FREEDAM-PLUS

Ovrednotenje znanja sipanja energije v spojih jeklenih okvirjev brez poškodb (FREE from DAMage)

številka pogodbe:800321-2020

Potresnoodporno projektiranje jeklenih konstrukcij z vozlišči brez poškodb

INFORMATIVNI DOKUMENT

LANGUAGE: SLOVENŠČINA

15/02/2021

INFORMATIVNI DOKUMENT: Potresnoodporno projektiranje jeklenih konstrukcij z vozlišči brez poškodb

Ta dokument je slovenski prevod informativnih dokumentov o sipanju energije v spojih jeklenih konstrukcij brez poškodb (spoji FREEDAM), razvitih v projektu RFCS FREEDAM - Free from Damage Joints (RFSR-CT-2015-00022). Dokument je brezplačen in je del projekta RFCS FREEDAM-PLUS - Valorisation of knowledge for FREE from DAMage steel connections (številka sporazuma o dodelitvi sredstev: 899321-2020). V slovenščino so prevedli Žiga Krofl, Mitja Plos in Tamara Šuligoj pod nadzorom Primoža Možeta s Fakultete za gradbeništvo in geodezijo Univerze v Ljubljani.

Informativni dokument (angleški jezik):

Vincenzo Piluso (koordinator), Gianvittorio Rizzano, Massimo Latour, Antonella Bianca Francavilla, Sabatino Di Benedetto (Universita Degli Studi di Salerno, Italy)

Raffaele Landolfo, Mario D'Aniello (Universita 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)

Sodelujoče organizacije

V projektu FREEDAM - PLUS sodelujejo naslednje organizacije:

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

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

Universita 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

KAZALO

KAZALO …… I

KAZALO SLIK III

KAZALO TABEL IX

POGLAVJE 1 PREGLED PAMETNIH VOZLIŠČ ZA POTRESNOODPORNE OKVIRE 1

1.1 UVOD 1

1.2 POMANJKLJIVOSTI OBIČAJNIH VOZLIŠČ 5

1.3 PAMETNA VOZLIŠČA 9

1.3.1 Pametna vozlišča s histereznimi dušilci 9

1.3.2 Pametna vozlišča z oporami s preprečenim uklonom 12

1.3.3 Pametna vozlišča z dušilci na osnovi trenja 15

1.4 VOZLIŠČA S SPOSOBNOSTJO SAMO-CENTRIRANJA 20

1.5 LITERATURA 22

POGLAVJE 2 RAZVOJ DUŠILCEV FREEDAM 27

2.1 UVOD 27

2.2 IZBOR MATERIALOV TORNIH OBLOG 31

2.2.1 Osnovne teorije trenja 31

2.2.2 Torni materiali preizkušani v raziskovalnem projektu FREEDAM 32

2.3 HISTEREZNI ODZIV 36

2.3.1 Konfiguracija testov 36

2.3.2 Povzetek rezultatov preizkusov 39

2.4 IZGUBE PREDNAPETJA MED PREDVIDENO ŽIVLJENJSKO DOBO 53

2.4.1 Uvod 53

2.4.2 Kratkoročna izguba prednapetja 56

2.4.3 Srednjeročna izguba prednapetja 58

2.4.4 Dolgoročne izgube prednapetja 59

2.5 NAČRTOVANJE IN NAPREDNO MODELIRANJE TORNIH DUŠILCEV 61

2.5.1 Projektne vrednosti koeficienta trenja in regresijski modeli 61

2.6 LITERATURA 63

POGLAVJE 3 RAZVOJ VOZLIŠČ FREEDAM 67

3.1 UVOD 67

3.2 PREIZKUSI NA ZUNANJIH VOZLIŠČIH 69

3.2.1 Opis postavitve preizkusa 69

3.2.2 Rezultati preizkusov 74

3.3 PREIZKUSI NA NOTRANJIH VOZLIŠČIH 80

3.3.1 Opis postavitve preizkusa 80

3.3.2 Rezultati preizkusov 82

3.4 ZAKLJUČEK 86

3.5 LITERATURA 86

POGLAVJE 4 MODELIRANJE DUŠILCEV FREEDAM IN SPOJEV Z METODO KONČNIH ELEMENTOV 89

4.1 UVOD 89

4.2 NUMERIČNO MODELIRANJE FREEDAM DUŠILCEV 90

4.2.1 Predpostavke pri modeliranju ... 90
4.2.2 Razprava in preverjanje pravilnosti rezultatov ... 93
4.3 NUMERIČNO MODELIRANJE FREEDAM VOZLIŠČ ... 98
4.3.1 Predpostavke pri modeliranju ... 99
4.3.2 Razprava in preverjanje pravilnosti rezultatov za zunanja vozlišča ... 100
4.3.3 Razprava in preverjanje pravilnosti rezultatov za notranja vozlišča ... 103
4.4 POVZETEK INFORMACIJ ZA DIMENZIONIRANJE ... 104
4.4.1 Strižna sila v T- in L-elementih ... 104
4.4.2 Vpliv sile prednapetja ... 109
4.4.3 Vpliv koeficienta trenja ... 111
4.5 LITERATURA ... 113
POGLAVJE 5 OBNAŠANJE PRI UDARNIH OBREMENITVAH ... 115
5.1 UVOD ... 115
5.2 FREEDAM DUŠILCI PRI UDARNIH OBREMENITVAH ... 116
5.2.1 Opis preizkušancev in poteka testiranja ... 116
5.2.2 Opis postavitve preizkusa ... 118
5.2.3 Rezultati preizkusov ... 119
5.2.4 Simulacije rezultatov preizkusov ... 121
5.3 FREEDAM VOZLIŠČA PRI UDARNIH OBREMENITVAH ... 123
5.3.1 Testirane tipologije ... 123
5.3.2 Študije na zunanjih vozliščih ... 124
5.3.3 Študije na notranjih vozliščih ... 128
5.4 POVZETEK NOVIH INFORMACIJ ZA SMERNICE PROJEKTIRANJA ... 137
5.5 LITERATURA ... 138
POGLAVJE 6 SIMULACIJA POTRESA S PSEVDO-DINAMIČNIMI TESTI ... 141
6.1 UVOD ... 141
6.2 VZORČNA STAVBA ... 141
6.3 PSEVDO-DINAMIČNO PREIZKUŠANJE VZORČNE STAVBE S SPOJI Z RBS PREČKO ... 145
6.3.1 Imperial Valley (PGA = 1.10 g) ... 145
6.3.2 Spitak (PGA = 0.80 g) ... 146
6.3.3 Simuliran akcelerogram (PGA = 0.50g) ... 147
6.3.4 Santa Barbara (PGA = 0.80 g) ... 148
6.3.5 Coalinga (PGA = 0.80 g) ... 148
6.4 PSEVDO-DINAMIČNO PREIZKUŠANJE VZORČNE STAVBE S FREEDAM SPOJI ... 151
6.4.1 Imperial Valley (PGA = 1.10 g) ... 151
6.4.2 Spitak (PGA = 0.80g) ... 152
6.4.3 Simuliran akcelerogram (PGA = 0.50 g) ... 153
6.4.4 Santa Barbara (PGA = 0.80 g) ... 154
6.4.5 Coalinga (PGA = 0.80 g) ... 155
6.5 NUMERIČNA SIMULACIJA POTRESNEGA ODZIVA ... 156
6.5.1 Konstrukcija s spoji z RBS prečko ... 156
6.5.2 Konstrukcija s FREEDAM spoji ... 161
6.6 PRIMERJAVA POTRESNEGA OBNAŠANJA ... 167
6.7 LITERATURA ... 169

KAZALO SLIK

Slika 1.1. Primerjava različnih pristopov načrtovanja 4
Slika 1.2. Obnašanje komponent vozlišča s strižnim panelom kot najšibkejšo komponento spoja [25] 6
Slika 1.3. Histerezni odziv moment – rotacija vozlišča s strižnim panelom kot najšibkejšo komponento spoja [25] 7
Slika 1.4. Histerezni odziv moment – rotacija vozlišča z oslabljenim prerezom [25] 7
Slika 1.5. Histerezni odziv moment – rotacija vozlišča z vijačenim T elementom ob pasnicah, ki je načrtovan kot najšibkejša komponenta vozlišča [25] 8
Slika 1.6. Vozlišče steber-prečka z dušilcem iz razrezane pločevine [28] 10
Slika 1.7. Kriteriji za načrtovanje spojev z dušilci iz razrezane pločevine 10
Slika 1.8. Rezultati testa vozlišča z dušilcem iz razrezane pločevine 11
Slika 1.9. Vozlišče steber-prečka z oporami s preprečenim uklonom [29] 12
Slika 1.10. Detajl jeklene opore s preprečenim uklonom, ki služi kot histerezni dušilec [29] 12
Slika 1.11. Razporeditev sil v spoju steber-prečka z dvojno oporo s preprečenim uklonom [29] 13
Slika 1.12. Razporeditev sil v vozlišču steber-prečka z oporo s preprečenim uklonom [29] 14
Slika 1.13. Histerezni odziv moment-rotacija vozlišča z dvojno oporo s preprečenim uklonom [29] 14
Slika 1.14. Koncept in idealiziran odziv sila-pomik simetričnega tornega stika 15
Slika 1.15. Koncept in idealiziran odziv sila-pomik nesimetričnega tornega stika 16
Slika 1.16. Obnašanje stebla vijaka pri dvojni ukrivljenosti 16
Slika 1.17. Spoj s tornim dušilcem ob spodnji pasnici [36, 43] 17
Slika 1.18. Ciklično obnašanje vozlišča s tornim dušilcem ob spodnji pasnici [43] 18
Slika 1.19. Konfiguracija vozlišča s horizontalno (a) in vertikalno (b) postavljenim tornim dušilcem 18
Slika 1.20. Test vozlišča s horizontalno postavljenim tornim dušilcem 19
Slika 1.21. Test vozlišča z vertikalno postavljenim tornim dušilcem 20
Slika 1.22. Vozlišča s sposobnostjo samo-centriranja opremljeni s tornim dušilcem [48, 54] 21
Slika 1.23. Komponente spoja s tornim dušilcem (levo) in njegovo obnašanje pri ciklični obremenitvi (desno) [48, 54] 21
Slika 2.1. Viskozni dušilci vgrajeni na mostu Rion-Antirion (Grčija) - (avtor: FIPMEC srl) 27
Slika 2.2. Diagonale s preprečenim uklonom vgrajene v prefabricirani AB konstrukciji v Anconi (Italija) - (avtor: FIPMEC srl) 27
Slika 2.3. Naprava ADAS po preizkusu 28
Slika 2.4. Naprave Pall vgrajene v diagonalo, tovarna potniških letal Boeing, Everrett, ZDA - (avtor: Dr Pall) 28
Slika 2.5. Prvi japonski patent za protipotresno torno napravo [11] 28
Slika 2.6. Koncept vozlišča z drsnim členkom s simetričnimi tornimi napravami [12] 29

Slika 2.7. Vozlišče z drsnim členkom z asimetričnimi tornimi dušilci v nagrajenem Te Puni Village v Wellingtonu [13] ... 29
Slika 2.8. Razlika med dejanskimi in navideznimi stičnimi površinami [14] ... 29
Slika 2.9. Abrazivna obraba [14] ... 29
Slika 2.10. Pogled na koncept FREEDAM vozlišča ... 30
Slika 2.11. Vozlišče steber-prečka FREEDAM med preizkusom v laboratoriju ... 30
Slika 2.12. Preizkus na mehkem jeklu [14] 4 vijaki – prednapeti vsak s silo 210 kN - 1 kontaktna ploskev ... 33
Slika 2.13. Preizkus na mehkem jeklu [43] 4 vijaki – prednapeti vsak s silo 50 kN - 2 kontaktni ploskvi ... 33
Slika 2.14. Preizkus na gumi M2 [43] 4 vijaki – prednapeti vsak na 50 kN - 2 kontaktni ploskvi ... 34
Slika 2.15. Krhki lom gumastih tornih podlog po neto prerezu [43] ... 34
Slika 2.16. Preizkus na toplotno brizganem aluminiju [40] 1 vijak –2 kontaktni ploskvi – količnik trenja: 0.71 ... 34
Slika 2.17. Histerezni odziv toplotno brizganega aluminija [43] 4 vijaki – prednapeti vsak s silo 50 kN - 2 kontaktni ploskvi ... 34
Slika 2.18. Shematski prikaz brizganja žice z električnim oblokom (www.metco.com) ... 35
Slika 2.19. Shematski prikaz brizganja s plazmo (www.metco.com) ... 35
Slika 2.20. Značilna geometrija preizkušanca ... 36
Slika 2.21. Preizkušanec v napravi za preizkušanje ... 36
Slika 2.22. Zaporedje zategovanja vijakov ... 37
Slika 2.23. Značilni graf moment privitja – sila prednapetja ... 37
Slika 2.24. Postavitev sestava preizkušanca za visoke hitrosti ... 38
Slika 2.25. Preizkuševalna naprava ... 38
Slika 2.26. Histerezni odziv M6 oblog ... 40
Slika 2.27. Histerezni odziv M8-3M oblog ... 40
Slika 2.28. Histerezni odziv M7 oblog ... 40
Slika 2.29. Poškodbe M6 oblog ... 41
Slika 2.30. Poškodbe M8 – 3M oblog ... 41
Slika 2.31. Značilni graf sil v vijaku ... 41
Slika 2.32. »Dejanski« koeficient trenja v odvisnosti od skupnega pomika: M6 ... 41
Slika 2.33. Histerezni odziv M2 oblog ... 42
Slika 2.34. Histerezni odziv M3 oblog ... 42
Slika 2.35. Histerezni odziv M1 oblog ... 42
Slika 2.36. Histerezni odziv M4 oblog ... 42
Slika 2.37. Dejanski količnik trenja – M4 ... 43
Slika 2.38. Sile v vijakih – M4 ... 43
Slika 2.39. Poškodbe M1 oblog ... 43
Slika 2.40. Poškodbe M4 oblog ... 43
Slika 2.41. M6 obloge, 100% prednapetje ... 44
Slika 2.42. M6 obloge, 80% prednapetje ... 44
Slika 2.43. M6 obloge, 60% prednapetje ... 44

Slika 2.44. M6 obloge, 40% prednapetje 44
Slika 2.45. Upad sile v vijakih (100% do 40% prednapetje) 44
Slika 2.46. Upad sipanja energije (100% do 40% prednapetje) 44
Slika 2.47. Vpliv prednapetja na koeficient trenja: M1 obloge 45
Slika 2.48. Vpliv prednapetja na koeficient trenja: M4 obloge 45
Slika 2.49. Vpliv sile prednapetja na koeficient trenja: M6 obloge 45
Slika 2.50. Značilen diagram obnašanja vijaka 47
Slika 2.51. Stik s podložkami ali vzmetenimi podložkami 47
Slika 2.52. Diagram z običajnimi podložkami 47
Slika 2.53. Diagram z vzmetenimi podložkami 47
Slika 2.54. M1 obloge z običajnimi podložkami 47
Slika 2.55. M1 obloge s 3DS 47
Slika 2.56. M1 obloge s 6DS 48
Slika 2.57. M1 obloge z 9DS 48
Slika 2.58. Sile v vijakih pri različnih konfiguracijah podložk 48
Slika 2.59. Upad efektivnega dušenja pri različnih konfiguracijah podložk 48
Slika 2.60. Variacija količnika trenja – M1 obloge 49
Slika 2.61. Variacija količnika trenja – M4 obloge 49
Slika 2.62. Variacija količnika trenja – M6 obloge 49
Slika 2.63. Vpliv hitrosti – M4 obloge 50
Slika 2.64. Vpliv hitrosti – M1 obloge 51
Slika 2.65. Vpliv hitrosti – M4 obloge 51
Slika 2.66. Vpliv hitrosti na začetni koeficient trenja – M6 obloge 51
Slika 2.67. Odvisnost upada koeficienta trenja od hitrosti – M1 obloge 51
Slika 2.68. Odvisnost upada koeficienta trenja od hitrosti – M4 obloge 51
Slika 2.69. Odvisnost upada koeficienta trenja od hitrosti – M6 obloge 52
Slika 2.70. Odvisnost upada koeficienta trenja od hitrosti do 400 mm– M1 obloge 52
Slika 2.71. Odvisnost upada koeficienta trenja od hitrosti do 400 mm– M4 obloge 52
Slika 2.72. Odvisnost upada koeficienta trenja od hitrosti do 400 mm– M6 obloge 53
Slika 2.73. Razvoj prednapetja po času 53
Slika 2.74. Postavitev dolgoročnega preizkusa 54
Slika 2.75. Postavitev kratko in srednjeročnega preizkusa 54
Slika 2.76. Belleville prilagojena podložka (BW) 55
Slika 2.77. Vzmetna podložka (DS) DIN 6796 M20 55
Slika 2.78. Preizkušeni sestavi podložk 55
Slika 2.79. Rezultati kratkoročnih preizkusov. 56
Slika 2.80. Rezultati srednjeročnih preizkusov. 58
Slika 2.81. Rezultati dolgoročnih preizkusov 60
Slika 2.82. Koeficient trenja v odvisnosti od skupnega pomika – material M1 62
Slika 2.83. Koeficient trenja v odvisnosti od skupnega pomika – material M4 62
Slika 2.84. Koeficient trenja v odvisnosti od skupnega pomika – material M6 63

Slika 3.1. Postavitvi tornih spojev s simetričnimi tornimi dušilci 68
Slika 3.2. Preizkušanec (zunanje vozlišče) 70
Slika 3.3. Postavitev preizkusa 70
Slika 3.4. Skica konstrukcije 71
Slika 3.5. Protokol obremenjevanja AISC 346-10 72
Slika 3.6. Položaji LVDT-jev 73
Slika 3.7. Histerezne krivulje 75
Slika 3.8. Preizkušanci v deformirani legi: a) FJ-CYC01; b) FJ-CYC02; c) FJ-CYC03; d) FJ-CYC04 76
Slika 3.9. Položaji merilnih naprav - FREEDAM-CYC01 77
Slika 3.10. Položaji merilnih naprav - FREEDAM-CYC02 77
Slika 3.11. Krivulja sile trenja v odvisnosti od pomika v tornih dušilcih FREEDAM-CYC01 (levo) in FREEDAM-CYC02 (desno) 78
Slika 3.12. Lokalne meritve sila-pomik FREEDAM-CYC01 – T in L-elementi 78
Slika 3.13. Lokalne meritve sila-pomik FREEDAM-CYC02 – T in L-elementi 78
Slika 3.14. Sprememba natezne sile v vijakih tornega dušilca po času za FREEDAM-CYC01 (levo) in FREEDAM-CYC02 (desno) 79
Slika 3.15. FREEDAM-CYC02 preizkušanec v deformirani legi na koncu preizkusa 79
Slika 3.16. Preizkušanci (notranja vozlišča) 81
Slika 3.17. Postavitev preizkusa za notranja vozlišča (mere v mm) 81
Slika 3.18. Skica konstrukcije za račun sil v podporah 82
Slika 3.19. Položaji merilnih naprav 82
Slika 3.20. Grafi moment-zasuk – preizkušanci z nižjo prečko 83
Slika 3.21. Graf moment-zasuk – preizkušanci z IPE450 prečko 84
Slika 3.22. Deformacije L in T-elementa za vozlišče z IPE270 prečko 84
Slika 3.23. Deformacije L in T-elementa a vozlišče z IPE450 prečko 85
Slika 3.24. Natezne sile v vijakih 85
Slika 4.1. Ustvarjeni FE modeli preklopnih strižnih spojev: a) primer mreže KE; b-i) podsklopi z različnim številom vzmetnih podložk 91
Slika 4.2. Diagrami napetost - deformacija 91
Slika 4.3. Protokol obremenjevanja UT-NV 92
Slika 4.4. Eksperimentalna in numerični krivulji sila -pomik določeni z implicitno in eksplicitno analizo 93
Slika 4.5. Odziv zdrs – pomik modelov NV-21-22-23-24 94
Slika 4.6. Primerjava numeričnih simulacij in rezultatov testov za preklopne spoje z materialom M6 [NV-21-22-23-24] 95
Slika 4.7. Krivulje koeficienta trenja za strižne preklopne spoje z materialom M4 [NV-17-18-19-20] 96
Slika 4.8. Histerezne krivulje za preklopne spoje z materialom M4 [NV-17 do NV-20] 96
Slika 4.9. Stična površina - tlak 97
Slika 4.10. Odstotek stične površine v kontaktu pri različnih tehnikah in momentih privitja vijakov 98
Slika 4.11. Kontaktni pritiski pri različnih tehnikah in momentih privitja vijakov 98
Slika 4.12. Prikaz numeričnih modelov vozlišč steber – prečka z FREEDAM dušilci 99

