del 62%, mentre in termini di momenti massimi variano tra lo 0% ed il 22%. L’ampiezza nel range di variazione degli scarti della previsione delle rotazioni massime è chiaramente dovuta al fatto che i parametri per modellare il comportamento ciclico dei nodi sono calibrati sui risultati sperimentali derivanti da una prova su sotto-assemblaggio soggetto al convenzionale protocollo di carico che può essere molto diverso dalle situazioni che occorrono durante i reali terremoti ed anche durante la sequenza di accelerogrammi utilizzata in questo lavoro. Gli ottenuti risultati sperimentali confermano il ruolo di primaria importanza coperto dalla storia di carico, come già spiegato in [13]. Comunque, è importante anche sottolineare che gli scarti sono ridotti in termini di parametri di risposta globale della struttura. Questo accade perché le discrepanze locali diventano meno importanti al crescere delle zone dissipative. Ci si aspetta un miglioramento della previsione della risposta complessiva di strutture con un maggior numero di livelli e campate a causa del più elevato numero di zone dissipative.

Tabella 6.5: Confronto tra i risultati numerici e sperimentali relativi alla connessione 1A

	Rotazione (rad)		**Momento (kNm)**		
Test	**Massimo**	**Minimo**	**Massimo**	**Minimo**	**Energia (kNm)**
1 – Prova pseudo-dinamica	17	-25	199	-187	10
1 – Simulazione	21	-10	160	-152	7
1 – Errore (%)	19	62	-20	18	-27
2 – Prova pseudo-dinamica	6	-30	156	-190	4
2 – Simulazione	6	-20	141	-166	3
2 – Errore (%)	15	32	-10	13	-28
3 – Prova pseudo-dinamica	8	-13	124	-175	3
3 – Simulazione	7	-11	117	-147	2
3 – Errore (%)	-7	15	-6	16	-18
4 – Prova pseudo-dinamica	11	-12	155	-169	7
4 – Simulazione	13	-12	155	-149	9
4 – Errore (%)	14	-1	0	12	40
5 – Prova pseudo-dinamica	11	-27	149	-205	6
5 – Simulazione	10	-17	148	-161	4
5 – Errore (%)	-13	36	0	22	-28

Anche in termini di energia dissipata gli scarti sono significativi, come mostrato in Tabella 6.5.

6.5.2 *Struttura con connessioni FREEDAM*

Con riferimento al campione con connessioni FREEDAM si è proceduto alla modellazione della struttura tramite un modello non lineare 2D sviluppato con il software OpenSees [14] (Figura 6.26) in modo da pervenire ad un duplice obiettivo: 1) il modello agli elementi finite è stato

inizialmente sviluppato per eseguire analisi di previsione della risposta sismica dell’edificio; 2) i risultati numerici erano necessari per controllare l’attrezzatura di prova controllando che le forze di reazione degli attuatori attese fossero inferiori rispetto alla loro capacità.

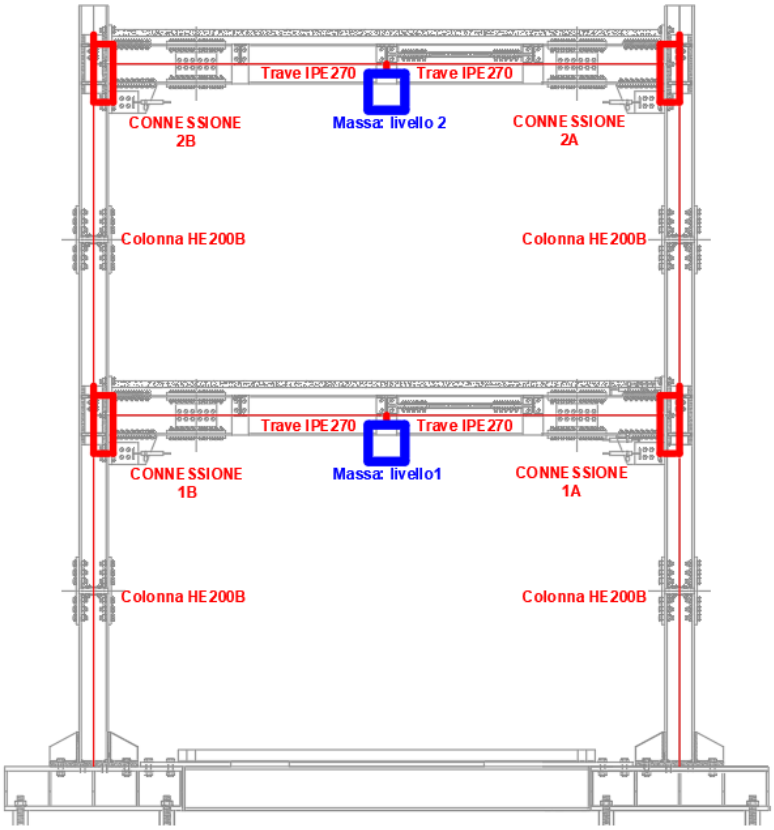


Figura 6.26 – Schema del modello numerico della struttura con connessioni FREEDAM

La strategia adottata per il modello numerico è stata basata sull’utilizzo di un approccio misto sia a plasticità diffusa che concentrata. In particolare le travi e le colonne sono state modellate tramite elementi inelastici (*forceBeamColumn element* in OpenSees) per considerare anche le non linearità geometriche e materiali tramite un approccio a plasticità diffusa. Ogni elemento è stato caratterizzato da cinque sezioni di integrazione ciascuna suddivisa in almeno 120 fibre. Ciò assicura una buona accuratezza nella valutazione delle curvature e delle azioni interne a partire dalla conoscenza delle proprietà dei materiali. Le masse concentrate sono state posizionate 65 mm al di sotto del centro delle campate per modellare i punti di applicazione delle forze di inerzia.

Le connessioni sono state modellate in maniera molto particolareggiata. Il modello comprende una cerniera in corrispondenza del T-stub che connette la flangia superiore della trave e la flangia della colonna in modo che sia coerente con la reale posizione in cui è fisicamente collocato il centro di rotazione. Invece al centro dei piatti ad attrito (Figura 6.27) è stato inserito un *zeroLength element* caratterizzato da una molla traslazionale.

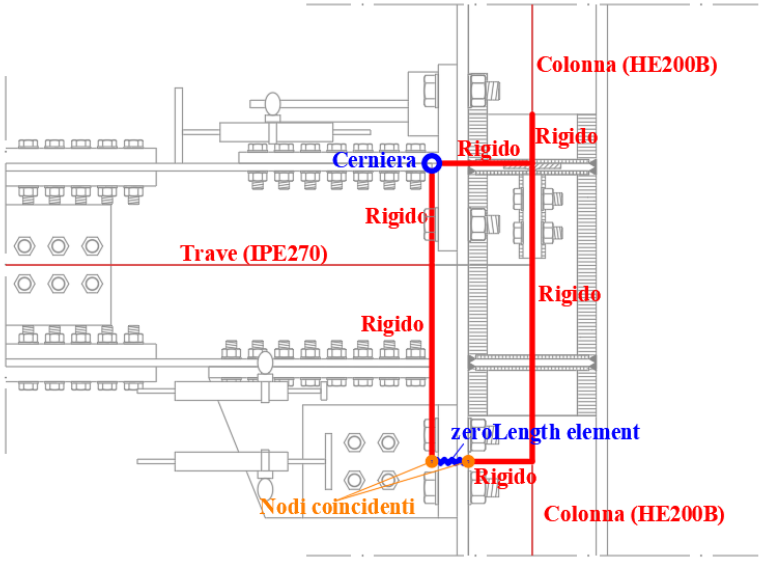


Figura 6.27 – Schematizzazione del modello della connessione

In particolare, la legge forza-spostamento della molla traslazionale è stata introdotta nel modello utilizzando l’elemento *uniaxialmaterial Hysteretic* i cui parametri di input sono riportati in Figura 6.28; questi parametri includono le coordinate di sei punti per modellare il comportamento non lineare della connessione. Inoltre, è possibile modellare anche la rigidezza in fase di scarico con una duttilità dipendente da un parametro di degrado per il tramite di un fattore dato da $\mu^{-\beta}$.