Slika 4.13. Diagram povprečnih vrednosti napetost – deformacija za jeklo S355 99
Slika 4.14. Primerjava rezultatov testov in numeričnih rezultatov na diagramih upogibni moment – rotacija spoja 101
Slika 4.15. Primerjava preizkušancev in numeričnih modelov po cikličnem obremenjevanju do 5 % etažnega zasuka 102
Slika 4.16. Ekvivalentne plastične deformacije (PEEQ) v vijakih dušilca 102
Slika 4.17. Primerjava med T in X vozliščem s horizontalno postavitvijo dušilca 103
Slika 4.18. Primerjava med T in X vozliščem z vertikalno postavitvijo dušilca 104
Slika 4.19. Prenos strižne sile za različne komponente 105
Slika 4.20. Strižna sila v spoju 106
Slika 4.21. Razporeditev striga v elementih spoja pri zasuku dušilca 0.04 rad 107
Slika 4.22. Razporeditev PEEQ na koncu ciklične analize za večje sestave 108
Slika 4.23. Normalizirana sipana energija a) energija trenja in b) energija plastičnih deformacij 108
Slika 4.24. Vpliv sile prednapetja na upogibno nosilnost 110
Slika 4.25. Vpliv koeficienta trenja na upogibno odpornost 112
Slika 5.1. FREEDAM vzorec: stranski pogled 116
Slika 5.2. Preizkušanci: pogled od spredaj (dimenzije v mm). 116
Slika 5.3. Risba postavitve preizkusa za obremenitev z udarcem – preizkus tornega dušilca 118
Slika 5.4. Tipi preizkusov z udarcem – časovni potek sile 119
Slika 5.5. Krivulje sila-pomik iz preizkusov (skupina A, M1) 119
Slika 5.6. Numerični model tornega dušilca: geometrija in robni pogoji 122
Slika 5.7. Rezultati preizkusa in numerične simulacije 122
Slika 5.8. Vpliv hitrosti na obnašanje tornih dušilcev 122
Slika 5.9.Zunanje vozlišče (Univerza v Coimbri) 123
Slika 5.10. Glavne komponente notranjega vozlišča (Univerza v Liegeu) 124
Slika 5.11. Postavitev preizkusa 125
Slika 5.12. Rotacijsko obnašanje vozlišča med preizkusom: kvazistatično obremenjevanje in obremenjevanje z udarci 125
Slika 5.13. Vozlišče po porušitvi: T element 126
Slika 5.14. Numerični modeli: robni pogoji 127
Slika 5.15. Modeliranje vijakov M16 HV 127
Slika 5.16. Primerjava FEM-a in preizkusa 128
Slika 5.17. Rezultati parametrične numerične študije 128
Slika 5.18. Konfiguracija (pol vzorca) preizkusa z udarcem z meritvami korealcije digitalnih slik 129
Slika 5.19. Poimenovanje vzorca 129
Slika 5.20. Postavitev preizkusa z udarcem: kladi z maso M1 (211 kg) (b) in M2 (460 kg) (c) 130
Slika 5.21. Krivulje sila-navpični pomik in moment-rotacija statičnega preizkusa 130
Slika 5.22. Rezultati preizkusa z udarcem – primer pomikov točke 10C v času 131
Slika 5.23. Detajl numeričnega modela in primerjava energij 134

Slika 5.24. Primerjava testov in simulacij statičnega preizkusa z implicitnim in eksplicitnim reševalnikom 135
Slika 5.25. Rezultati numerične analize modeliranja in preizkusov 135
Slika 6.1. Vzorčna stavba in spoji 142
Slika 6.2. Vzorčna stavba (s spoji z RBS prečko) 143
Slika 6.3. Referenčna stavba in položaj preizkušenih momentnih okvirjev 144
Slika 6.4. Pomiki (levo) in reakcije (desno) v odvisnosti od časa za test 1 145
Slika 6.5. Histerezne zanke spojev z RBS prečko (levo) in sipanje energije (desno) za test 1 (MRF-1) 146
Slika 6.6. Pomiki etaž po času (levo) in grafi moment-zasuk (desno) 147
Slika 6.7. Pomiki etaž po času (levo) in grafi moment-zasuk (desno) 147
Slika 6.8. Pomiki etaž po času (levo) in grafi moment-zasuk (desno) 148
Slika 6.9. histerezne zanke porušenih RBS spojev (zgoraj) in pripadajoče poškodbe (spodaj) 149
Slika 6.10. Pregled zvarov RBS spoja 150
Slika 6.11. Etažni pomiki (levo) in sile v batih (desno) za test 5 150
Slika 6.12. Test 1: etažni pomiki (levo) in sile v batih (desno) 152
Slika 6.13. Test 2: etažni pomiki (levo) in sile v batih (desno) 152
Slika 6.14. Test 2: zanke moment-zasuk FREEDAM spojev v okviru MRF-1 153
Slika 6.15. Test 3: etažni pomiki (levo) in sile v batih (desno) 153
Slika 6.16. Test 3: zanke moment-zasuk FREEDAM spojev v okviru MRF-1 154
Slika 6.17. Test 4: etažni pomiki (levo) in sile v batih (desno) 154
Slika 6.18. Test 4: zanke moment-zasuk FREEDAM spojev v okviru MRF-1 155
Slika 6.19. Test 5: etažni pomiki (levo) in sile v batih (desno) 155
Slika 6.20. Test 5: zanke moment-zasuk FREEDAM spojev v okviru MRF-1 156
Slika 6.21. FREEDAM spoj 1A zaključku druge serije preizkusov 156
Slika 6.22. 3D model vzorčne stavbe z RBS spoji 157
Slika 6.23. Eksperimentalni in numerični odziv moment-zasuk spoja z RBS prečko 158
Slika 6.24. Shema končnih elementov vozlišča steber-RBS prečka 158
Slika 6.25. Primerjava histereznih zank za RBS-1A 160
Slika 6.26. Shematični prikaz numeričnega model okvirja 162
Slika 6.27. Shematski prikaz dodelanega numeričnega model vozlišča steber-prečka 163
Slika 6.28. Parametri enoosnega histereznega materiala 163
Slika 6.29. Pomiki zgornje etaže: test 1 (levo) in test 3 (desno) – PsD = test 165
Slika 6.30. Celotna prečna sila: test 1 (levo) in test 2 (desno) – PsD = test 165
Slika 6.31. Histerezne zanke (spoj 1A): test 2 (levo) in test 5 (desno) – PsD = test 166
Slika 6.32. Primerjava pomikov zgornje etaže in celotne strižne sile 168
Slika 6.33. Spoj 1A: histerezne zanke in sipana energija 169

KAZALO TABEL

Tabela 2.1. Kratkotrajni preizkus relaksacije FW 57
Tabela 2.2. Kratkotrajni preizkus relaksacije BW 57
Tabela 2.3. Kratkotrajni preizkus relaksacije 3DS 57
Tabela 2.4. Kratkotrajni preizkus relaksacije 3DSps 57
Tabela 2.5. Povzetek srednjeročnih izgub 59
Tabela 2.6. Rezultati regresivne analize 61
Tabela 2.7. Statični količnik trenja in statistični parametri 62
Tabela 2.8. Projektne vrednosti količnikov trenja 63
Tabela 3.1. Protokol pomikov pri cikličnem obremenjevanju 72
Tabela 3.2. Primerjava med eksperimentalnimi in projektnimi vrednostmi momentov 74
Tabela 3.3. Program preizkušanja 80
Tabela 4.1. Primerjava med implicitno in eksplicitno analizo 93
Tabela 4.2. ID preizkušancev z vzmetnimi podložkami 93
Tabela 4.3. Koeficienti trenja 100
Tabela 4.4. Upogibni momenti za model FD 1-2-DS pri različnih silah prednapetja 110
Tabela 4.5. Upogibni momenti za model FD 2-2-DS pri različnih silah prednapetja 110
Tabela 4.6. Upogibni momenti za model FD 1-2-DS pri različnih koeficientih trenja 111
Tabela 4.7. Upogibni momenti za model FD 2-2-DS pri različnih koeficientih trenja 111
Tabela 5.1. Potek preizkusa 117
Tabela 5.2. Povzetek vrednosti tornih dinamičnih faktorjev in degradacija torne nosilnosti 120
Tabela 5.3. Povzetek vrednosti dinamičnih faktorjev po pojavu zdrsa 120
Tabela 5.4. Potek preizkusa 124
Tabela 5.5. Glavne lastnosti preizkusa z udarcem 129
Tabela 5.6. Rezultati preizkusov z udarcem 132
Tabela 5.7. Izračunani koeficienti DIF 133
Tabela 5.8. Primerjava numerično izračunanih in izmerjenih pomikov 135
Tabela 5.9. Ocena udarne sile in kvocienta DF 136
Tabela 6.1. Akcelerogrami uporabljeni za izvedbo preizkusov 144
Tabela 6.2. Rezultati preizkusov (konstrukcija s spoji z RBS prečko) 145
Tabela 6.3. Pezultati preizkusov (konstrukcija s FREEDAM spoji) 151
Tabela 6.4. Primerjava eksperimentalnih in analitičnih rezultatov za celotno prečno silo, etažne pomike in zasuke 159
Tabela 6.5. Primerjave za spoj 1A 161
Tabela 6.6. Parametri enoosnega histereznega materiala 163
Tabela 6.7. Primerjava numeričnih in eksperimentalnih sil v batih in etažnih pomikov 164
Tabela 6.8. Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spoj 1A 166
Tabela 6.9. Primerjava etažnih pomikov in celotne strižne sile za RBS in FREEDAM konstrukcijo 167

POGLAVJE 1

PREGLED PAMETNIH VOZLIŠČ ZA POTRESNOODPORNE OKVIRE

1.1 UVOD

Nedavne eksperimentalne raziskave vozlišč steber-prečka v potresno odpornih jeklenih konstrukcijah se vedno bolj osredotočajo na pametna vozlišča s ciljem zmanjšanja poškodb konstrukcije med uničujočimi potresi. Zato mnogo raziskovalcev posveča pozornost vozliščem steber-prečka opremljenih s potresnimi dušilci. Ti dušilci zagotavljajo sipanje vnesene energije potresa in tako rekoč nadomestijo območja sipanja energije običajnih momentnih okvirjev, kjer se pričakuje razvoj plastičnih členkov v krajiščih prečk. Načeloma se lahko uporabi vse vrste potresnih dušilcev: histerezne dušilce, diagonale s preprečenim uklonom, dušilce z iztiskanjem svinca, dušilce iz zlitin z oblikovnim spominom, viskozne dušilce, dušilce na osnovi trenja. Taki dušilci ne zagotavljajo le široke in stabilne histerezne zanke, ampak omogočajo tudi enostavno zamenjavo po rušilnih potresih. Zato vozlišča steber-prečka, opremljena s potresnimi dušilci lahko poimenujemo pametna vozlišča.

Poleg tega je popravljivost konstrukcij po rušilnem potresu vezana večinoma na velikost trajnih oziroma zaostalih deformacij, ki se kažejo v odmiku okvirjev od navpičnice. Zato se sodobne raziskave pametnih vozlišč ukvarjajo s sposobnostjo samo-centriranja konstrukcij, kar ob večjih seizmičnih dogodkih prepreči odklone od navpičnice.

To poglavje predstavlja kratek pregled pametnih vozlišč. Živahno področje raziskovanja pametnih vozlišč v potresno odpornih jeklenih konstrukcijah postaja vse bolj umetnost projektiranja detajlov, z velikim številom pametnih rešitev, ki jih je nemogoče izvesti v betonskih konstrukcijah.

Dobro znano je, da lahko različne pristope k načrtovanju potresno odpornih konstrukcij predstavimo kot problem ravnotežja energije. Pri običajnem pristopu k načrtovanju potresno varnih stavb [1-4] se mora, v primeru pogostih in občasnih potresov s povratno dobo primerljivo z življenjsko dobo konstrukcije, vnesena energija potresa sipati preko viskoznega dušenja. Torej je histerezna energija enaka nič, saj mora biti konstrukcija načrtovana tako, da pri takih potresih ostane v elastičnem območju. Po drugi strani pa se v primeru redkih in zelo redkih potresov s povratno dobo 500 ali več let večina vnesene energije potresa sipa s histerezo, kar terja velike plastične deformacije in posledične poškodbe konstrukcije. Take poškodbe konstrukcij morajo biti skladne z duktilnostjo in sposobnostjo sipanja energije konstrukcij, ker kljub temu, da so poškodbe konstrukcije sprejemljive, morata biti zagotovljena varnost pred porušitvijo in varnost za pred izgubo življenj.

Predvsem za momentne okvirje se mora v okviru zgornjih zahtev zagotoviti dovolj horizontalne nosilnosti in togosti, tako da konstrukcija med pogostimi in občasnimi potresi ostane v elastičnem območju. Ustrezno togost je potrebno zagotoviti tudi za omejitev poškodb nekonstrukcijskih elementov, kar je osnovna zahteva pri kontroli mejnega stanja uporabnosti. V

primeru rušilnih potresov pa morajo biti momenti okvirji načrtovani tako, da sipajo energijo na krajiščih prečk v obliki cikličnega plastičnega upogiba. Zato je priporočeno, da so vozlišča steber-prečka načrtovana z zadostno dodatno nosilnostjo [5-7], kjer je nosilnost vozlišča večja od upogibne plastične nosilnosti prečke, z upoštevanjem dejanskih mehanskih lastnosti [6], ki so naključno porazdeljene, in utrjevanja, tako da se zagotovi polni razvoj plastičnega členka v krajišču prečke [7]. Moderni potresni predpisi, kot je Evrokod 8, zahtevajo razvoj številnih območji sipanja energije, ki jih dosežemo z načrtovanjem ustreznih načinov porušitev. V primeru momentnih okvirjev to pomeni razvoj plastičnih členkov v krajiščih prečk in ne v stebrih, ki temelji na načelu šibka prečka – močan spoj in močan steber [1-4]. Tak pristop zagotovo prinaša nekatere prednosti, kot je razvoj zelo stabilnih histereznih zank v območjih sipanja energije in preprečitev plastičnega mehanizma mehke etaže. Po drugi strani pa ima tako načrtovanje tudi nekaj pomanjkljivosti [8-10].

Z ozirom na močne potrese je glavna pomanjkljivost uveljavljenih pristopov neločljivo povezana s pristopom samim. Po eni strani so poškodbe konstrukcije ključne za sipanje vnesene energije potresa, po drugi strani pa so prav te poškodbe glavni vir posrednih in neposrednih izgub, ki postajajo vse bolj nevzdržne v industrializiranih državah, na kar kažejo ekonomske izgube zaradi nedavnih potresov.

Dodatna pomanjkljivost, značilna za jeklene momentne okvirje, je uporaba polno nosilnih spojev steber-prečka z dodatno nosilnostjo kot jo zahtevajo predpisi. Taki spoji niso stroškovno učinkoviti in predstavljajo pomembno breme v tekmi s konstrukcijskimi rešitvami iz drugih materialov, predvsem armiranega betona. Da bi zagotovili želeno delovanje spoja, ga je potrebno znatno predimenzionirati, kar vodi k uporabi dodatnih pločevin ob stojini stebra za ojačitev strižnega panela, ojačitvenih reber ali ojačitev pločevin pasnic. V skrajnem primeru tudi uporaba prečk s kratkimi vutami.

Da bi zmanjšali glavno pomanjkljivost uveljavljenih pristopov k načrtovanju, tj. pojav poškodb konstrukcije, so bile v preteklih desetletjih predlagani številni pristopi. Posebej primerno za jeklene konstrukcije je tako imenovano načrtovano dodatno sipanje energije oziroma pasivni nadzor [11-15], kjer se vnesena energija potresa sipa z viskoznim ali histereznim dušenjem. Dušenje se tako izvede z montažo prevzemnikov energije v vozliščih konstrukcije, kjer so pričakovani veliki relativni pomiki ali hitrosti [12]. Med različnimi pristopi v okviru raziskav pasivnih sistemov je bila za zmanjšanje pomikov za zahteve mejnega stanja uporabnosti in poškodb konstrukcije, ki bi zadovoljili zahteve mejnega stanja nosilnosti, predlagana tudi uporaba dušilcev na osnovi trenja. Ti dušilci predstavljajo dober potencial z nizkimi stroški, enostavno vgradnjo in enostavnim vzdrževanjem. Zato so v preteklosti eksperimentalno preizkusili več priprav za dušenje na osnovi trenja [16-18] in nekatere od teh uporabili v stavbah po celem svetu. Najbolj splošno sprejeta metoda za vgradnjo dušilcev na osnovi trenja je vstavitev zavetrovanja, ki ima vključene dušilce na osnovi trenja [16, 19, 20]. Več raziskovalcev je na tej konfiguraciji konstrukcije predlagalo postopke načrtovanja, ki bi optimizirali silo zdrsa sistema zavetrovanja.

Da bi naslovili pomanjkljivosti običajnega pristopa k načrtovanju, ki izhajajo iz potrebe načrtovanja vozlišč steber-prečka z visoko dodatno nosilnostjo, je bila predlagana alternativa načelu šibka prečka - močan spoj - močan steber. Drugačna možnost je načelo šibak spoj - močna prečka – močan steber, ki jo z uporabo delno nosilnih spojev omogoča Evrokod 8. To možnost

se lahko uporabi, če se z eksperimentalnimi preizkusi dokaže zadostna razpoložljiva rotacijska kapaciteta delno nosilnih spojev (običajno 0.035 radianov za področja visoke seizmičnosti). S takim pristopom k načrtovanju delno nosilni spoji omogočajo nadzorovanje prenosa upogibnih momentov v steber tudi v primeru velikih prerezov prečk, ki so potrebni v primeru daljših razponov ali velikih težnostnih sil. Tako se prepreči pretirano predimenzioniranje stebra zaradi zahteve, da se plastični členek tvori v prečki in ne v stebru. Poleg tega ta pristop omogoča enostavnejšo izvedbo spoja steber-prečka, kar prispeva k cenejši izvedbi celotne konstrukcije v primerjavi s konstrukcijo, kjer so spoji načrtovani z visoko dodatno nosilnostjo.

Rastoče zanimanje znanstvene skupnosti za načrtovanje delno-kontinuirnih momentnih okvirjev z delno nosilnimi spoji z možnostjo sipanja energije [5, 12-27] se zrcali v zadnji izdaji Evrokoda 8. Vendar je dejanska izvedba v praksi še močno omejena, saj mora biti zmožnost spoja da sipa energijo dokazana eksperimentalno, kar je običajno izven dosega možnosti za večino projektantov. Ne glede na to, da lahko uporaba delno nosilnih spojev privede do cenovno bolj ugodnega načrtovanja, pa lahko vodi tudi do pomanjkljivosti, kot je zmanjšanje togosti okvirjev in v splošnem sposobnosti sipanja energije na krajiščih prečk.