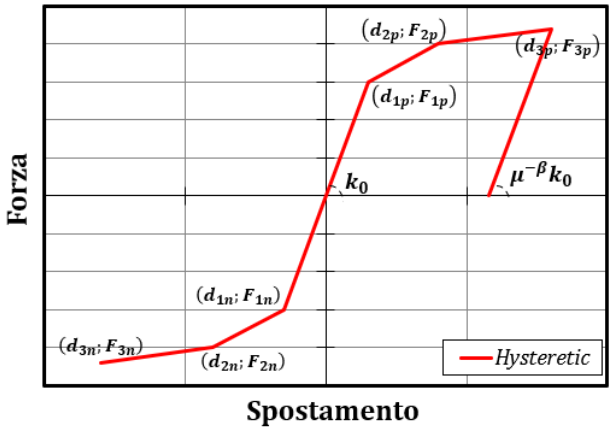


Figura 6.28 – Uniaxial Hysteretic material: parametri

Tabella 6.6: Uniaxial Hysteretic material: parametri

Punto	d (mm)	F (kN)
3n	-170.00	-236.00
2n	-10.00	-235.00
1n	-0.02	-234.00
	0.00	0.00
1p	0.02	234.00
2p	10.00	235.00
3p	170.00	236.00

Con riferimento al caso analizzato, è stata adottata una legge forza-spostamento simmetrica trilineare assumendo che la forza di snervamento sia uguale alla forza di scorrimento dei dispositivi ad attrito ($F_{cf,Sd} = 234\ kN$) e che l’incrudimento post-elastico sia trascurabile. Per maggior chiarezza le coordinate dei punti sono riportate in Tabella 6.6, mentre il fattore β è stato posto uguale a 0.

Come mostrato in Figura 6.27, le altre componenti sono state modellate con elementi rigidi.

L’input sismico è stato applicato assegnando delle accelerazioni alla base della struttura. Gli input sismici adottati sono caratterizzati da uno step temporale uguale a 0.01 s. Le equazioni del moto sono risolte ricorrendo all’algoritmo di Newmark fissando un valore di smorzamento pari all’1% sulla base di un approccio alla Rayleigh come fatto durante le prove pseudo-dinamiche.

L’approccio proposto per modellare le connessioni si è rivelato essere più affidabile di una semplice strategia consistente nel concentrare il comportamento flessionale delle connessioni in molle rotazioni, dal momento che tale soluzione non è in grado di cogliere l’attivazione dei dispositivi ad attrito. Invece l’approccio proposto permette di cogliere meglio il reale comportamento delle connessioni.

I risultati relativi alla risposta sismica complessiva della struttura sono riportati in Tabella 6.7. Gli scarti in termini di massimi spostamenti di piano sono inferiori al 25%. Inoltre, come mostrato in Figura 6.29, i picchi in termini di spostamento sono in fase, confermando l’accuratezza del modello.

Tabella 6.7: Confronto tra i risultati numerici e sperimentali in termini di forze registrate dagli attuatori e spostamenti di piano

Test	**Forze attuatori (kN)**		**Spostamenti di piano (mm)**	
	(L-1)	**(L-2)**	**(L-1)**	**(L-2)**
1 – Prova pseudo-dinamica	339	326	73	104
1 - Simulazione	250	232	58	119
1 - Errore (%)	-26	-29	-21	14
2 - Prova pseudo-dinamica	282	257	79	112
2 - Simulazione	237	223	59	133
2 - Errore (%)	-16	-13	-25	18
3 - Prova pseudo-dinamica	220	222	41	75
3 - Simulazione	228	215	36	92
3 - Errore (%)	4	-3	-12	22
4 - Prova pseudo-dinamica	390	255	56	89
4 - Simulazione	240	214	43	103
4 - Errore (%)	-38	-16	-23	15
5 - Prova pseudo-dinamica	340	270	72	112
5 - Simulazione	266	242	58	126
5 - Errore (%)	-22	-10	-20	12

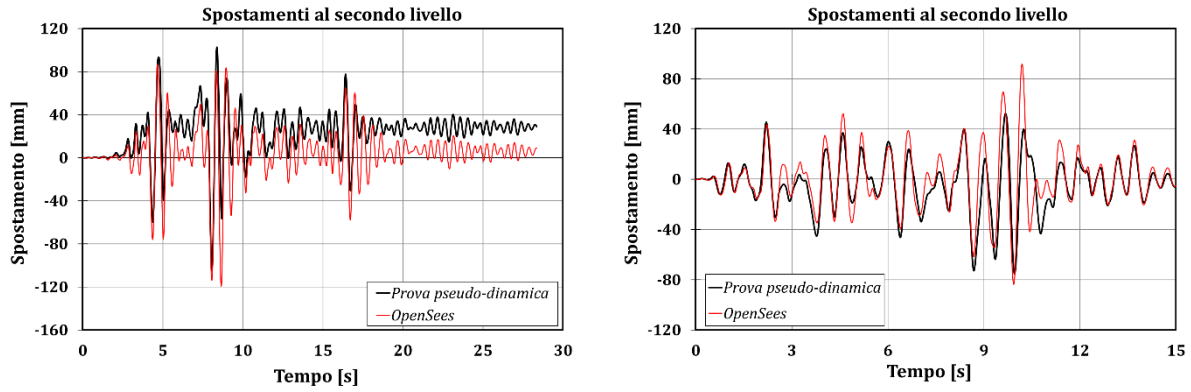


Figura 6.29 – Spostamenti in copertura: Test 1 (sinistra) e Test 3 (destra)

Inoltre una accurata previsione dei taglianti alla base è riportata in Figura 6.30.

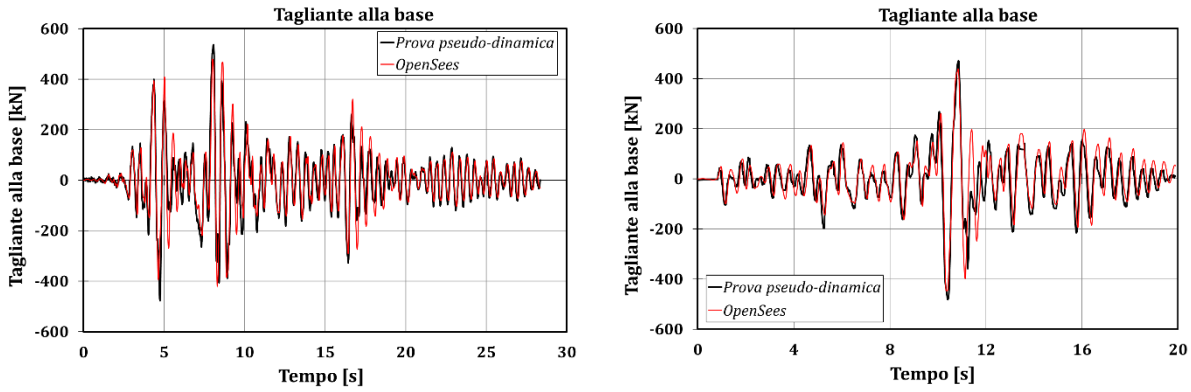


Figura 6.30 – Tagliante alla base Test 1 (sinistra) e Test 2 (destra)

In Tabella 6.8 il confronto tra i risultati sperimentali e le simulazioni numeriche è riportato con riferimento ai momenti flettenti ed alle rotazioni con riferimento alla connessione 1A. Il massimo scarto in termini di momenti flettenti varia tra -14 e +28%. Il maggior vantaggio offerto da questa maniera di modellare la connessione è che il modello coglie la reale attivazione dei dispositivi ad attrito (Figura 6.31).

Comunque, indipendentemente dall’adottato approccio per modellare il nodo, gli scarti tra i risultati sperimentali e numerici non sono trascurabili a testimonianza delle difficoltà nella previsione della risposta sismica non lineare delle strutture dovuta a molte fonti di incertezza. In particolare, nel caso esaminato una notevole influenza è sicuramente attribuibile alla variabilità del coefficiente di attrito delle connessioni ed al controllo della forza di serraggio dei bulloni, aspetti che influenzano la resistenza e l’istante di scorrimento dei dissipatori ad attrito.

Infine è importante sottolineare che al termine della sequenza di accelerogrammi della seconda campagna di prove le connessioni trave-colonna praticamente non hanno subito alcun danno, a conferma del comportamento esibito dalle connessioni FREEDAM durante le prove cicliche e monotone eseguite su sotto-assemblaggi [9]. Tali connessioni possono essere definite a ridotto danneggiamento perché solo un ridotto snervamento si è osservato in corrispondenza dell’anima dei T-stub bullonati dove è collocato il centro di rotazione. Analoga considerazione può essere fatta con riferimento agli angolari che connettono i piatti ad attrito e le flange delle colonne [9]. Invece, per la stessa struttura equipaggiata con connessioni RBS e sottoposta allo stesso input sismico [5] si è assistito alla rottura fragile di due connessioni: in corrispondenza della saldatura

tra la flangia di una trave del primo livello e l’end-plate; in corrispondenza della zona a sezione ridotta a causa della frattura della flangia stessa.