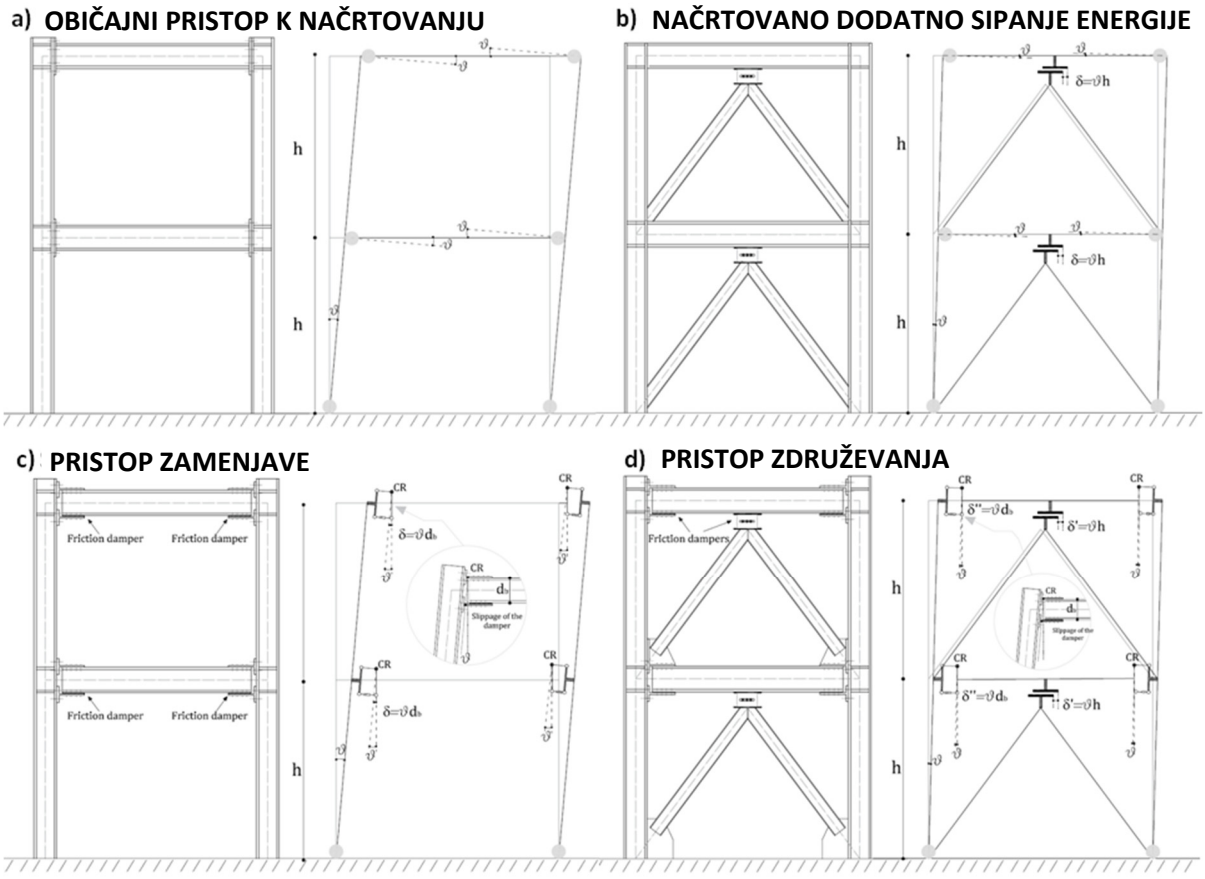
Če povzamemo, mnogi raziskovalci razmišljajo o snovanju pametnih vozlišč, s katerimi bi se izognili naštetim pomanjkljivostim. Pametna vozlišča so sposobna osredotočiti sipanje potresne energije v posebej načrtovanih sipalnih napravah, tj. dušilcih, postavljenih v vozliščih samih. Cilj je torej načrtovanje vozlišč, ki zmorejo skoraj brez poškodb prenesti ne le pogoste in občasne potrese, ampak tudi rušilne potrese, ki se zgodijo redko in zelo redko.

Osnovna zamisel teh raziskav je navdahnjena iz tako imenovanega načrtovanega dodatnega sipanja energije, a temelji na uporabi dušilnih naprav z drugačnim pristopom. Medtem ko pristop s pasivno kontrolo običajno temelji na združevanju kapacitete sipanja energije v elementih konstrukcije in dodatnih kapacitet dušilnih naprav, novi pristop, ki ga lahko imenujemo »pristop zamenjave«, temelji na uporabi dušilcev, zasnovanih tako, da nadomestijo običajna območja sipanja energije v momentnih okvirjih, torej krajišča prečk.

Iz tehnološkega vidika je novost zasnova vozlišč steber-prečka, ki so opremljeni z dušilci. Ti dušilci so lahko nameščeni na nivoju spodnje pasnice ali na nivojih obeh pasnic, poleg tega pa so lahko različnih vrst: viskozni dušilci, dušilci z iztiskanjem svinca, histerezni dušilci, dušilci na osnovi trenja, dušilci iz zlitin z oblikovnim spominom (SMA), diagonale s preprečenim uklonom.

Da bi dobro pojasnili razlike glede na običajno potresno načrtovanje ali načrtovano dodatno sipanje energije, so različni pristopi načrtovanja predstavljeni na sliki 1.1, kjer je za dušilec uporabljen dušilec na osnovi trenja [10]. Slika 1.1a prikazuje območja sipanja energije v običajnih momentnih okvirjih, kjer se morajo na krajiščih prečk razviti plastični členki. Potresna zahteva je običajno izražena s ciljnim medetažnim zasukom (ϑ na sliki), ki je merilo za plastični zasuk v območjih sipanja energije. Cilj načrtovanega dodatnega sipanja energije (slika 1.1b) je zmanjšanje potresne zahteve plastičnih členkov z dodajanjem potresnih dušilcev, ki morajo biti zaradi učinkovitosti postavljeni med vozlišča konstrukcije, kjer so pričakovani veliki relativni pomiki. Dodatno sipanje energije, ki ga zagotavljajo take naprave omogoča zmanjšanje medetažnega pomika, to pa ima za posledico zmanjšanje poškodb na krajiščih prečk. Pristop zamenjave, prikazan na sliki 1.1c, pa prepreči nastanek poškodb v konstrukciji, saj vsa območja sipanja prestavi v vozlišča, ki so opremljena z dušilci na osnovi trenja. Pričakovana potresna

zahteva (medetažni zasuk) se v primerjavi z običajno načrtovanimi konstrukcijami (slika 1.1a) ne zmanjša. Vendar v tem primeru medetažni zasuk vodi do omejenih poškodb v komponentah vozlišča, saj se zasuk v vozlišču steber-prečka izvede s primerno izbranim hodom dušilcev (slika 1.1c). Največji dovoljeni zasuk je dan kar z razmerjem med hodom dušilca in ročice, tj. razdalje dušilca do središča vrtenja CR. Omeniti velja, da je relativni pomik , ki se pojavi med krajiščema dušilca ($\delta = \vartheta d_b$, kjer je d_b višina prečke), precej manjši kot relativni pomik ($\delta = \vartheta h$, kjer je h višina etaže), ki se pojavi pri uporabi načrtovanega dodatnega sipanja energije (Slika 1.1b). To je glavni razlog zakaj se pri variantah a) in c) pričakuje podobne zahteve za medetažni zasuk.



Slika 1.1. Primerjava različnih pristopov načrtovanja

Dodatno izboljšavo potresnega obnašanja dosežemo z združevanjem pristopa zamenjave z načrtovanim dodatnim sipanjem energije. Tak združen pristop (slika 1.1d) vodi k zmanjšanju zahteve medetažnega zasuka pričakovanega med močnimi potresi in dodatno k preprečitvi večjih poškodb vozlišča steber-prečka. Seveda je tudi samo zmanjšanje medetažnega zasuka pomemben prispevek k zmanjšanju poškodb na nekonstrukcijskih elementih.

Vozlišča steber-prečka opremljena z dušilci učinkovito zmanjšujejo poškodbe konstrukcijskih elementov z usmerjanjem sipanja energije na posebej načrtovane dele vozlišča, ki se jih lahko po potrebi zamenja po enem ali več potresih. Pomembna pomanjkljivost, ki je pogosta pri običajnih pristopih k načrtovanju, pa še vedno ostaja. Po močnejših potresih konstrukcija ostane trajno deformirana izven navpičnice v primeru polnonosilnih vozlišč in v primeru vozlišč opremljenih z dušilci. Velikost te deformacije pa določa učinkovitost popravila konstrukcije.

Zaradi tega gredo raziskave tudi v smer možnosti opremljanja vozlišč s sistemi s sposobnostjo samo-centriranja, ki so večinoma izvedene s sistemom prednapetja.

V naslednjih poglavjih sledi kratek pregled »pametnih vozlišč«, opremljenih s potresnimi dušilci različnih vrst. Večina primerov prihaja iz tehnične literature in raziskovalnih projektov, ki so trenutno v teku. Vozlišča smo poizkusili tudi razvrstiti. Predstavljen je tudi kratek pregled sistemov s sposobnostjo samo-centriranja.

Živahnost raziskav na teh področjih kaže na svetlo prihodnost jeklenih konstrukcij zaradi raznolikosti konstrukcijskih rešitev in prednosti, ki jih zagotavljajo v primerjavi s konstrukcijami iz armiranega betona, ko je treba nasloviti potresno varnost. Naloga jeklarske industrije je spodbujati uporabo jekla v potresno ogroženih državah z ozaveščanjem projektantov in investitorjev o možnostih jekla k zmanjšanju posredne in neposredne škode, ki je običajna po močnih potresih.

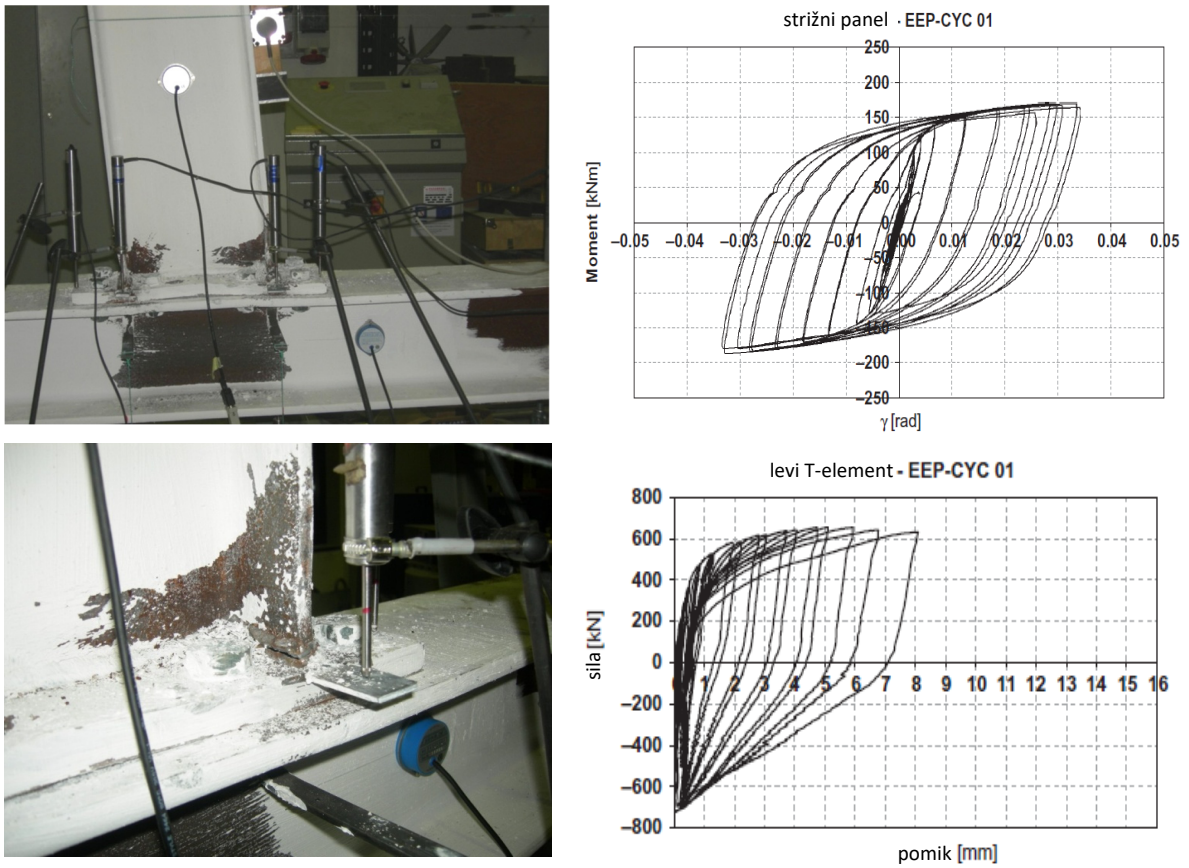
1.2 POMANJKLJIVOSTI OBIČAJNIH VOZLIŠČ

Kratek pregled odziva običajnih vozlišč steber-prečka je na voljo v [25], kjer so predstavljeni eksperimentalni rezultati obnašanja vijačenih vozlišč steber-prečka pod cikličnim obremenjevanjem. Posebej so bili zasnovana in preizkušena različna vozlišča z enakim profilom stebra in prečke. Vozlišča so bila zasnovana z isto upogibno nosilnostjo, vsako vozlišče pa je imelo različne najšibkejše komponente. Tako je bilo razvidno, da lahko na obnašanje v mejnem stanju vplivamo z ustreznim ojačenjem delov vozlišča, kjer želimo preprečiti plastično obnašanje. V tem okviru je bila komponentna metoda uporabljena kot orodje za hierarhično razvrščanje komponent vozlišč. Predstavljena je bila tudi možnost razširitve komponentne metode za napovedovanje cikličnega odziva vozlišča steber-prečka. To kaže, da je lahko komponentna metoda učinkovito orodje za seizmično analizo vozlišč.

Na sliki 1.2 [25] je prikazano obnašanje vozlišča z vijačenim spojem s podaljšano čelno pločevino. Vozlišče je bilo zasnovano tako, da bi bila najšibkejša komponenta strižni panel (stojina stebra v strigu). Poudarjen je histerezni odziv glavnih komponent vozlišča. Z uporabo komponentne metode se nadzoruje del vozlišča, ki je glavni vir sipanja. V tem primeru je komponenta sipanja panel stojine stebra v strigu, kar je razvidno iz cikličnega odziva momenta glede na strižno deformacijo strižnega panela. Znatno utrjevanje strižnega panela pa zahteva dodatno nosilnost čelne pločevine v upogibu. Zato porušitev vozlišča predstavlja lom zvara med čelno pločevino in pasnico prečke.

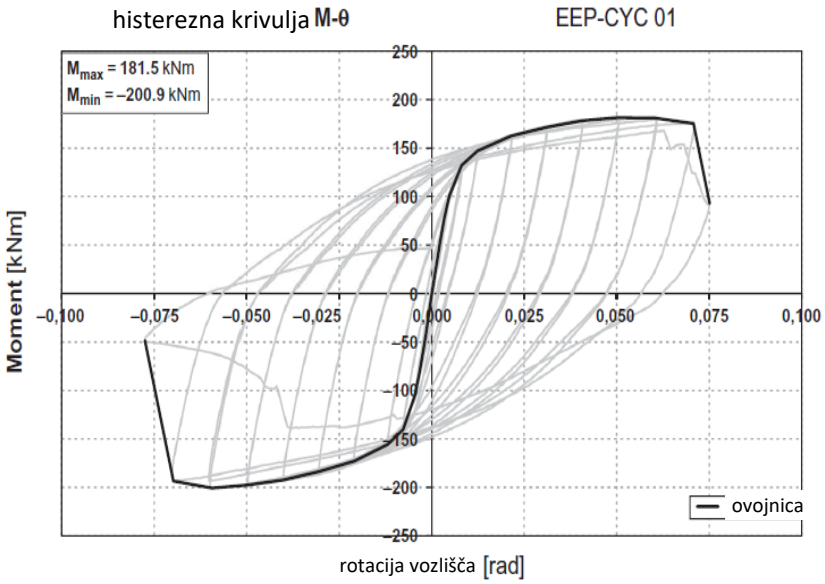
Na sliki 1.3 [25] je prikazan histerezni odziv moment-rotacija vozlišča iz slike 1.2, za katerega so značilne široke in stabilne histerezne zanke, kjer je plastifikacija vozlišča večinoma v strižnem panelu. Razpoložljiva rotacijska kapaciteta vozlišča je precej nad vrednostmi, ki jih zahtevajo rušilni potresi. Čeprav omejitev plastifikacije pretežno na panel stojine zagotavlja zadostno razpoložljivo rotacijsko kapaciteto in sposobnost sipanja energije, se nastale poškodbe težko popravijo. Poleg tega je za oceno potresnega obnašanja potrebno izvesti nelinearno analizo konstrukcije z ustreznim modeliranjem strižnega panela, v katerem pričakujemo znatne vplive teorije drugega reda v plastičnem območju. Zato je po mnenju avtorjev, kljub zagotovljenemu visokemu sipanju energije, potrebno plastifikacijo strižnega panela preprečiti.

Obnašanje polno nosilnega vozlišča steber-prečka je odvisno od plastifikacije krajišča prečke. Pripadajoči histerezni odziv se zato ravna glede na pojav lokalnega izbočenja pločevin, ki sestavljajo elemente. Lokalno izbočenje pasnic in stojine, glede na razmerje med širino in debelino, je merodajen za upadanje nosilnosti med cikličnim obremenjevanjem. Takšno je običajno tudi obnašanje vozlišč z oslabljenim prerezom prečke ali RBS (Reduced Beam Section). Slika 1.4 [25] prikazuje histerezni odziv moment-rotacija vozlišča, ki ga sestavljata spoj s podaljšano čelno pločevino in oslabljeni prerez prečke. Profila stebra in prečke sta enaka kot na sliki 1.2, oslabitev prečke pa je bila določena tako, da ima vozlišče skoraj enako upogibno nosilnost.

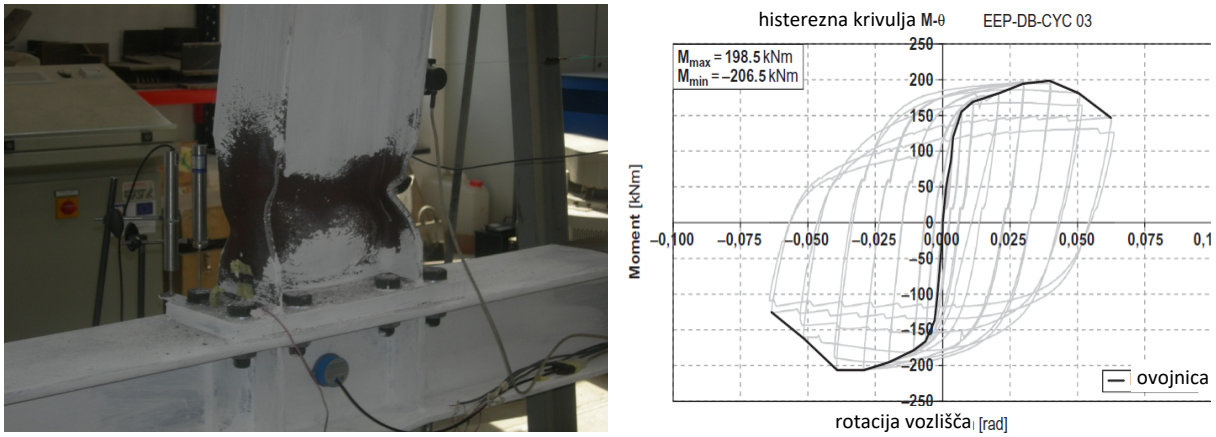


Slika 1.2. Obnašanje komponent vozlišča s strižnim panelom kot najšibkejšo komponento spoja [25]

Prava oblika plastičnega členka je očitno posledica izmeničnega lokalnega izbočenja obeh pasnic in tudi stojine (zahteve kinematične kompatibilnosti). V tem primeru je razpoložljiva rotacijska kapaciteta vozlišča je precej nad zahtevanimi. Zaradi zagotavljanja sipanja energije v krajiščih prečk, tam nastanejo poškodbe, kar pa so glavne pomanjkljivosti običajnega načela načrtovanja. Zaradi plastičnih deformacij konstrukcija ostane trajno deformirana in izven navpičnice. Z velikostjo te deformacije pa je pogojena učinkovitost popravila konstrukcije po močnih potresih.