Tabella 6.8: Confronto tra i risultati numerici e sperimentali relativi alla connessione 1A

Test	Rotazione (rad)	Momento (kNm)		Energia (kNm)
		Negativo	Positivo	
2 – Prova pseudo-dinamica	17.03	118.36	90.98	4.14
2 - Simulazione	10.52	103.50	103.93	2.15
2 - Errore (%)	-38	-13	14	-48
3 - Prova pseudo-dinamica	3.74	99.24	74.11	0.34
3 - Simulazione	0.65	85.63	103.53	0.07
3 - Errore (%)	-83	-14	40	-81
4 - Prova pseudo-dinamica	4.61	107.55	87.42	2.64
4 - Simulazione	2.53	103.60	98.49	0.26
4 - Errore (%)	-45	-4	13	-90
5 - Prova pseudo-dinamica	12.58	113.82	81.36	5.69
5 - Simulazione	7.42	103.80	103.74	1.98
5 - Errore (%)	-41	-9	28	-65

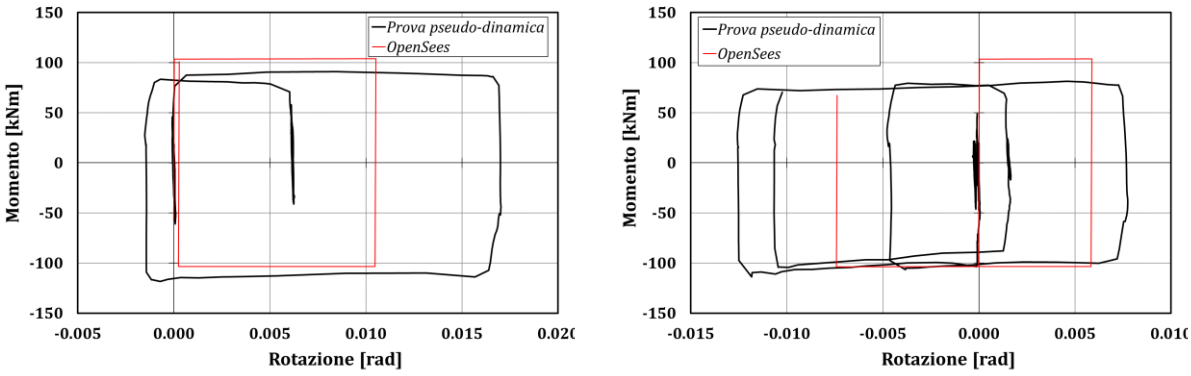


Figura 6.31 – Curve isteretiche (connessione 1A): Test 2 (sinistra) e Test 5 (destra)

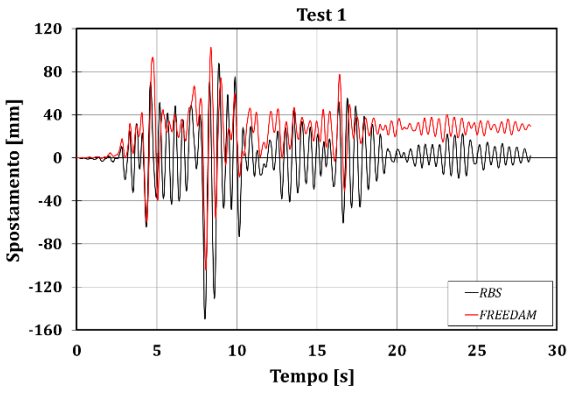
6.6 CONFRONTO DELLA PERFORMANCE SISMICA

In questo paragrafo si riporta il confronto tra i principali risultati sperimentali ottenuti nelle due campagne di prova eseguite. In Tabella 6.9 sono sintetizzate le informazioni relative agli spostamenti di piano ed ai taglianti alla base registrati in ogni campagna sperimentale: è possibile osservare che la struttura con connessioni FREEDAM presenta sempre ridotti valori di taglianti alla base. Ciò è dovuto ai fissati valori di momenti flettenti che la struttura equipaggiata con connessioni FREEDAM può trasmettere alle colonne. Invece questa tendenza non è confermata con riferimento agli spostamenti di piano.