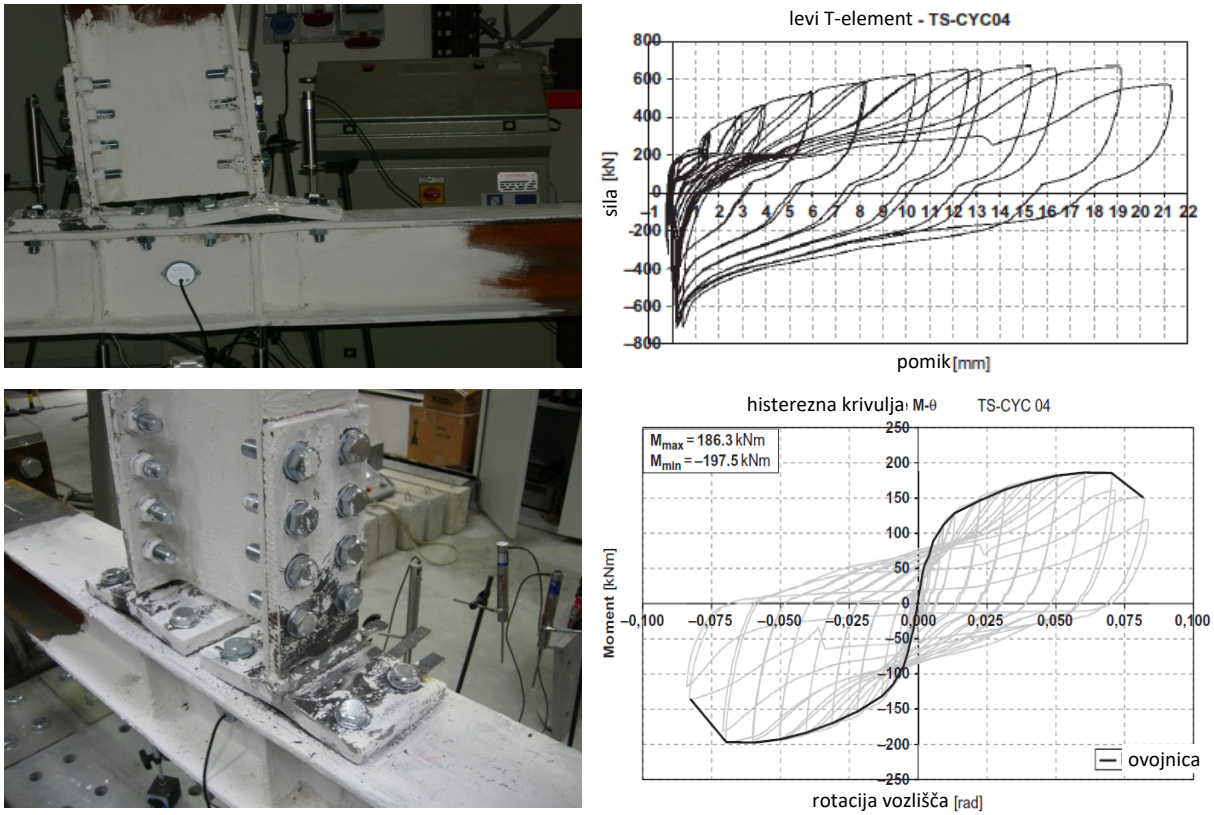


Slika 1.3. Histerezni odziv moment – rotacija vozlišča s strižnim panelom kot najšibkejšo komponento spoja [25]



Slika 1.4. Histerezni odziv moment – rotacija vozlišča z oslabljenim prerezom [25]

Na sliki 1.5 je prikazan histerezni odziv vozlišča s T-elementi ob pasnicah [25]. Profila stebra in prečke sta enaka kot vozliščih na slikah 1.2 in 1.4. T-elementa sta bila načrtovana kot najšibkejši komponenti vozlišča, tako da ima vozlišče skoraj enako upogibno nosilnost kot prej obravnavani vozlišči. Na sliki 1.5 je prikazan tudi graf sila-pomik vijačenega T-elementa (levi) kot najšibkejše komponente vozlišča. Pričakovano je za porušitev vozlišča merodajno plastificiranje pasnic T-elementa. V plastificiranem delu pasnice T-elementa tik ob stojini se je v sredini pojavila razpoka, ki se je kasneje razširila po celotni dolžini pasnice T-elementa in povzročila njen prelom. Ustrezno načrtovani vijačeni T-elementi zagotavljajo razpoložljivo rotacijsko kapaciteto spoja precej nad vrednostmi, ki so običajno zahtevane od rušilnem potresu. Toda histerezne zanke niso stabilne, ampak preščipljene in se postopno večajo. Glavna prednost take tradicionalne oblike vozlišča je, da se vijačeni T-elementi lahko enostavno zamenjajo, torej jih lahko štejemo za histerezne dušilce v spoju. Po drugi strani pa je lahko podajnost vozlišča tako znatna, da jo je potrebno upoštevati pri načrtovanju konstrukcije in s tem nadzorovati podajnost konstrukcije.



Slika 1.5. Histerezni odziv moment – rotacija vozlišča z vijačenim T elementom ob pasnicah, ki je načrtovan kot najšibkejša komponenta vozlišča [25]

Iz zgornjega kratkega pregleda histereznih odzivov običajnih vozlišč steber-prečka lahko izpeljemo sledeče premisleke glede prednosti in slabosti običajnih vozlišč in spojev.

Običajna, polno nosilni vozlišča steber-prečka imajo običajno sledeče prednosti:

- območja sipanja energije predstavljajo krajišča prečk. Krajšča prečk zagotavljajo zadostno razpoložljivo rotacijsko kapaciteto, ki znatno presega priporočeno vrednost 0.035 rad, ki je običajno zahtevana za konstrukcije z visoko stopnjo duktilnosti. Sipanje v krajiščih prečke se zagotovi z omejitvijo razmerja med širino in debelino pločevin, ki sestavljajo prereze konstrukcijskih elementov;
- histerezne zanke so široke, njihova stabilnost pa je odvisna od upadanja nosilnosti, ki ga določa razmerje med širino in debelino pločevin, ki sestavljajo prereze konstrukcijskih elementov.

Glavne pomanjkljivosti so sledeče:

- območja sipanja energije so v primarnem konstrukcijskem sistemu, ki se zato med močnimi potresi poškoduje in je potreben sanacije;
- prečke, v katerih se je razvil plastični členek je težko popraviti oziroma zamenjati, sploh v primerjavi s popravilom drugih komponentami spoja (npr. vijačeni T-elementi);
- po močnih potresih konstrukcija ostane trajno deformirana izven navpičnice, kar pomeni veliko oviro za popravilo konstrukcije;
- med močnimi potresi nastanejo neposredne in posredne izgube.

Izpostavljene prednosti običajnih delno nosilnih vozlišč:

- če izključimo območje strižnega panela, so komponente sipanja običajno vezne pločevine, ki jih je razmeroma enostavno zamenjati (npr. T-elementi in kotniki);
- prečke, ki so del glavnega konstrukcijskega sistema, ostanejo v elastičnem območju;

Po drugi strani se pojavijo sledeče pomanjkljivosti:

- načrtovanje delno nosilnih vozlišč je zelo zahtevno, saj mora projektant upoštevati in nadzorovati ne le upogibno nosilnost vozlišča, ampak tudi togost in razpoložljivo rotacijsko kapaciteto vozlišča;
- plastificirane vezne elemente je treba popraviti ali zamenjati;
- po močnih potresih konstrukcija ostane trajno deformirana izven navpičnice, kar pomeni veliko oviro za popravilo konstrukcije ;
- med močnimi potresi nastanejo neposredne in posredne izgube.

1.3 PAMETNA VOZLIŠČA

Pametna vozlišča ponujajo rešitve mnogih pomanjkljivosti, ki jih med močnimi potresi izkazujejo običajna polno ali delno nosilna vozlišča. Pametna vozlišča so lahko zasnovani tako, da dosežejo enega ali več od naštetih ciljev:

- zagotovijo, da primarni konstrukcijski sistem ostane v elastičnem območju (kot pri delno nosilnih vozliščih, kjer prečke ostanejo nepoškodovane);
- sipajo vneseno energijo potresa v posebej načrtovanih komponentah, ki jih je po močnih potresih enostavno zamenjati;
- zmanjšajo trajne deformacije izven navpičnice, do katerih pride med močnimi potresi.

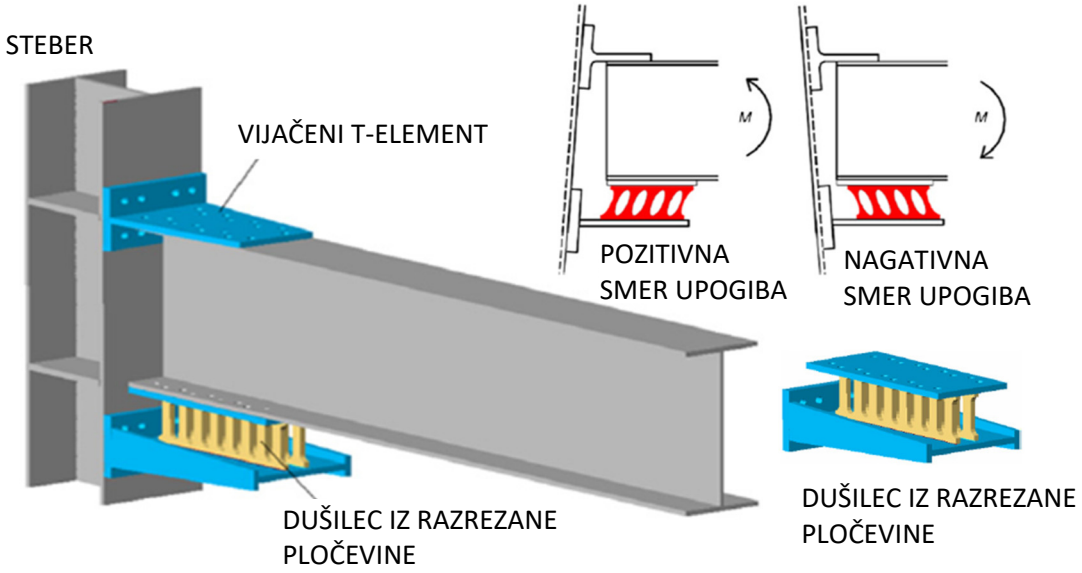
Da bi dosegli enega ali več zgoraj naštetih ciljev, so lahko pametna vozlišča načrtovana po sledečih pristopih:

- opremljanje vozlišča s potresnimi dušilci različnih vrst (histerezni dušilci, dušilci z iztiskanjem svinca, diagonale s preprečenim uklonom, dušilci na osnovi trenja, viskozni dušilci, dušilci iz zlitin z oblikovnim spominom);
- opremljanje vozlišč s sistemi s sposobnostjo samo-centriranja;
- opremljanje vozlišč s potresnimi dušilci in sistemi s sposobnostjo samo-centriranja.

V nadaljevanju je na kratko predstavljenih nekaj predlogov različnih tipov pametnih vozlišč.

1.3.1 *Pametna vozlišča s histereznimi dušilci*

Inovativno vozlišče z dušilci iz razrezane pločevine so razvili Oh et al. [28], ki zagotavlja ne le dobro potresno obnašanje, ampak je tudi hitro popravljiv po močnem potresu. Vozlišče steber-prečka je opremljeno s spojem z dušilcem iz razrezane pločevine na spodnji pasnici prečke (slika 1.6), kjer se razvijejo plastične deformacije. Središče vrtenja je na višini zgornje pasnice, ki je pritrjena na steber z vijačenim T elementom. Položaj središča vrtenja je izbran tako, da se prepreči poškodbe betonske plošče, ki običajno nalega na zgornjo pasnico prečke. Plastična in mejna upogibna nosilnost vozlišča je odvisna od plastične in mejne nosilnosti dušilca iz razrezane pločevine in dolžine ročice.



Slika 1.6. Vozlišče steber-prečka z dušilcem iz razrezane pločevine [28]

Plastična nosilnost dušilca iz razrezane pločevine, oznake so podane na sliki 1.7:

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

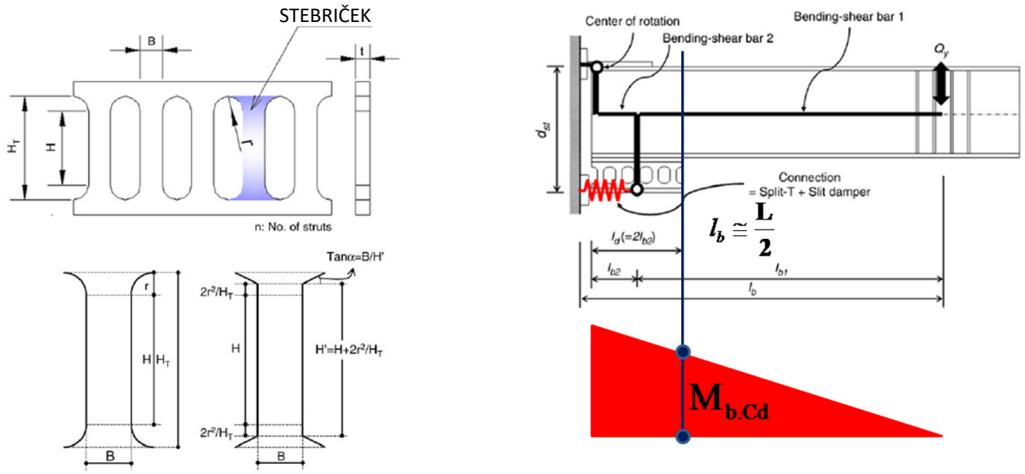
kjer je n število stebričkov v dušilcu iz razrezane pločevine, t je debelina, B širina stebrička, H' nadomestna višina in f_y napetost tečenja jekla. Mejna nosilnost je podana kot:

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

kjer je H_T celotna višina stebrička v dušilcu iz razrezane pločevine in f_u natezna trdnost jekla. Pomik pri začetku tečenja dušilca iz razrezane pločevine je podan kot:

$$\delta_y = \frac{1.5 P_y H_T}{n\, E\, t B}\left[\left(\frac{H'}{B}\right)^2 + 2.6\right] \tag{1.3}$$

kjer je E elastični modul jekla.



Slika 1.7. Kriteriji za načrtovanje spojev z dušilci iz razrezane pločevine

Ker je cilj pametnih spojev preprečiti plastifikacijo priključenih prečk, lahko z uporabo principa načrtovanja nosilnosti na nivoju komponent spoja izpeljemo zahteve za načrtovanje. Po principu morajo biti komponente, ki ne sipajo, načrtovane na največje plastične obremenitve (z upoštevanjem utrjevanja), ki so jih sipajoče komponente sposobne prenesti. V tem primeru je sipajoča komponenta dušilec iz razrezane pločevine, ki ima mejno nosilnost podano v enačbi (1.2). Upogibni moment, ki ustreza nosilnosti dušilca iz razrezane pločevine je podan z (slika 1.7):

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

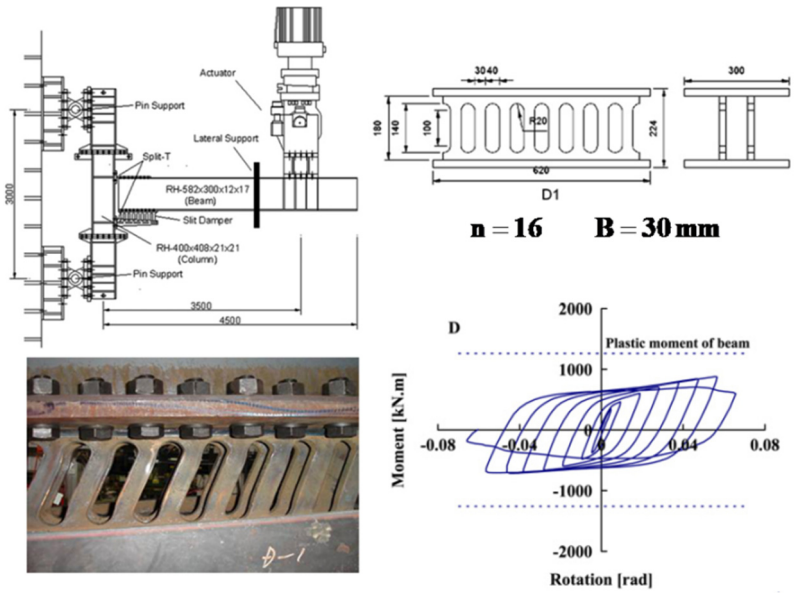
Torej mora prerez prečke, tj. glavno območje, kjer je treba preprečiti plastifikacijo, ustrezati naslednji zahtevi za načrtovanje nosilnosti:

$$\mathrm{M_{b.Cd}} \le \mathrm{M_{b.Rd}}\,, \tag{1.5}$$

kjer je $\mathrm{M_{b,Rd}}$ projektna upogibna nosilnost prečke.

Načrtovanje prereza prečke z upoštevanjem enačb (1.2), (1.4) in (1.5) zagotavlja, da se prečka ne plastificira. Da se zagotovi koncentracijo sipanja energije le v dušilcu z razrezano pločevino, morajo biti tudi vse ostale komponente spoja načrtovane z uporabo drugega principa načrtovanja nosilnosti. Tako mora biti T-element na višini zgornje pasnice načrtovan da prenese silo P_u. Podobno moramo preveriti stojino stebra v prečnem tlaku, nategu ter strigu z upoštevanjem največje sile P_u, ki jo še prenese dušilec iz razrezane pločevine.

Spoji opremljeni z dušilci iz razrezane pločevine, ki so posebej načrtovani z zadostnim razpoložljivim pomikom in sipanjem energije, zagotavljajo stabilne histerezne zanke (slika 1.8) in preprečuje plastifikacijo priključene prečke. Razpolagajo z rotacijsko kapaciteto nad priporočeno vrednostjo, ki je zahtevana v predpisih.

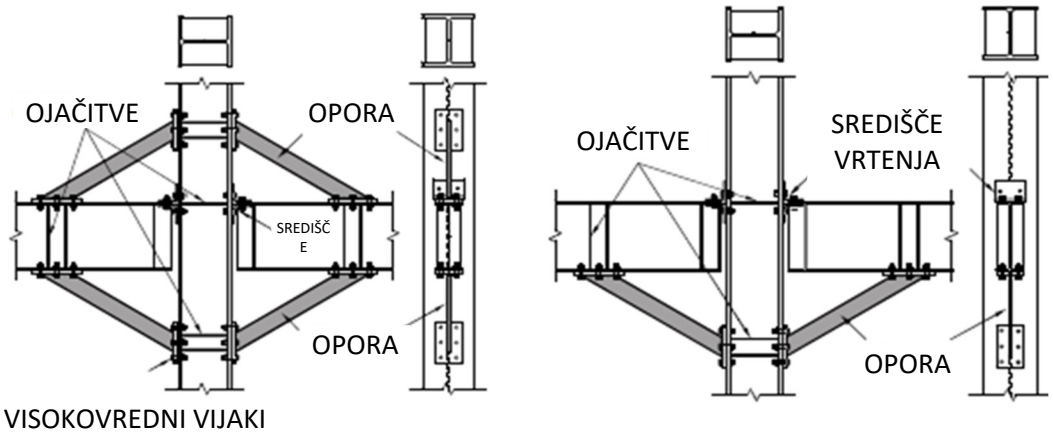


Slika 1.8. Rezultati testa vozlišča z dušilcem iz razrezane pločevine

Rezultati preizkusov [28] kažejo, da imajo pravilno načrtovana vozlišča z dušilci iz razrezane pločevine odličen odziv na ciklično obremenjevanje. Poleg tega se sipanje energije in plastične deformacije koncentrirajo le v dušilcu iz razrezane pločevine, medtem ko je neelastično obnašanje stebrov in prečk preprečeno z ustreznim načrtovanjem nosilnosti.

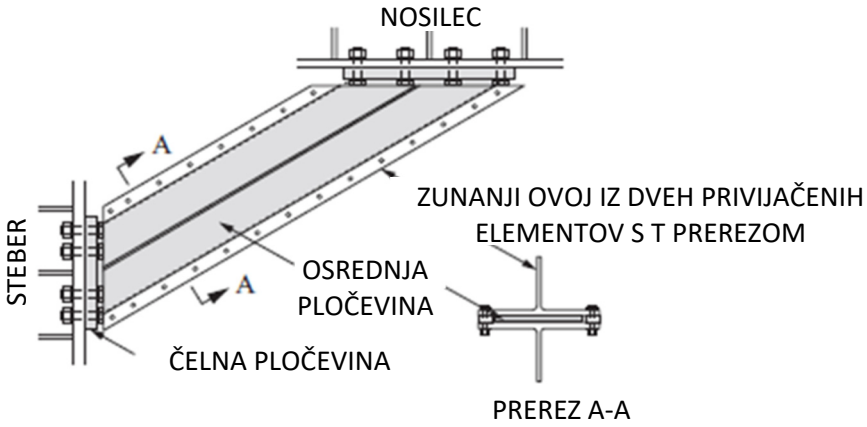
1.3.2 *Pametna vozlišča z oporami s preprečenim uklonom*

Diagonale s preprečenim uklonom so sestavljene iz osrednje pločevine, ki prenaša nateg in tlak ter predstavlja sipalno komponento. Uklon osrednje pločevine v tlaku se prepreči s pravilno načrtovanim zunanjim ovojem. Zato lahko diagonale s preprečenim uklonom štejemo za posebno vrsto histereznih dušilcev, ki se običajno uporabljajo kot centrična povezja v okvirih. Takoj, ko pa so prepoznani kot vrsta histereznih dušilcev, je očitno, da se jih da uporabiti tudi v drugih oblikah konstrukcij. Na sliki 1.9 sta prikazani dve konfiguraciji vozlišč steber-prečka, ki sta opremljeni s to vrsto histereznih dušilcev [29].



Slika 1.9. Vozlišče steber-prečka z oporami s preprečenim uklonom [29]

V prvi konfiguraciji se diagonale s preprečenim uklonom uporabijo kot opore privijačene na zgornjo in spodnjo pasnico, v drugi pa sta opori pritrjeni le na spodnjo pasnico. V obeh primerih je zgornja pasnica prečke privijačena na steber preko T elementa. Na tem mestu se vzpostavi središče vrtenja.



Slika 1.10. Detajl jeklene opore s preprečenim uklonom, ki služi kot histerezni dušilec [29]

Histerezni dušilec je sestavljen iz osrednje pločevine, ki ji uklon preprečuje zunanji ovoj iz dveh privijačenih elementov s T-prerezom (nožnica). Zato je dušilec, ki ga predstavlja opora s preprečenim uklonom, »popolnoma jeklen« (slika 1.10).

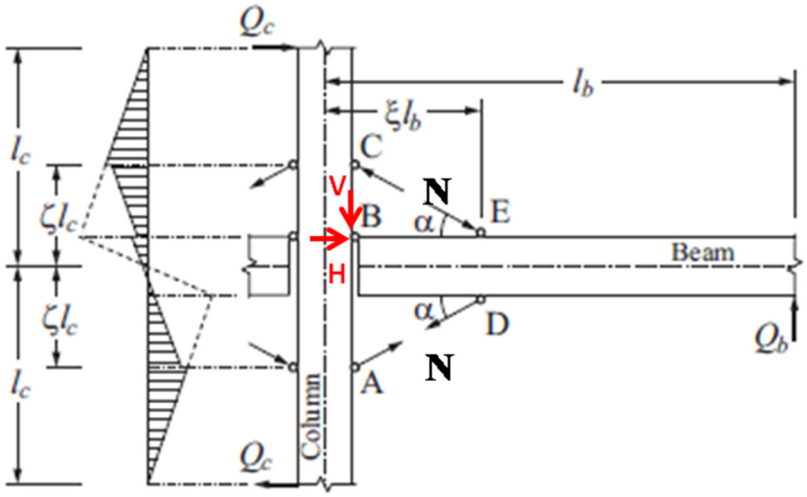
Osnovni cilj pametnih vozlišč je preprečitev plastifikacije prečk in koncentracija sipanja energije v potresnih dušilcih. Zato mora tudi v tem primeru načrtovanje konstrukcijskih detajlov sloneti na uporabi principov načrtovanja nosilnosti na nivoju komponent vozlišča. Najprej se upošteva pogoj plastifikacije osrednje pločevine $N = N_y$, iz tega pa lahko ocenimo strižno silo v prečki

$Q_b = Q_{bp}$, ki privede do plastifikacije (slika 1.11). Na primer, v primeru priključevanja opor na spodnji in zgornji pasnici, iz ravnotežnega pogoja navpičnih sil dobimo:

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

Iz ravnotežnega pogoja vsote vodoravnih sil dobimo H = 0 in iz ravnotežnega pogoja momentov okoli središča vrtenja B:

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



Slika 1.11. Razporeditev sil v spoju steber-prečka z dvojno oporo s preprečenim uklonom [29]

Če upoštevamo veljavo:

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

se strižno silo v prečki, ki privede do plastifikacije osrednje pločevine izračuna kot:

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

Največji upogibni moment v prečki, ki se pojavi ob plastifikaciji osrednje pločevine opore, se pojavi v prerezu ED. Skladno s principom načrtovanja nosilnosti, se izračuna z:

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

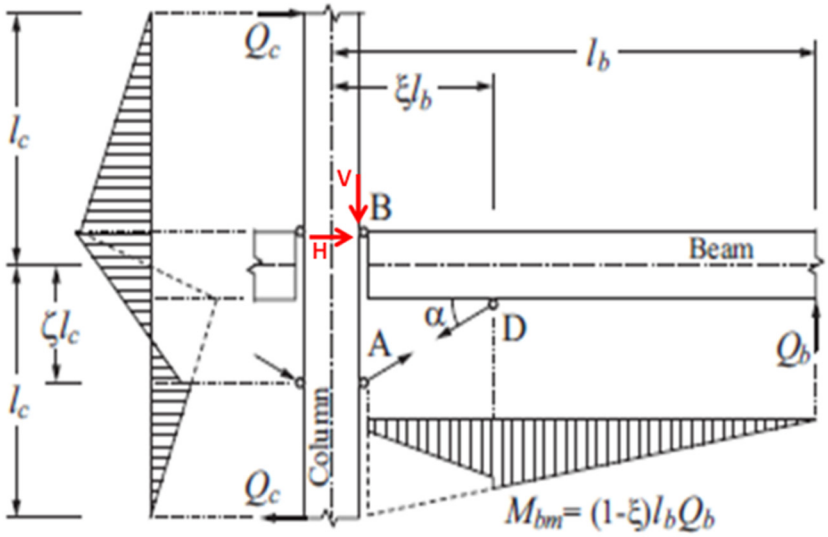
Da se prepreči plastifikacijo v prečki, mora biti zadoščeno naslednjemu pogoju:

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

Iz enačb (1.11) in (1.10) dobimo zahtevo za načrtovanje nosilnosti osrednje pločevine. Če torej poznamo prerez prečke, je enačba za ploščino osrednje pločevine:

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

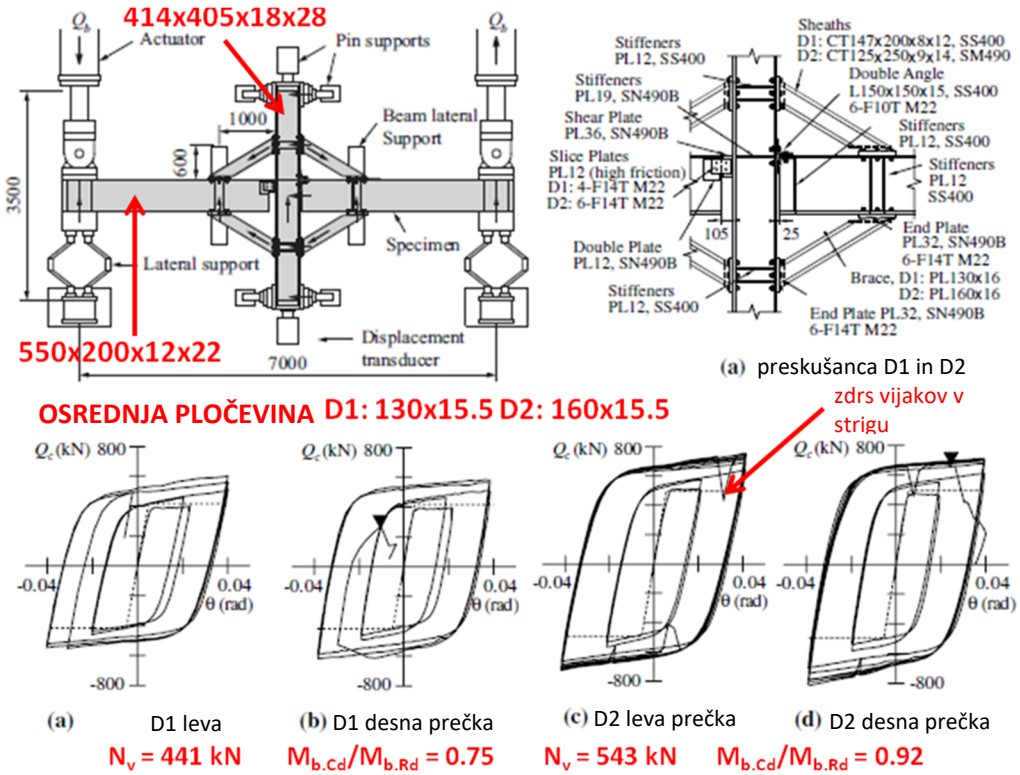
S tako določenimi dimenzijami osrednje pločevine preprečimo plastifikacijo prečke. Nato se vse ostale komponente vozlišča načrtujemo z upoštevanjem največjih sil, ki se pojavijo ob plastifikaciji osrednje pločevine, tj. ko velja $N = N_y$.



Slika 1.12. Razporeditev sil v vozlišču steber-prečka z oporo s preprečenim uklonom [29]

Ko isti postopek uporabimo za primer vozlišča steber-prečka z oporami s preprečenim uklonom nameščenimi samo pod prečko (slika 1.12), dobimo naslednjo enačbo za ploščino osrednje pločevine opore:

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



Slika 1.13. Histerezni odziv moment-rotacija vozlišča z dvojno oporo s preprečenim uklonom [29]

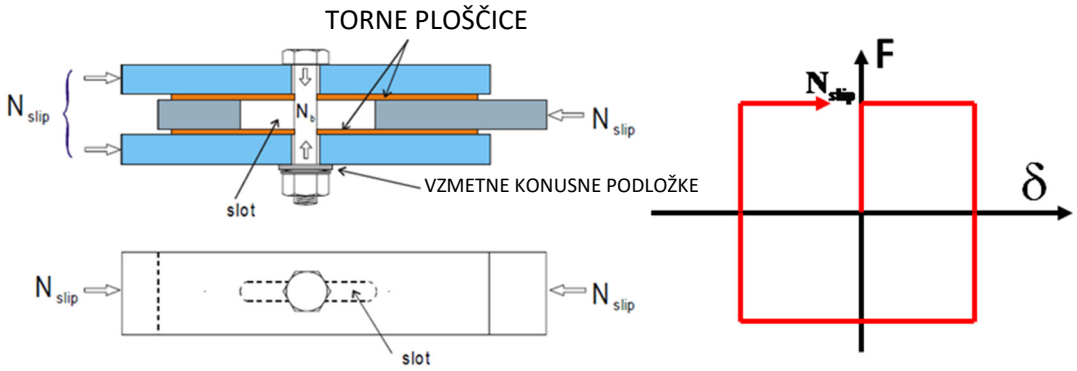
Rezultati preizkusov [29] kažejo, da imajo pravilno načrtovana vozlišča z oporami s preprečenim uklonom, ki delujejo kot histerezni nosilci, odličen odziv na ciklično obremenjevanje (slika 1.13). Poleg tega se sipanje energije in plastične deformacije koncentrirajo le v oporah, medtem ko je neelastično obnašanje stebrov in prečk preprečeno z ustreznim načrtovanjem nosilnosti.

1.3.3 *Pametna vozlišča z dušilci na osnovi trenja*

Čeprav sta že Popov in Yang [30] leta 1995 prvič predlagala uporabo spojev steber-prečka opremljenih z dušilci na osnovi trenja, so se raziskave na to temo začele šele nedavno, večinoma na Novi Zelandiji [31-35]. Tam so jih prvič uporabili v naselju "Te Puni Village Buildings" [36] in kasneje tudi v Italiji [9, 10, 37-39].

Trenutno sta za opremljanje vozlišč steber-prečka predlagani dve kategoriji dušilcev na osnovi trenja: i) dušilci temelječi na simetričnih tornih stikih (STS) in ii) dušilci temelječi na nesimetričnih tornih stikih (ATS).

Simetrični torni stiki so običajno sestavljeni iz dveh zunanjih pločevin z običajnimi luknjami in notranjo pločevino, ki ima luknje podaljšane v smeri obtežbe. Pločevine med seboj povezuje prednapeti vijak. Med pločevine so vstavljene torne ploščice (slika 1.14), ki so lahko iz različnih materialov s primernimi lastnostmi, ali pa primerno prevlečene jeklene pločevine. V obeh primerih mora imeti izbrani material primeren količnik trenja. Prav tako mora zagotavljati odpornost na obrabo, da se prepreči izguba sile prednapetja v vijakih [40, 42]. Običajne podložke se pogosto nadomestijo z vzmetnimi konusnimi podložkami, da se zmanjša izgube sile prednapetja v vijakih.



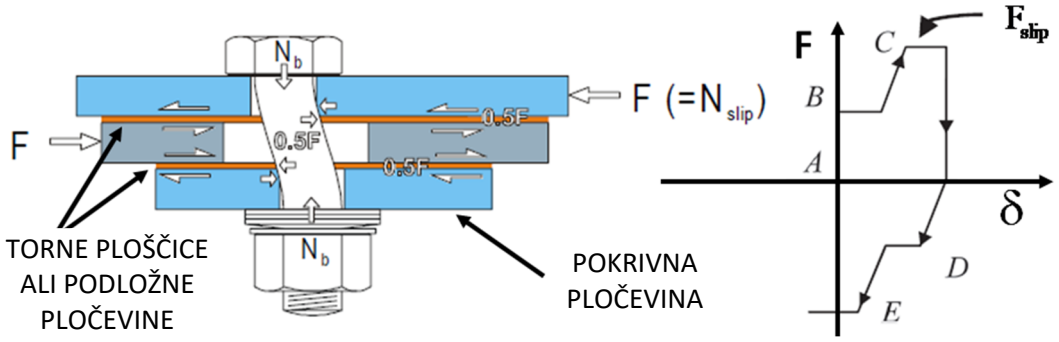
Slika 1.14. Koncept in idealiziran odziv sila-pomik simetričnega tornega stika

Idealiziran odziv sila-pomik simetričnega tornega stika, se ujema z idealno togim – popolnoma plastičnim modelom, kjer plato predstavlja torno nosilnost stika, ki se jo izračuna kot:

$$N_{slip} = n_b n_s \mu N_b \qquad (1.14)$$

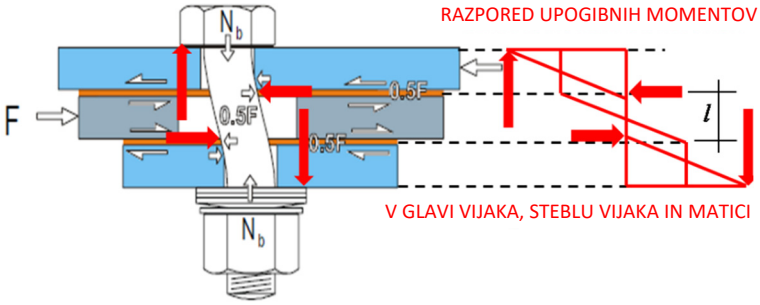
kjer je n_b število vijakov, n_s število strižnih ravnin, μ količnik trenja in N_b sila prednapetja v vijaku.

Tudi nesimetrični torni stiki (slika 1.15) so sestav dveh zunanjih pločevin z običajnimi luknjami, notranjo pločevino s podaljšanimi luknjami v smeri obtežbe in prednapetega vijaka. Toda obtežba se prenaša samo preko ene zunanje pločevine. Druga zunanja pločevina, imenovana pokrivna pločevina ne prenaša obtežbe. Med pločevinami so vstavljene še podložne pločevine ali torne ploščice.



Slika 1.15. Koncept in idealiziran odziv sila-pomik nesimetričnega tornega stika

V nesimetričnem tornem stiku sta dve drsni ravnini: i) stik med zgornjo zunanjo pločevino, ki prenaša obremenitev in torno ploščico in ii) stik med spodnjo ploščico in notranjo pločevino. Idealiziran odziv sila-pomik nesimetričnega tornega stika je določen z dvema nivojema drsnega upora. Ko potresna zahteva preseže torno nosilnost nesimetričnega tornega stika, najprej zdrsne prvi stik s torno nosilnostjo B, pri nadaljnjem višanju potresne zahteve zdrsne še drugi stik, kar predstavlja torno nosilnost C. V tej točki je vijak dvojno ukrivljen, na sliki 1.16 pa je prikazan diagram upogibnih momentov po osi vijaka. Pri obratu obremenitve zdrsne najprej prvi stik (D), nato sledi še zdrs v drugem stiku (E).



Slika 1.16. Obnašanje stebla vijaka pri dvojni ukrivljenosti

Največji moment v steblu vijaka je:

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

Projektna upogibna nosilnost stebla vijaka, zmanjšana zaradi sile prednapetja v vijaku se izračuna kot:

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

Projektna strižna nosilnost vijaka se izračuna kot:

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

Ker je vijak obremenjen hkrati v upogibu in strigu, je potrebno upoštevati interakcijo M-V z uporabo sledeče enačbe:

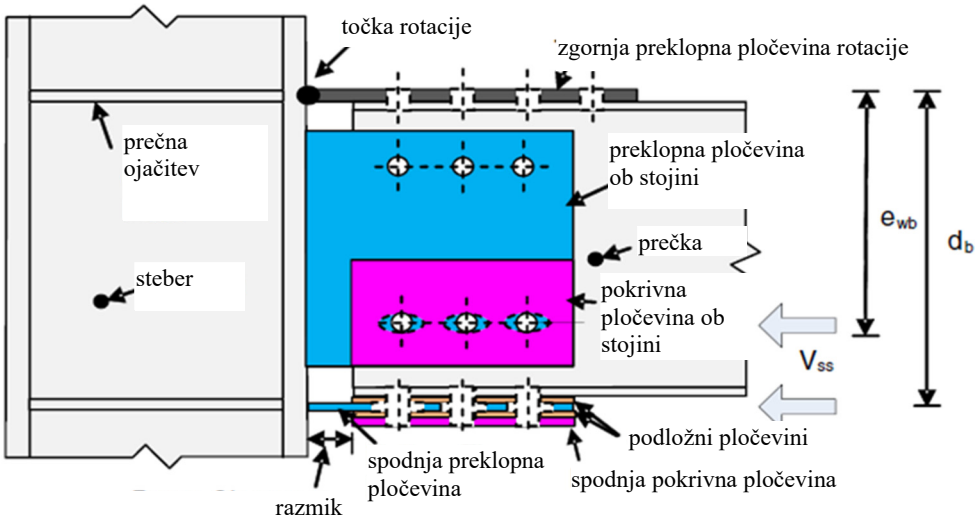
$$\frac{M}{M_{bolt.Rd}} + \frac{V}{V_{bolt.Rd}} = 1 \tag{1.18}$$

Ko, upoštevajoč $V = \mu N$, rešimo sitem enačb (1.15-1.18) za *N*, dobimo torno nosilnost enega vijaka kot:

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

Glavna pomanjkljivost nesimetričnih tornih stikov v primerjavi s simetričnimi tornimi stiki je interakcija M-N-V v steblu vijaka, ki vodi do zmanjšanja sile trenja. Vrednost N, ki ustreza pogoju plastifikacije vijaka je manj kot N_b. Zato so nesimetrični torni stiki sposobni prenašati manjše obremenitve kot simetrični torni stiki. Avtorji nesimetričnih tornih stikov trdijo, da imajo nesimetrični torni stiki učinke samo-centriranja zaradi oblike histerezne zanke.