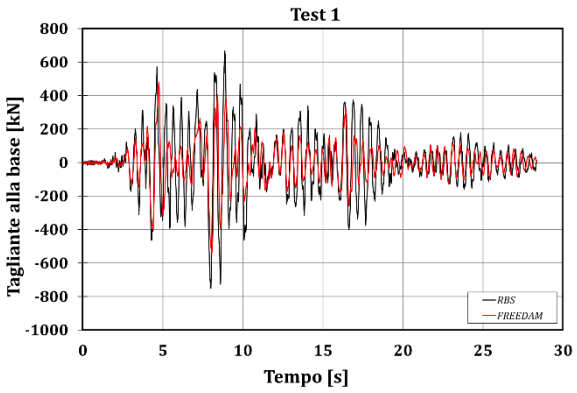
Tabella 6.9: Confronti tra le campagne sperimentali in termini di spostamenti di piano e taglianti alla base

		Spostamenti (mm)				Tagliante alla base (kN)	
		Trazione		Compressione		Trazione	Compressione
		Livello 1	Livello 2	Livello 1	Livello 2		
Imperial Valley	**RBS**	-79	-150	44	88	-751.33	667.09
	FREEDAM	-73	-104	65	103	-536.88	477.20
Spitak	**RBS**	-17	-34	85	171	-652.47	670.44
	FREEDAM	-53	-84	79	112	-446.98	469.73
Artificiale	**RBS**	-29	-66	40	83	-444.42	555.15
	FREEDAM	-41	-75	38	52	-271.62	346.79
Santa Barbara	**RBS**	-48	-99	41	85	-585.66	592.36
	FREEDAM	-56	-89	52	70	-388.06	483.42
Coalinga	**RBS**	-47	-94	62	129	-629.71	612.24
	FREEDAM	-72	-112	61	85	-439.24	459.37

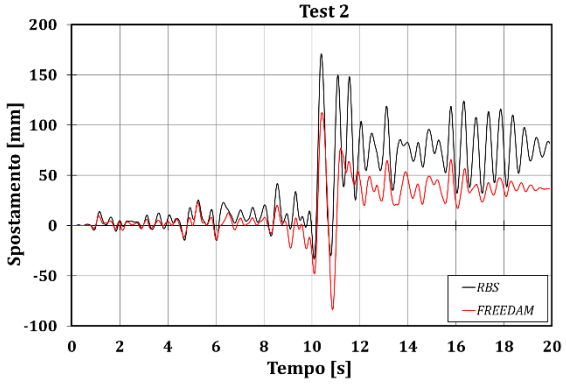
Inoltre le connessioni FREEDAM fanno sì che il comportamento strutturale sia praticamente elastico quando i valori di accelerazioni applicate sono comprese tra due picchi dell’input sismico: questa è la ragione del ridotto range in cui gli spostamenti variano. Tale aspetto ha validità generale per tutte le prove ma è riportato per i Test 1, 2 e 5 in Figura 6.32. Inoltre le figure evidenziano che i dispositivi ad attrito non garantiscono il ricentraggio della struttura.