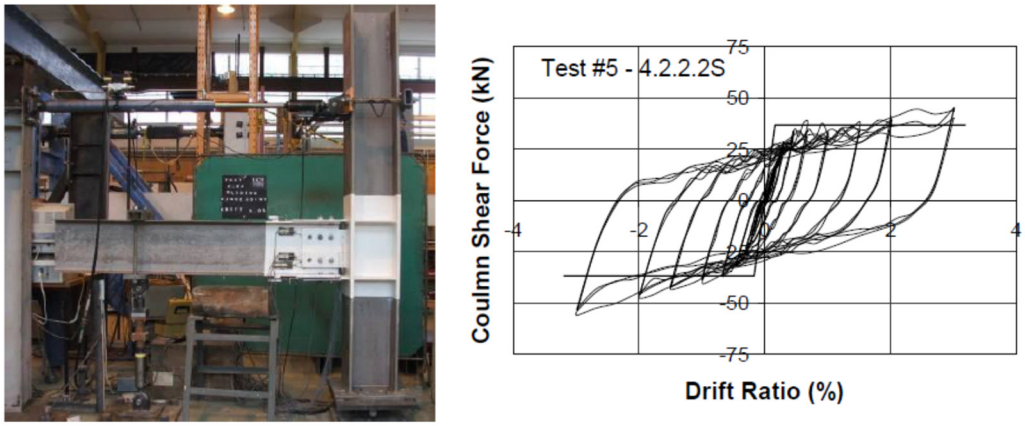
Spoji steber-prečka opremljena z nesimetričnimi tornimi stiki imenujemo tudi spoji z drsnim členkom (slika 1.17) [31-35]. Krajišče prečke je postavljeno tako, da ostane razmik med prečko in stebrom. Zgornja pasnica prečke je privijačena na zgornjo preklopno pločevino, ki je privarjena na steber. Središče vrtenja se vzpostavi v zvaru preklopne pločevine s pasnico stebra. Položaj središča vrtenja je izbran tako, da se zmanjšajo poškodbe v betonski plošči. Strižno silo v prečki prevzamejo zgornji vijaki in preklopna pločevina ob stojini, ki je privarjena na steber. Spodnji vijaki v isti pločevini imajo podaljšane luknje v vodoravni smeri, tako da so omogočeni znatni zasuki prečke relativno na rob stebra. Med spodnjo pasnico prečke in robom stebra je zagotovljen razmik, ki omogoča relativne zasuke, pričakovane med močnimi potresi. Pod spodnjo preklopno pločevino je spodnja pokrivna pločevina, ki je plavajoča, saj nima stika s preostalim spojem razen preko vijakov. Na podoben način je privijačena pokrivna pločevina ob stojini, ki stoji na zunanji stran stojine prečke. Med vsemi stiki, kjer se pričakujejo zdrsi, so postavljene podložne pločevine izdelane iz medenine ali drugih materialov. Te pločevine imajo običajne luknje tako, da podložna pločevina drsi v stiku s spodnjo preklopno pločevino ali preklopno pločevino ob stojini prečke.



Slika 1.17. Spoj s tornim dušilcem ob spodnji pasnici [36, 43]

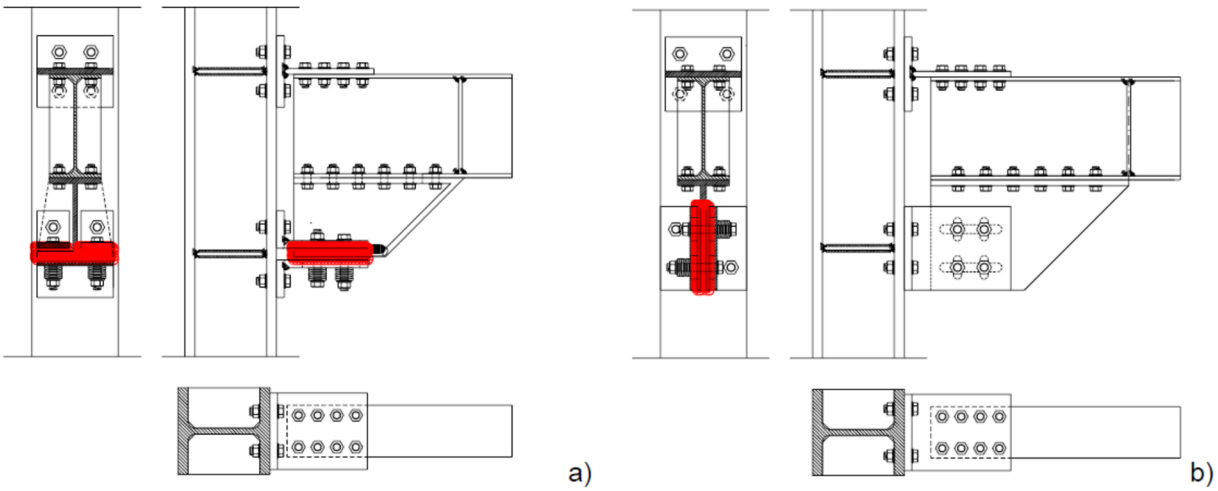
Ciklično obnašanje vozlišča z drsnim členkom opremljenega z asimetričnim tornim stikom je prikazano na sliki 1.18. Histerezna zanka nima oblike pričakovane za običajno torno napravo (tj. pravokotnik), ampak izgleda kot razmazana izvedba le te.

Avtorji to tipologijo spoja uvrščajo med spoje z nizkimi poškodbami, saj je plastifikacija omejena na razvoj linije tečenja v zgornji in spodnji preklopni pločevini, ki sta privarjeni na pasnico stebra in na plastifikacijo vijakov zaradi M-N-V interakcije, ki se običajno pojavi v nesimetričnih tornih spojih. Zato je treba po močnih potresih zamenjati vijake v stiku.



Slika 1.18. Ciklično obnašanje vozlišča s tornim dušilcem ob spodnji pasnici [43]

Eksperimentalna analiza velikega števila vozlišč steber-prečka opremljenih s simetričnimi tornimi stiki je bila izvedena na univerzi v Salernu v okviru evropskega raziskovalnega projekta RFCS FREEDAM [44]. Vozlišče vključuje torni dušilec, ki se ga v celoti izdela v delavnici. Tako je zagotovljena najvišja kontrola momenta privijanja vijakov in posledično sile prednapetja v vijakih, ki določa drsno nosilnost. Nato se v delavnici sestavljen torni dušilec na gradbišču privijači na pasnico stebra in na pasnico prečke. Torni dušilec tudi poveča ročico in tako poveča upogibni moment, ki povzroči zdrse v dušilcu (slika 1.19). Eksperimentalni program, ki je privedel do razvoja tornega dušilca, je predstavljen v poglavju 2, medtem ko je preizkušanje vozlišč steber-prečka predstavljeno v poglavju 3.



Slika 1.19. Konfiguracija vozlišča s horizontalno (a) in vertikalno (b) postavljenim tornim dušilcem

Preizkušenih je bilo osem enostranskih vozlišč steber-prečka. Glavni cilj preizkusov je bila potrditev postopka za načrtovanje vozlišča razvitega v okviru projekta in ocena vozlišča v smislu sposobnosti sipanja energije in preprečevanja poškodb.

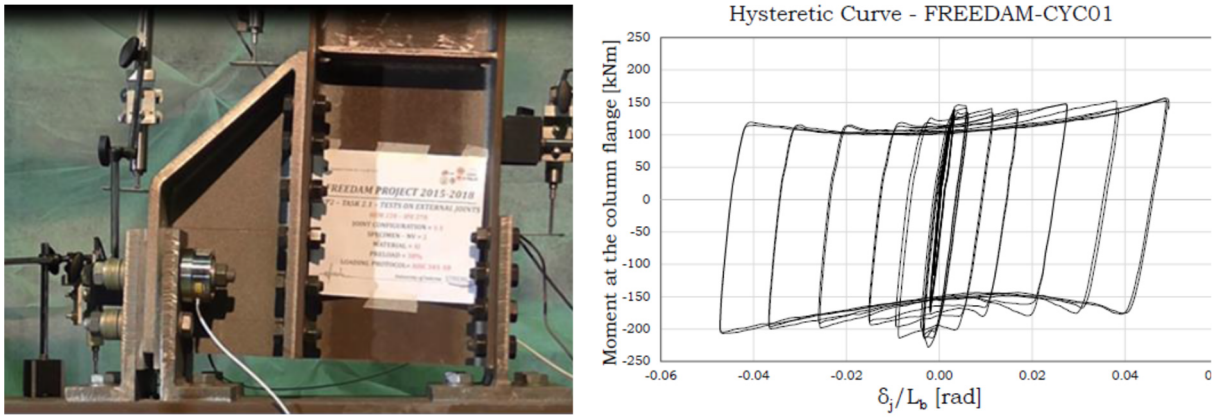
Preizkusi so obsegali osem vozlišč steber-prečka, z dvema velikostma prečke (IPE 270 in IPE 450) in dvema položajema tornega dušilca (vodoravna in navpična postavitev), s katerimi so bili opremljeni spoji (slika 1.19). Za vsak primer postavitve se je preizkus izvedel dvakrat, enkrat s konusnimi vzmetnimi podložkami in drugič z običajnimi ploščatimi podložkami [44, 45].

Vsa vozlišča so bila načrtovana skladno s komponentno metodo po EN 1993-1-8, z izjemo komponent, ki jih EN 1993-1-8 ne podaja, kot na primer torni dušilec. Za torni dušilec so uporabili model, razvit na podlagi testov, izvedenih posebej za ta primer. Postopek načrtovanja vozlišča steber-prečka opremljenega z FREEDAM dušilci je predstavljen v poglavju 7, ki se nahaja v II delu (»Priročnik za projektiranje«).

Na sliki 1.20 je prikazan primer testa vozlišča steber-prečka s horizontalno postavljenim tornim dušilcem. Ciklično obnašanje vozlišča prikazuje diagram med upogibnim momentom izvrednotenim na pasnici stebra in zasukom spoja. Oblika histerezne zanke se razlikuje od oblike zanke za torni dušilec (npr. slika 1.14). Razliko povzroči upogib stojine T-elementa in upogib kotnikov, prvijačenih na pasnico stebra, ki nastane zaradi zasuka prečke. Zasuk pa poveča pritiske v tornem stiku, kar se na sliki 1.20 kaže kot prirastek upogibne odpornosti pri povečevanju zasuka.

Pri rotaciji prečke se stojina T-elementa in daljša kraka kotnikov nekoliko plastificirajo. Spoj se lahko enostavno prilagodi katerikoli željeni vrednosti zasuka z ustreznim načrtovanjem dolžine podaljšanih lukenj, ki pogojujejo hod tornih dušilcev.

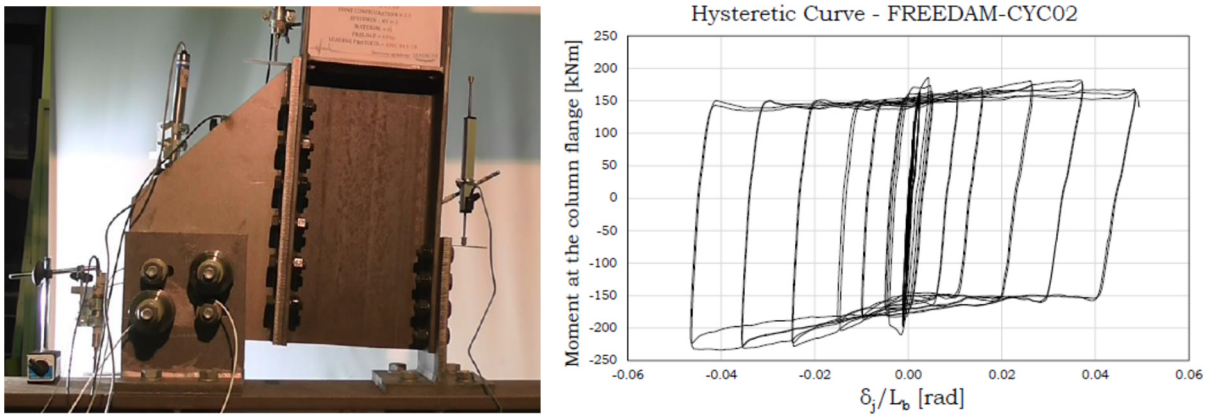
Vozlišče steber-prečka z vertikalno postavljenim tornim dušilcem je bil zasnovan tako, da so pritiski v tornem stiku neodvisni od zasuka. S tem dosežemo obliko histerezne zanke, ki je bolj podobna tisti na sliki 1.14. Prav tako se dušilec izdela v delavnici in nato privijači na pasnico stebra in pasnico prečke.



Slika 1.20. Test vozlišča s horizontalno postavljenim tornim dušilcem

Na sliki 1.21 je prikazan primer testa vozlišča steber-prečka z vertikalno postavljenim tornim dušilcem. Ciklično obnašanje vozlišča prikazuje diagram med upogibnim momentom izvrednotenim na pasnici stebra, in zasukom vozlišča. Oblika histerezne zanke je zelo blizu idealizirane, pravokotne oblike. Stabilnost zank je odlična, z majhno degradacijo torne nosilnosti kot posledico obrabe tornih ploščic, ko imajo posebno prevleko projektirano za ta namen [44].

Pri rotaciji prečke se stojina T-elementa ob vrtišču nekoliko plastificira. Središče vrtenja spoja se nahaja na višini zgornje pasnice, ki podpira betonsko ploščo. S tako izbiro središča vrtenja se preprečijo poškodbe v betonski plošči.

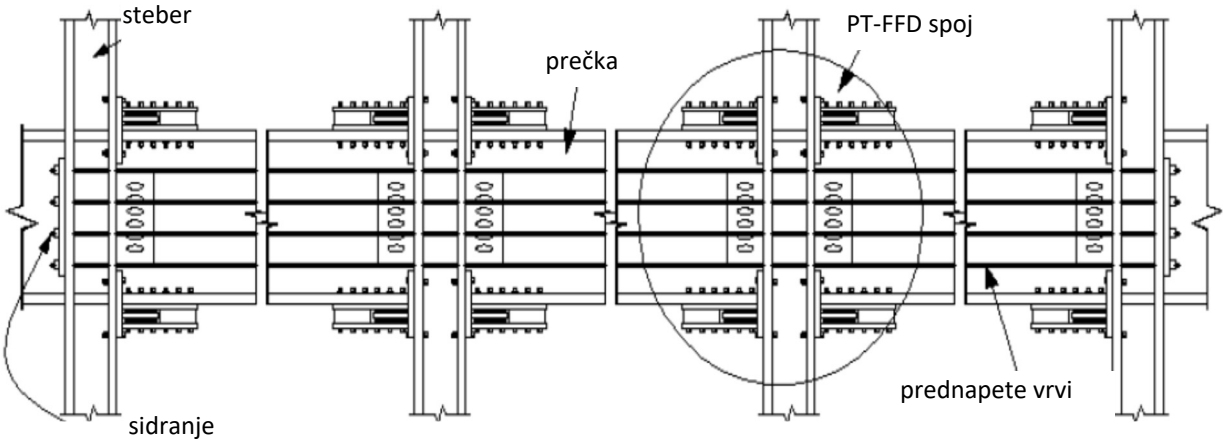


Slika 1.21. Test vozlišča z vertikalno postavljenim tornim dušilcem

1.4 VOZLIŠČA S SPOSOBNOSTJO SAMO-CENTRIRANJA

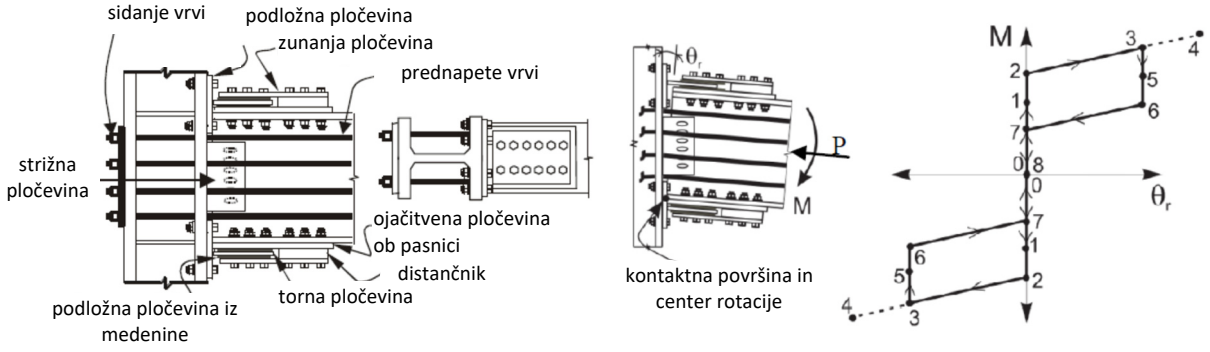
V literaturi so bili pred kratkim predlagana vozlišča, ki imajo v momentnih okvirih sposobnost samo-centriranja in sposobnost sipanja energije (Self Centering – Dissipative Connections ali SC-DC) [46-54]. Sistem samo-centriranja z uporabo prednapetih jeklenih vrvi je združen spojem s sposobnostjo sipanja. Čeprav so raziskovalci predlagali spoje SC-DC s histereznimi ali tornimi dušilci, so spoji SC-DC načeloma lahko opremljeni s katerokoli vrsto pasivnega dušilca.

Slika 1.22 prikazuje primer vozlišč s sposobnostjo samo-centriranja, opremljena s pasivnimi tornimi dušilci. Sistem s sposobnostjo samo-centriranja je običajno sestavljen iz prednapetih jeklenih vrvi z visoko mejo tečenja, napeljanih skozi stebre vzporedno s prečkami čez več razponov. Te vrvi so sidrane na zunanjo stran vozlišč, kot je prikazano na sliki 1.23. Vrvi se prednapne po namestitvi tornih dušilcev. Zaradi začetne sile prednapetja so pasnice prečke stisnjene ob pasnice stebra. Prezgodnje tečenje ali izbočenje pasnic prečke zaradi previsokih tlakov, ki jih povzroči kombinacija prednapetja in upogiba, se prepreči z ojačitvenimi pločevinami ob pasnicah prečk. Te pločevine so običajno privarjene na zunanji rob pasnice prečke. Med pasnico stebra in pasnico prečke se vstavi podložno pločevino, tako da so samo pasnice prečke in podložne pločevine v stiku s stebrom. Tako se ohrani dober stik med pasnicami prečke in licem stebra, ki obenem ščiti stojino prečke pred tečenjem zaradi kontaktnih pritiskov.



Slika 1.22. Vozlišča s sposobnostjo samo-centriranja opremljeni s tornim dušilcem [48, 54]

Torne naprave so nameščene na pasnicah prečke. Sestavljene so iz notranje pločevine (torna pločevina), vstavljene med dve medeninasti podložni torni pločevini. Torni oblogi sta v stiku z notranjo pločevino ali z ojačitveno pločevino ob pasnici prečke ali z zunanjo pločevino. Vse pločevine so privijačene na pasnico prečke. Podaljšane luknje v notranji pločevini omogočajo hod tornega dušilca med odpiranjem in zapiranjem spoja. Zaradi zasukov prečke se ustvarja trenje, ko pasnici prečke in zunanji pločevini drsajo ob notranjo pločevino. Vrtišče se nahaja v višini ojačitvenih pločevin. Za prevzem strižnih sil skrbi strižna pločevina s podaljšanimi luknjami, ki je privijačena na stojino prečke in privarjena na pasnico stebra.



Slika 1.23. Komponente spoja s tornim dušilcem (levo) in njegovo obnašanje pri ciklični obremenitvi (desno) [48, 54]

Odziv moment-zasuk takega spoja pri ciklični obremenitvi je shematično prikazan na sliki 1.23. Značilnost odziva je odpiranje in zapiranje stika med stebrom in prečko. Celotno upogibno nosilnost vozlišča sestavljajo upogibna nosilnost zaradi sile prednapetja v vrveh, sile trenja in dodatne sile v vrveh zaradi upogiba prečke. Sili trenja delujeta v središčih ojačitvenih pločevin.

Na začetku se spoj obnaša kot tog spoj. Zato je relativni zasuk v spoju je enak nič (točke od 0 do 2 na sliki 1.23). Ko moment zaradi začetnega prednapetja vrvi doseže upogibno nosilnost, se stik med prečko in stebrom razbremeni (dekompresija stika). Moment v tej točki (1) imenujemo dekompresijski moment. Moment se med točko 1 in točko 2 povečuje, sila trenja v tornih dušilcih pa preprečuje relativni zasuk prečke. V točki 1 je sila trenja nična in se postopoma povečuje do največje vrednosti v točki 2. V točki 2 se pričnejo zasuki spoja.

Ko se stik odpre, elastična nosilnost prednapetih vrvi zagotavlja preostalo togost spoja. V tej fazi dodatna deformacija vrvi poskrbi za silo, ki prispeva k upogibni nosilnosti spoja. Vrvi se lahko

v točki 4 plastificirajo. Pri razbremenitvi s pričetkom v točki 3, relativni zasuk spoja ostane nespremenjen. V točki 5 je sila trenja zopet enaka nič. Med 5 in 6 sila trenja spremeni predznak in se postopoma veča do največje vrednosti v točki 6. Med 6 in 7 se prečka vrti dokler se zgornja pasnica ne dotakne podložne pločevine, vendar se kontaktni tlaki še ne razvijejo. Med 7 in 8 se sila trenja zmanjšuje, ko pasnica prečke pritiska na podložno pločevino, v 8 je moment enak nič. Obremenjevanje v nasprotno smer bo dalo podobno obnašanje spoja v obratni smeri kot opisano in je prikazano na sliki 1.23.