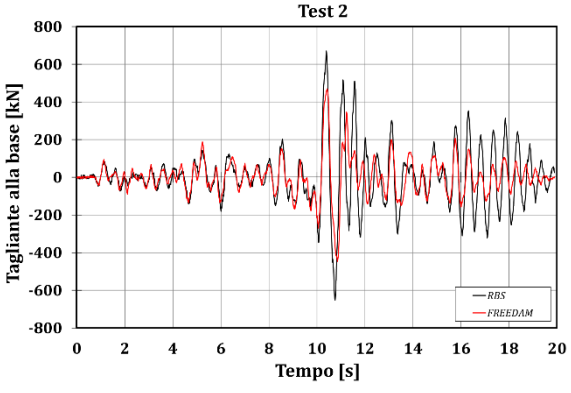


a) Test 1: spostamenti al secondo livello

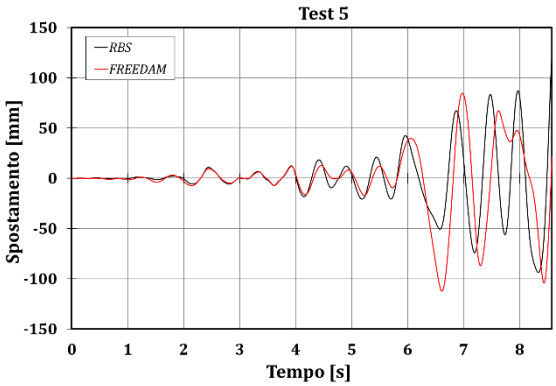


b) Test 1: tagliante alla base

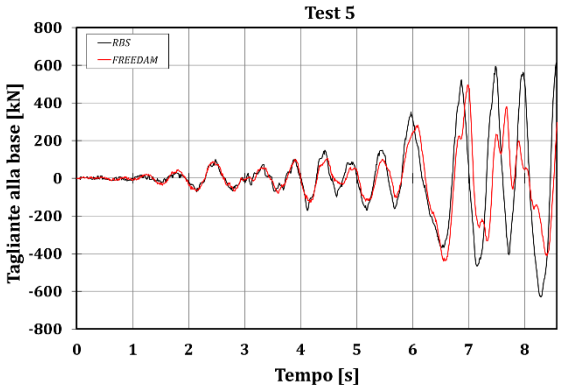




c) Test 2: spostamenti al secondo livello



d) Test 2: tagliante alla base



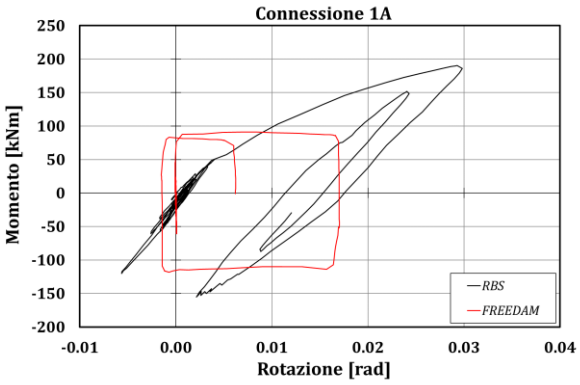
e) Test 5: spostamenti al secondo livello

f) Test 5: tagliante alla base

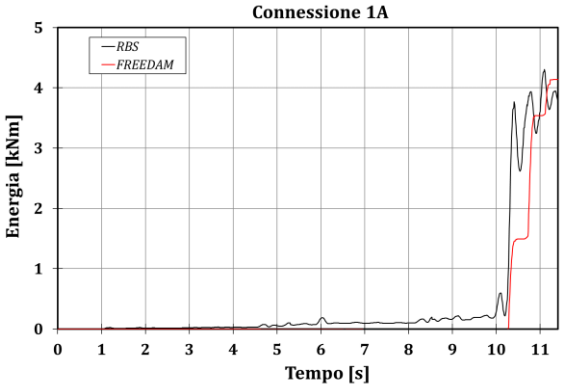
Figura 6.32 – Confronti in termini di spostamenti in copertura e taglianti alla base

Per semplicità il comportamento delle connessioni analizzate è discusso con riferimento al nodo più sollecitato per il quale non siano occorsi problemi tecnici; tale nodo è la connessione 1A ed il confronto è effettuato con riferimento agli accelerogrammi di Spitak e Coalinga che hanno una accelerazione di picco al suolo pari a 0.80g. Analoghi ragionamenti sono ascrivibili per le altre connessioni e gli altri accelerogrammi. In Figura 6.33 si può osservare che la connessione RBS è in grado di sostenere un più elevato momento: circa 240 kNm in confronto con 120 kNm, ed una rotazione di 0.027 rad in confronto con 0.013 rad della connessione FREEDAM. Tuttavia si può osservare che le confrontate connessioni dissipano la stessa energia. Ciò è dovuto all’ottimo comportamento delle connessioni FREEDAM che permettono, allo stesso tempo, di sollecitare meno la struttura e renderla più rigida senza precludere la possibilità di dissipare un’elevata quantità di energia.

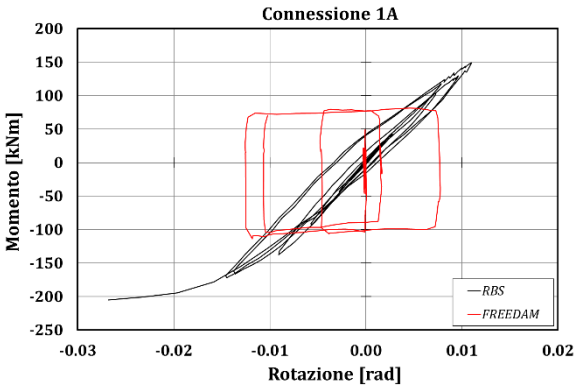
Quanto riportato in precedenza è valido per le connessioni appartenenti al primo livello della struttura, mentre quelle collocate al secondo livello hanno esibito principalmente un comportamento elastico e per tale ragione non sono mostrate nel seguito.



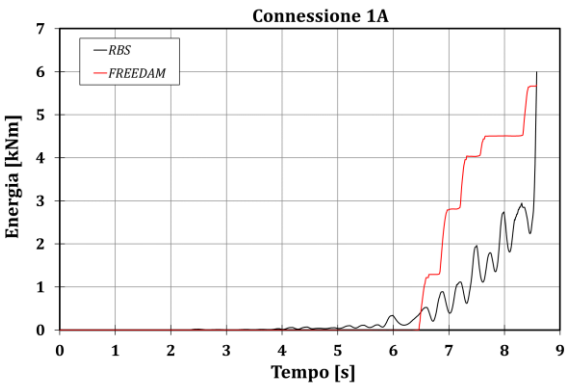
a) Test 2 – Curve isteretiche



b) Test 2 – Energia dissipata



c) Test 5 – Curve isteretiche



d) Test 5 – Energia dissipata

Figura 6.33 – Connessione 1A: curve isteretiche ed energia dissipata

6.7 BIBLIOGRAFIA

[1] Magonette, G., Pegon, P., Buchet, P., Advanced Testing Techniques at the ELSA-JRC Reaction Wall (1998).

[2]Molina, F. J., Buchet, Ph., Magonette, G. E., Negro, P., Bidirectional pseudodynamic techinique for testing a three-storey reinforced concrete building (2004) Proc. Of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Paper N., 75.

[3]Tsai, K., Weng, Y., Lin S. L., Pseudo-dynamic test of a full-scale CFT/BRB frame (2004) 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Paper No. 750.

[4] CEN (2005) EN 1998-1 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, CEN, European Committee for Standardization, 2005.

[5] CEN (2005) EN 1998-3: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, CEN, European Committee for Standardization, 2005.

[6] Di Benedetto, S., Francavilla, A.B., Latour, M., Ferrante Cavallaro, G., Piluso, V., Rizzano, G. Pseudo-dynamic testing of a full-scale two-storey steel building with RBS connections (2020) Engineering Structures, 212.

[7] CEN [2005]: EN 1993-1-8 Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-8: Design of Joints, CEN, European Committee for Standardization, 2005.

[8] AISC Steel Design Guide, Murray, T. M., Summer, E. A., Extended End-Plate Moment Connections. Seismic and Wind Applications, 2003.

[9] Meng, R. L., Design of moment end-plate connections for seismic loading (1996) Ph. D. Thesis, College of Architecture and Urban Studies, The Virginia Polytechnic Institute and State University, USA.

[10] Francavilla, A.B., Latour, M., Piluso, V., Rizzano, G., Design criteria for beam-to-column connections equipped with friction devices, Journal of Constructional Steel Research, 172 (2020) 106240.

[11] SeismoSoft (2016). SeismoStruct 2016 – A computer program for static and dynamic analysis of framed structures.

[12] Iannone, F., Latour, M., Piluso, V. and Rizzano, G., Experimental Analysis of Bolted Steel Beam-to-Column Connections: Component Identification (2011) J. Earthq. Eng., vol. 15, no. 2, pp. 214–244.

[13] Sivaselvan, M. V., Reinhorn, HYSTERETIC MODELS FOR DETERIORATING INELASTIC STRUCTURES (2000) J. Eng. Mech., vol. 126, no. June, pp. 633–640.

[14] Chisari, C., Francavilla, A. B., Latour, M., Piluso, V., Rizzano G., Amadio, C., Critical issues in parameter calibration of cyclic models for steel members (2017) Engineering Structures, vol. 132, pp. 123-138

[15] McKenna, F., OpenSees: A Framework for Earthquake Engineering Simulation, Computing in Science and Engineering (2011) 13, 58-66.