Sposobnost samo-centriranja dosežemo z ohranjanjem vrvi v elastičnem območju. Poleg tega moramo z ojačitvenimi pločevinami ob pasnicah prečk preprečiti tečenje pasnic prečk. Če sta ta pogoja izpolnjena, se sila prednapetja ohrani in spoj ohrani sposobnost samo-centriranja. S tem se relativni zasuk spoja vrne na nič, ko se moment v spoju zmanjša na običajno vrednost in konstrukcija se vrne v vertikalni položaj, ki ga je imela pred potresom. Z ustreznim načrtovanjem je potrebno poskrbeti tudi za preprečitev tečenja stebrov med potresom. Za obnašanje spoja pri ciklični obremenitvi je značilna histerezna zanka v obliki zastave, kjer je sposobnost sipanja energije povezana s silo trenja razvito med tornimi površinami.

1.5 LITERATURA

[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

POGLAVJE 2

RAZVOJ DUŠILCEV FREEDAM

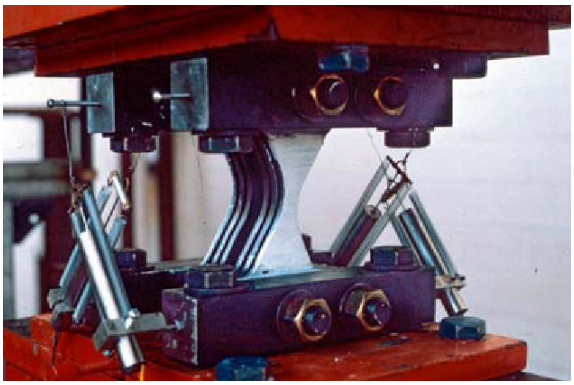
2.1 UVOD

Razvoj naprav za načrtovano dodatno dušenje se je začel na Novi Zelandiji okoli leta 1970, zahvaljujoč izboljšanemu razumevanju potresnega odziva konstrukcij temelječega na fizikalni razlagi dinamike konstrukcij na osnovi ravnotežja energije [1]-[4]. Kot je že bilo omenjeno, se vnesena energija potresa običajno pretvori v kinetično energijo, viskozno in histerezno dušenje ter elastično deformacijsko energijo. Dodajanje naprav za pasivno dodatno dušenje v določenih točkah v konstrukciji, spremeni lastnosti le-te, bolj natančno, spremeni ravnotežje energij med potresom ter tako zagotavlja prednosti v smislu zmanjšanja poškodb in nagiba konstrukcije. Maksimiranje sipanja energije v točno določenih varovalkah z uporabo ustreznih pristopov k načrtovanju omogoča popravilo konstrukcije v primeru močnih potresov, saj je potrebno zamenjati samo poškodovane naprave. Zaradi teh prednosti so akademiki in projektanti v zadnjih desetletjih napravam razvili večje število naprav za sipanje energije [5]-[10]. Mnogi od teh sistemov so bili vgrajeni v obstoječe, nove stavbe in mostove po vsem svetu (slike 2.1-2.4).

Slika 2.1. Viskozni dušilci vgrajeni na mostu Rion-Antirion (Grčija) - (avtor: FIPMEC srl)

Slika 2.2. Diagonale s preprečenim uklonom vgrajene v prefabricirani AB konstrukciji v Anconi (Italija) - (avtor: FIPMEC srl)

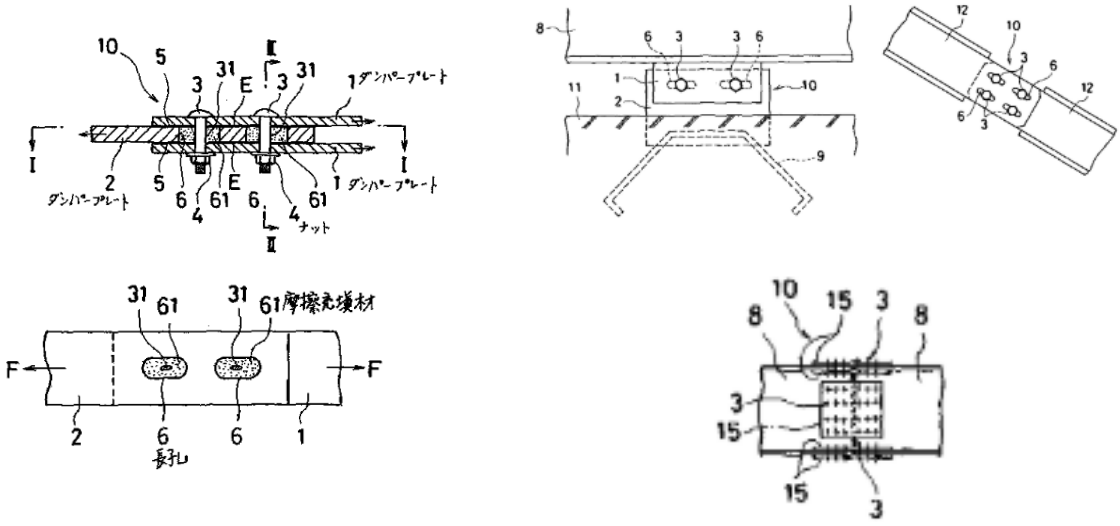
V splošnem razdelimo pasivne sisteme za sipanje energije v tri kategorije: ***i) aktivirani s pomiki; ii) aktivirani s hitrostjo; iii) aktivirani z gibanjem.*** Prva kategorija vsebuje naprave, ki sipajo energijo zaradi medsebojnih pomikov med dvema točkama v konstrukciji. Ti dušilci imajo značilnosti, ki niso odvisne od frekvence nihanja in proizvajajo sile, ki so usklajene s silami v konstrukciji. Tipičen primer sistema v tej kategoriji so vse vrste dušilcev na osnovi tečenja kovine. Druga kategorija vsebuje naprave, ki sipajo energijo potresa zaradi medsebojnih hitrosti med dvema povezanima točkama v konstrukciji. Značilnosti teh dušilcev so odvisne od frekvence potresa. Največje vzbujene sile v dušilcih običajno niso usklajene z odzivom konstrukcije. To pomeni, da se največje sile v dušilcih aktiviranih s hitrostjo ne pojavijo istočasno z vrhom odziva konstrukcije v smislu pomikov in sil. Tipičen primer sistema odvisnega od hitrosti so visko-elastični dušilci.



Slika 2.3. Naprava ADAS po preizkusu

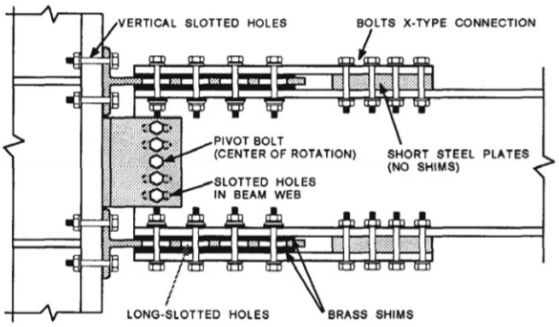
Slika 2.4. Naprave Pall vgrajene v diagonalo, tovarna potniških letal Boeing, Everrett, ZDA - (avtor: Dr Pall)

Naprave aktivirane z gibanjem so tiste, ki vplivajo na odziv konstrukcije preko sekundarnega sistema. Tipičen primer naprave aktivirane z gibanjem je masni dušilec (TMP – ang. »*Tuned Mass Damper*«), ki je ga sestavljajo masa, vzmet in hidravlični dušilec, ki je zmožen zmotiti tok energije in zmanjšati odziv konstrukcije. Široka kategorija naprav za načrtovano dodatno dušenje potresno energijo sipa s trenjem. V teh elementih se energija sipa z drsenjem med kontaktnimi površinami, ki so stisnjene skupaj s pomočjo hidravličnega pritiska, elektromagnetnih sil ali z najbolj preprostim načinom, visokovrednimi vijaki. Ta zadnji način, je zaradi enostavnosti najbrž najbolj uporabljen v inženirski praksi. Z visokovrednimi vijaki je možno vnašati konstantno silo v spoj s prilagoditvijo momenta privijanja, premera in števila vijakov. Torni dušilci običajno spadajo v kategorijo dušilcev aktiviranih s pomikom, saj smatramo, da je sila trenja samo rahlo odvisna od hitrosti in frekvence vzbujanja. Kljub temu, da na začetno silo trenja le malenkostno vpliva hitrost, pa je obraba in degradacija tornega upora močno odvisna od hitrosti. Histerezni odziv tornih dušilcev lahko običajno opišemo z togo-plastičnim odzivom.



Slika 2.5. Prvi japonski patent za protipotresno torno napravo [11]

Edini parameter, ki ga potrebuje projektant je sila zdrsa, ki je odvisna od obremenitve pravokotne na stične površine in količnika trenja, ki je lastnost drsnega stika. Velika prednost tornih naprav je, da lahko v delovnih pogojih zmanjšujejo pomike, med potresom pa sipajo potresno energijo.

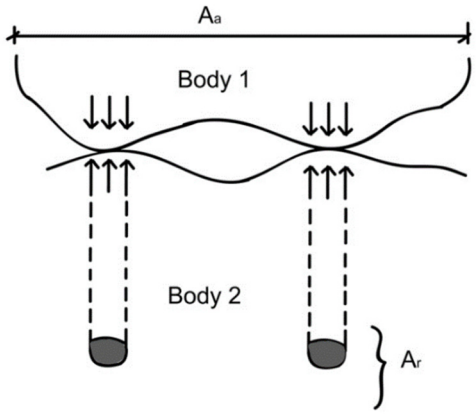


Slika 2.6. Koncept vozlišča z drsnim členkom s simetričnimi tornimi napravami [12]

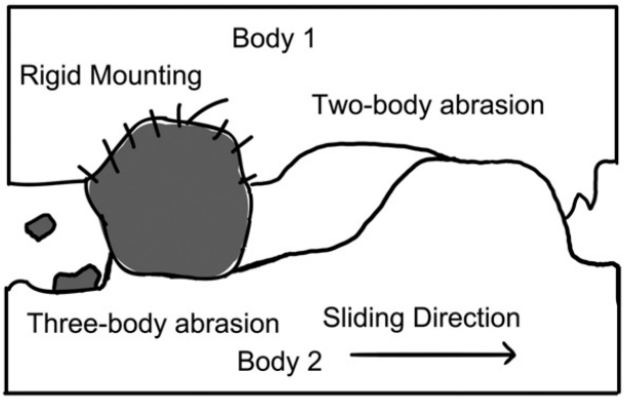
Slika 2.7. Vozlišče z drsnim členkom z asimetričnimi tornimi dušilci v nagrajenem Te Puni Village v Wellingtonu [13]

Količnik trenja je odvisen od več dejavnikov, kot so adhezija, ugrezanje (ang. »*ploughing*«) in prisotnost nečistoč. Modeliranje teh dejavnikov je običajno tema tribologije, kjer se za razvoj teorij napovedovanja sile zdrsa pri statičnih in dinamičnih obremenitvah uporabi fizikalne modele topografije ploskev, trdote materialov, mehanskih lastnosti in učinkov stikovanja plasti (sliki 2.8 in 2.9).

V gradbeništvu se običajno lastnosti tornih snovi preučuje na osnovi eksperimentalnega pristopa, ki za potrebe potresnega inženirstva zagotavlja natančnost podatkov potrebno za načrtovanje takšnih naprav.



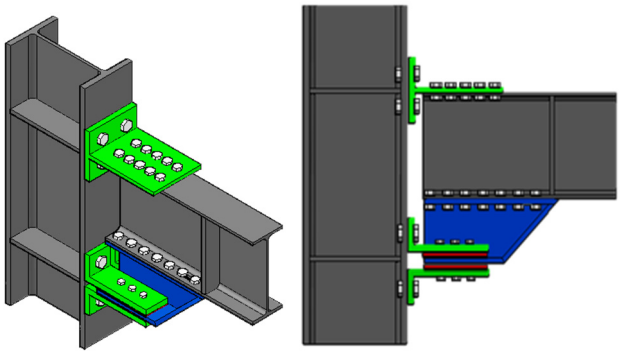
Slika 2.8. Razlika med dejanskimi in navideznimi stičnimi površinami [14]



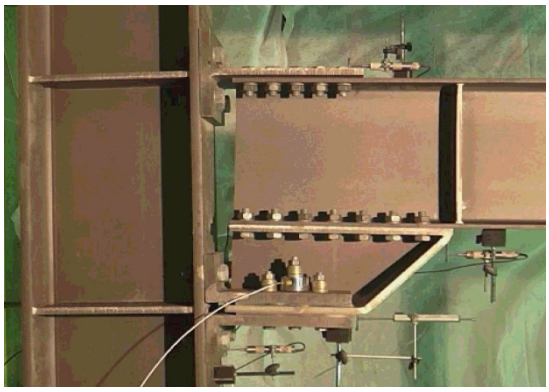
Slika 2.9. Abrazivna obraba [14]

V tehniški literaturi se več del osredotoča na opis histereznega obnašanja drsečih kovinskih površin z različnimi površinskimi obdelavami, ki so stisnjene skupaj s prednapetimi vijaki za torne zveze. Ta primer je posebej pomemben za potrebe gradbenih inženirjev, saj se največji del tornih dušilcev, ki se razvijajo od 70 let prejšnjega stoletja, za uporabo v diagonalah okvirjev ali členih za sipanje, uporablja s tem pristopom. Prve naprave tega tipa so bile razvite z namestitvijo tornih dušilcev na stičišče diagonal [15]. Torni dušilci so imeli azbestne zavorne obloge med jeklenimi drsnimi ploskvami. Enega najbolj enostavnih primerov tornega dušilca je predlagal [16], ki je na koncu diagonale okvirja s povezjem namestil vijačeni pločevini s podaljšanimi luknjami. Spoj med okvirom in diagonalami je bil načrtovan tako, da je zdrsnil pred plastifikacijo ali uklonom diagonale. Še en torni dušilec za uporabo v okvirjih z obrnjenimi V povezji je

predlagan v [17]. Novejši primeri uporabe tornih dušilcev se vežejo na pristop sistemov z majhnimi poškodbami, ki so sposobni sipati energijo z zanemarljivimi poškodbami. Pred kratkim so potekale raziskave delno togih spojev steber-prečka z majhnimi poškodbami. Vijačeni spoji s podaljšanimi luknjami so se izkazali za obetajočo alternativo običajnim tipologijam spojev. Vijačene spoje s podaljšanimi luknjami so raziskovali Grigorian et al. [12] in na osnovi teh študij je Clifton [18]-[21] (Slika 2.6, Slika 2.7) razvil vozlišča z drsnim členkom (ang. »*Sliding Hinge Joint*« - SHJ) z nesimetričnimi tornimi stiki (ang. »*Asymmetric friction connections*« - AFC) na spodnji pasnici prečke. Po začetnih raziskavah so bile v zadnjih letih predlagane podobne rešitve. V [23]-[24] je torni dušilec izveden s kotniki in vuto, privijačeno na spodnjo pasnico prečke in na pasnico stebra. Glavna prednost te konfiguracije je možnost industrijske izdelave dušilca, kar zagotavlja boljši nadzor tornih oblog in pravilno izvedbo postopka prednapenjanja vijakov. Glavna razlika med rešitvijo, ki jo je predlagal Clifton, je uporaba simetričnih tornih stikov (ang. »*Symmetrical Friction Connections*« - SFC) namesto nesimetričnih tornih stikov (AFC). Za obe rešitvi prisotnost AB plošče pomeni osredotočenje plastifikacije na nivoju spodnje pasnice prečke, zato so poškodbe omejene na napravo, spoj pa ostane nepoškodovan (Slika 2.10, Slika 2.11).



Slika 2.10. Pogled na koncept FREEDAM vozlišča



Slika 2.11. Vozlišče steber-prečka FREEDAM med preizkusom v laboratoriju

V vseh prej navedenih izvedbah je očitno, da je razvoj zanesljivega tornega dušilca, ki zmore zagotavljati široke in stabilne histerezne zanke, izredno pomemben. To vprašanje je bilo dobro raziskano v okviru raziskovalnega projekta FREEDAM, kjer so bile predlagane rešitve z nizko ceno, enostavno izvedbo in z enostavnimi orodji za načrtovanje in modeliranje vijačenih tornih dušilcev s podaljšanimi luknjami. Sila trenja v tornem dušilcu je produkt tornega količnika, števila tornih ploskev, števila vijakov in sile prednapetja vijakov. Da lahko nadzorujemo torno nosilnost dušilca, moramo nadzorovati silo prednapetja vijakov in pravilno ovrednotiti torni količnik materiala tornih oblog. Silo prednapetja vijakov lahko nadzorujemo z uporabo enega od postopkov predlaganih v EN1090-2 [27] (tj. kombinirana metoda, moment privijanja, stisljive indikatorske (DTI) podložke), ki so zasnovane tako, da zagotavljajo vsaj 95% zanesljivost privitja vijakov kot to zahteva EN 1990 [26]. Po drugi strani pa se mora vrednost tornega količnika, ki ga je zmožna razviti izbrana torna obloga, določiti s preizkusi in je odvisna od množice dejavnikov. Kot je bilo že dokazano v prejšnjih eksperimentalnih delih, je torni količnik odvisen predvsem od materialov izbranih za torno napravo in od glavnih triboloških značilnosti, kot so obdelava površine, mikro in makro trdota, strižna nosilnost in hrapavost. Ta tema je obravnavana v nadaljevanju, kjer je opisano obnašanje tornih dušilcev razvitih v raziskovalnem

projektu FREEDAM. Posebej je predstavljen odziv dušilcev v pogojih cikličnega obremenjevanja (z nizkimi in visokimi hitrostmi). Nato je obravnavan dolgoročni odziv tornih dušilcev, podani so tudi ustrezni podatki za načrtovanje tornih dušilcev FREEDAM vozlišč.

2.2 IZBOR MATERIALOV TORNIH OBLOG

2.2.1 *Osnovne teorije trenja*

Velik del študij tribologije je bil zgodovinsko posvečen raziskavam tornih lastnosti kovin. Prepoznano je bilo, da obstajata dva glavna izvora trenja med dvema telesoma: adhezija in ugrezanje. Adhezijska komponenta se pojavi zaradi raskavosti površine, ko se površini pritiskata ena ob drugo, se vrški raskave površine plastično deformirajo, kar vodi do tako imenovanih »hladno varjenih« stikov. Striženje adhezivnih zvez zaradi tesnega stika zahteva določeno silo trenja. Ugrezanje nastane zaradi hrapavosti ploskev, tako da relativni premiki med ploskvami v stiku zahtevajo, da se eno telo dvigne nad drugega. Najbolj enostavna teorija, ki matematično opiše izvor adhezijske komponente je opisana v [28], kjer je navedeno, da če je adhezija odvisna od strižne nosilnosti hladno varjenih stikov, mora biti sorazmerna z dejansko površino stika. Za kovine z idealnim elasto-plastičnim obnašanjem lahko privzamemo, da velja $A = N / \sigma_0$, kjer je A dejanska površina stika, σ_0 je trdota materiala in N je obtežba pravokotna na ploskve. Skupno silo trenja zaradi adhezije (F_A) lahko izrazimo kot:

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

kjer je s sila na enoto površine potrebna za prestrig hladno varjenih stikov. Kot omenjeno, ugrezanje povzroči silo trenja, ker vrški raskave površine trde kovine prodirajo v mehkejši material. Ta prispevek lahko po teoriji Bowden-a in Tabor-ja, ocenimo kot:

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

kjer je n število vrškov, r je polovica širine vrška in h je višina vrška. Torej je celotna sila trenja (F) zaradi adhezije in ugrezanja podana kot:

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

Komponenta ugrezanja je zelo pomembna med brušenjem (abrazijo), vendar se je v primeru kovin pokazalo, da je doprinos zanemarljiv v primerjavi z adhezijo. Zato enačba (2.1) pojasni zelo pomembno lastnost kovin, da je razmerje med silo trenja in normalno obtežbo konstanta, ki ni odvisna od dejanske površine stika. V praksi teorija Bowden-a in Tabor-ja razloži dva od treh postulatov klasične teorije suhega trenja:

- celotna sila trenja je neodvisna od dejanske površine kontakta;
- celotna sila trenja, ki se lahko razvije, je sorazmerna z obtežbo pravokotno na ploskev;
- v primeru, ko so hitrosti drsenja nizke, je skupna sila trenja neodvisna od hitrosti drsenja.

Prva dva postulata sta znana kot Amontonova zakona, po francoskem inženirju, ki ju je predstavil leta 1699, medtem ko se tretji imenuje po Coulombu [29]-[30]. Med drsenjem se klasično razmerje za račun tangencialne sile delujoče v drsni ploskvi v smeri nasprotujoči gibanju izrazi

z znano Coulombovo enačbo trenja $F=\mu N$, kjer je F sila trenja, N je normalna obtežba in μ je količnik trenja. Sila trenja vedno nasprotuje gibanju (v primeru trenja) ali potencialnega gibanja (v primeru lepenja). Iz enačbe (2.1) lahko dobimo naslednjo zvezo:

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

kjer je s_0 strižna trdnost najšibkejšega materiala in σ_0 trdota najmehkejšega materiala. Enačba (2.4) predstavlja razumno oceno količnika trenja za kovine, vendar je v splošnem količnik trenja odvisen od treh drugih učinkov: kontaktnega tlaka (P), hitrosti drsenja (v) in temperature (T). Zato v splošnem lahko količnik trenja izrazimo kot $\mu = \mu(P, v, T)$.

Sestava materiala vpliva na torne lastnosti v primeru materialov na osnovi gume. Ker ima guma nizek elastični modul, na dejansko površino stika močno vpliva velikost pravokotne obtežbe, saj se material prilagodi obliki vršičkov na površini tršega materiala [31]. Obnašanje polimernih materialov ni skladno s klasično teorijo. Na tribologijo polimerov vplivajo adhezivni stiki, strižna trdnost gumastega materiala v stiku in dejanska površina stika [32]. Količnik trenja polimernih materialov, glede na obravnavan razpon obtežbe pravokotno na stik in tip polimera, lahko predstavimo kot konstantno ali padajočo vrednost [33]-[35]. Predlaganih je bilo več matematičnih zvez, ki opisujejo količnik trenja v stiku jekla in gume, kjer je μ funkcija kontaktnega tlaka (P) in elastičnega modula materiala (E). Nekaj izrazov navedenih spodaj:

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

kjer sta a in b empirična parametra, ki ju izmerimo z preizkusi;

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

kjer je treba K in n eksperimentalno določiti;

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

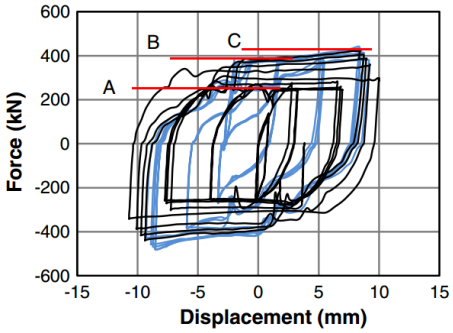
kjer je μ_∞ vrednost količnika trenja, ko je pritisk neskončen, a je eksperimentalno določena konstanta in h je trdota po Shoru deljena s 100. Na koncu je treba za primer gume omeniti še eno odstopanje od klasične teorije trenja. Pri polimernih materialih je lahko sila trenja močno odvisna od hitrosti drsenja. To obnašanje je posledica viskoelastičnega značaja polimerov. Običajno za veliko polimernih materialov velja, da je vpliv hitrosti majhen, v razponu hitrosti (0.01-1 cm/s).

2.2.2 *Torni materiali preizkušani v raziskovalnem projektu FREEDAM*

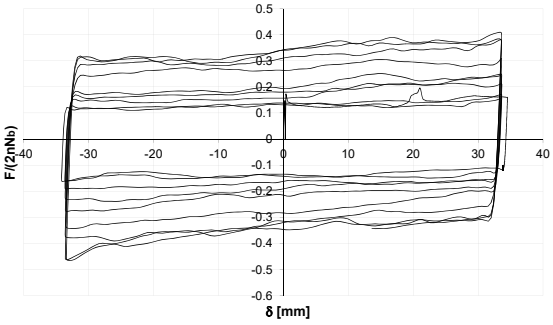
Do sedaj je bilo že več študij posvečenih analizi tornih materialov za potresne naprave in torne spoje. Večinoma so se študije osredotočale na analizo tornih materialov, posebej za uporabo v napravah za dodatno sipanje energije [38]-[40], v zadnjem obdobju pa je bila v podobnih študijah razvita uporaba tornih dušilcev v spojih in tip tornih spojev s pločevinami z utori za stolpe iz jeklenih cevi (vetrne elektrarne). Pomembne raziskave osredotočene na opis obnašanja tornih stikov so bile pred kratkim izvedene v okviru projekta HISTWIN [41]-[42] (raziskovali so statično obremenjene torne spoje za uporabo v jeklenih stebrih vetrnih elektrarn) in v okviru raziskovalne skupine Univerze v Aucklandu [18]-[21], ki je že izvedla številne ciklične preizkuse

tako na enostavnih osnovnih stikih in tudi na spojih opremljenih z nesimetričnimi tornimi dušilci. V [43] so tudi razvili podobne opise količnika trenja v stikih. V okviru raziskovalnega projekta FREEDAM so bila vsa ta dela uporabljena kot podlaga za preudaren izbor materialov primernih za preizkušanje uporabnosti v FREEDAM spojih.

Dodatno so na izbor stikov za uporabo v tornih dušilcih vplivali tudi principi klasičnih teoretičnih študij ocenjevanja odziva dušilnih naprav za potresne aplikacije. Iz enačbe (2.4) se zlahka razbere, da se v primeru kovinskih stikov visoko vrednost količnika trenja običajno doseže le z uporabo materialov z veliko razliko v površinski trdoti. Za dosego te razlike je več možnosti, vendar so za torne stike v kombinaciji z jeklom večinoma uporabljene kovine, gume ali karbidne zlitine. Nekateri od teh materialov so že raziskani s strani več avtorjev, kot na primer kaljena jekla z visoko trdnostjo, medenine in fenolne gume. Primeri že opravljenih raziskav so raziskave na običajnih jeklih in jeklih odpornih na abrazijo [14] ter raziskave na mehkem jeklu, medenini, brizganem aluminiju in različnih vrstah gume [43]. Te analize dokazujejo, da torni stiki iz mehkega jekla lahko razvijejo le nizke vrednosti količnika trenja (0.1 – 0.25). Poleg tega se med cikličnim obremenjevanjem znatno utrdijo, kar je posledica poškodb v tornih ploskvah in povečanja količnika trenja zaradi komponente ugrezanja (sliki 2.12 in 2.13).



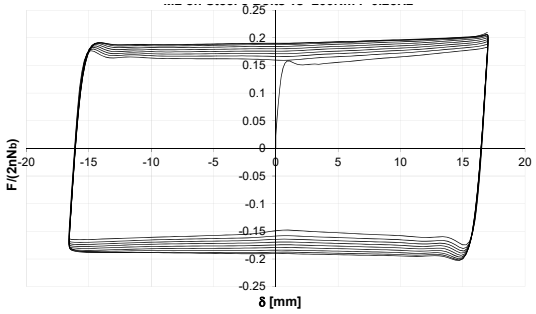
Slika 2.12. Preizkus na mehkem jeklu [14] 4 vijaki – prednapeti vsak s silo 210 kN - 1 kontaktna ploskev



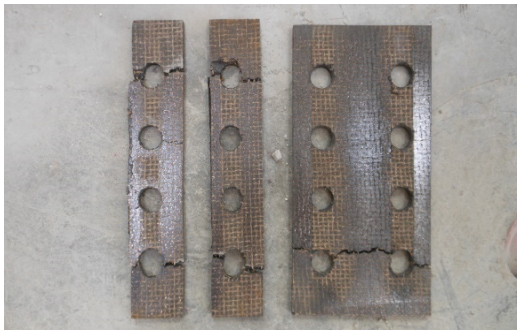
Slika 2.13. Preizkus na mehkem jeklu [43] 4 vijaki – prednapeti vsak s silo 50 kN - 2 kontaktni ploskvi

Očitno sta nizka začetna vrednost količnika trenja in odziv utrjevanja, ki se pokaže pri cikličnem obremenjevanju lastnosti, ki kažeta, da taki materiali niso primerni za torne dušilce. Nizka začetna vrednost količnika trenja predstavlja močno omejitev za razvoj stroškovno ugodnih tornih spojev, saj bi uporaba tega tipa materiala zahtevala veliko število vijakov v dušilcu in posledično dimenzijsko veliko in drago napravo. Poleg tega učinek utrjevanja ni lastnost, ki je koristna za uporabo v tornem spoju, saj morajo imeti tudi vsi ostali elementi spoja in stebri vgrajeno dodatno nosilnost z ozirom na povečane sile, kar vodi k močnemu predimenzioniranju vseh elementov okvirja. Zaradi vseh teh razlogov stiki iz mehkega jekla običajno niso primerni za potresne dušilce. Zaradi podobnih razlogov imajo jekla visoke trdnosti in jekla odporna na abrazijo predlagana v [14] podobne omejitve. Za torne podložne pločevine narejene iz jekla odpornega na abrazijo, kljub temu, da lahko razvijejo visoke vrednosti količnika trenja (0.4), je še vseeno značilno nekaj utrjevanja. Drugi materiali obravnavani v preteklih preiskavah so medenina, brizgani aluminij in različne vrste gume [43]. Iz preteklih izkušenj, gume običajno uporabljane v zavornih sistemih (večinoma iz fenolnih smol) izkazujejo stabilen odziv, vendar precej nizke vrednosti količnika trenja (v območju od 0.15 do 0.25). Kot poroča [43], imajo ti

materiali običajno nizko natezno trdnost, kar pomeni, da niso primerni za uporabo v tornih stikih, če niso prilepljeni na jeklene pločevine. Pravzaprav lahko v področju lukenj zlahka pride do krhkega loma že pri obremenitvah, ki se običajno pojavijo v tornih stikih (sliki 2.14 in 2.15). Zaradi naštetih pomanjkljivosti, gumasti materiali niso bili umeščeni v nadaljnje preiskave v okviru projekta FREEDAM.

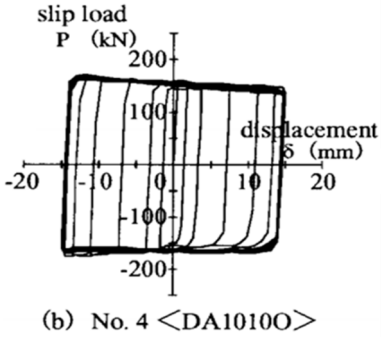


Slika 2.14. Preizkus na gumi M2 [43] 4 vijaki – prednapeti vsak na 50 kN - 2 kontaktni ploskvi

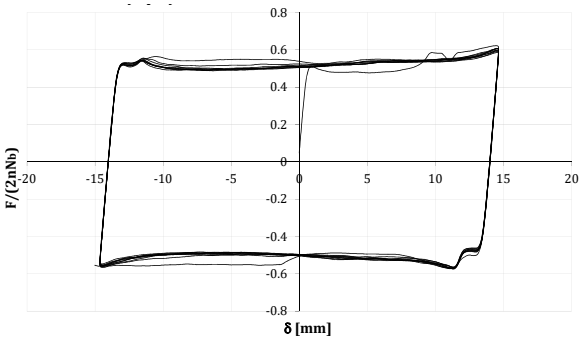


Slika 2.15. Krhki lom gumastih tornih podlog po neto prerezu [43]

Medenina je bila tema številnih študij posvečenih opisu obnašanja v trenju [38], [39], [43] ali preizkušanja uporabe v tornih napravah. Avtorja Voiculescu & Dalban [39] sta na enostavnih preklopnih spojih pokazala, da količnik trenja medenine približno 0.3. Tudi v [43] je bila medenina preizkušana v preklopnih spojih in tudi v tem primeru je začetna vrednost količnika trenja zelo nizka (okoli 0.1) in se povečuje s pojavom ugrezanja pri cikličnem obremenjevanju.



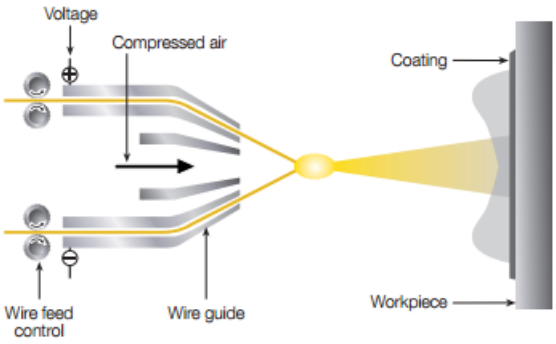
Slika 2.16. Preizkus na toplotno brizganem aluminiju [40] 1 vijak –2 kontaktni ploskvi – količnik trenja: 0.71



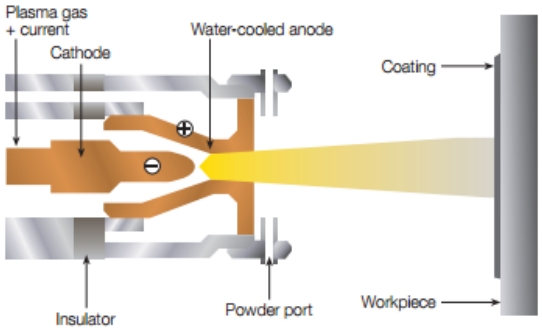
Slika 2.17. Histerezni odziv toplotno brizganega aluminija [43] 4 vijaki – prednapeti vsak s silo 50 kN - 2 kontaktni ploskvi

Obetajoči preizkusi s toplotno brizganim aluminijem so bili narejeni v [40] in [43]. Te eksperimentalne analize so pokazale, da je za tribološki odziv toplotno brizganega aluminija značilen stabilen histerezni odziv in vrednosti količnika trenja nad 0.4 (sliki 2.16 in 2.17). Te študije so poleg specifične aplikacije pokazale, da imajo v splošnem toplotno brizgani premazi zaradi nizke cene visok potencial za industrijsko uporabo. Na osnovi teh uvidov so bili materiali, ki se lahko staljeni nanašajo z brizganjem, izbrani za razvoj tornih dušilcev. Brizganje staljene kovine je industrijski postopek za nanašanje premazov z uporabo posebnih naprav, ki staljeno kovino z visoko hitrostjo brizgajo na očiščeno in pripravljeno površino. V tem postopku je material premaza stopljen z virom toplote in se ga potem s pomočjo plinov požene na osnovno površino, kjer se strdi in oblikuje trden sloj (sliki 2.18 in 2.19).

Kot je bilo že prej omenjeno, je razlika med površinsko trdoto stičnih ploskev bistvena lastnost, saj je količnik trenja odvisen od razmerja med strižno trdnostjo najšibkejšega materiala (s_0) in površinsko trdoto najmehkejšega materiala (σ_0) [28]. Za doseganje visokega koeficienta trenja so torej potrebne: i) velika razlika med površinsko trdoto materialov v stiku; ii) visoka strižna trdnost najšibkejšega materiala; iii) zelo nizka vrednost površinske trdote najmehkejšega materiala. V izogib korozije, so torni dušilci FREEDAM sestavljeni iz osnovnih pločevin iz nerjavnega jekla kvalitete 1.4301 (enakovreden AISI 304), ki ima površinsko trdoto okoli 130 HV. Zato mora imeti material tornih oblog, ki se stikujejo s pločevinami iz nerjavnega jekla, veliko nižjo ali veliko višjo površinsko trdoto, da se v stiku razvije visok koeficient trenja. Materiale s primernimi vrednostmi se je izbralo med vsemi materiali ali zlitinami v prosti prodaji, ki imajo površinsko trdoto bistveno manj ali več od 130 HV. Preizkušena sta bila dva razreda materialov, tako imenovani »trdi« in »mehki« materiali. V razredu mehkih materialov s trdoto med 5 HV in 30 HV so preizkusili čiste kovine toplotno brizgane na površino kontakta (oznake M1 do M5 v nadaljevanju). V razredu trdih materialov so bile izbrane karbidne zlitine izdelane kot prašne mešanice in obloge s kemično nanešenim nikljem izdelane v podjetju 3M Deutschland GmbH. Ti materiali imajo visoke vrednosti površinske trdote in so zato primerne za torne obloge dušilcev (oznake M6 do M8 v nadaljevanju). Površinska trdota izbranih karbidnih zlitin sega od 550 HV do 1200 HV. Torne obloge proizvedene v 3M s kemično nanešenim nikljem imajo dodatek diamantnega prahu za dosego visokih vrednosti površinske trdote (600/900 HV).



Slika 2.18. Shematski prikaz brizganja žice z električnim oblokom (www.metco.com)



Slika 2.19. Shematski prikaz brizganja s plazmo (www.metco.com)

Ko se nerjavno jeklo stikuje s tršim materialom v tornem stiku, se izrablja jeklena pločevina in zato je količnik trenja večinoma odvisen od razmerja med strižno trdnostjo in površinsko trdoto jeklene pločevine. Ko pa se jeklo stikuje z mehkejšim materialom, se izrablja v stiku v glavnem torna obloga in je koeficient trenja odvisen od razmerja med strižno trdnostjo in površinsko trdoto materiala izbranega za premaz torne obloge.

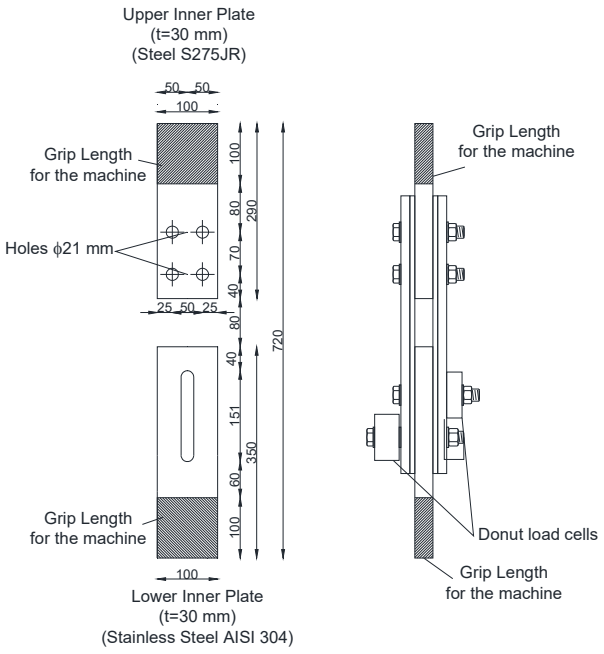
2.3 HISTEREZNI ODZIV

2.3.1 *Konfiguracija testov*

Da bi opisali koeficienta trenja dušilcev uporabljenih v spojih FREEDAM so na Univerzi v Salernu in v obratih FIP Industriale SpA naredili veliko število testov tornih dušilcev. V preizkusih so bile upoštevane številne spremenljivke: i) tip uporabljenega tornega materiala; ii) vpliv sile prednapetja vijakov; iii) vpliv izbrane postavitve vijakov v stiku; iv) naključna variabilnost materiala izražena z variabilnostjo količnika trenja; v) hitrost nanašanja obremenitev. Glavni rezultati in uporabljeni postopki preizkušanja so na kratko predstavljeni v nadaljevanju.

2.3.1.1 Postavitev testa za preizkuse z nizkimi hitrostmi

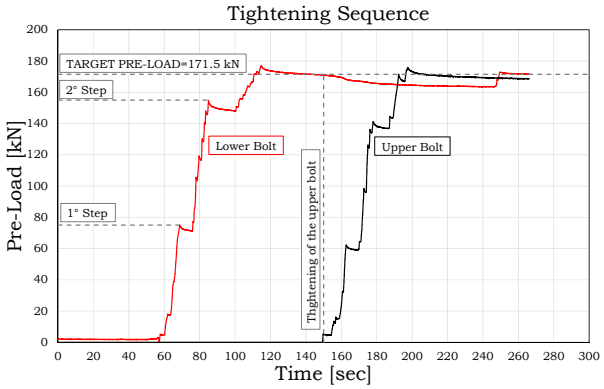
Značilen preizkušanec za oceno koeficienta trenja med stiki v projektu FREEDAM je sestavljen iz sistema jeklenih pločevin za preizkušanje enoosnega odziva tornih stikov nerjavnih jeklenih pločevin spojenih s tornimi oblogami s premazom iz enega izmed osmih materialov opisanih v prejšnjih poglavjih. Preizkušani sistem pločevin je bil zasnovan v smislu postavitve testa za določitev količnika trenja opisanih v dodatku G standarda EN1090-2 [27]. Sestavljen je iz pločevine s podaljšanimi luknjami iz nerjavnega 1.4301 jekla [45] z enakovredno oznako AISI 304, pločevine z običajnimi luknjami za pritrditev v čeljust preizkuševalne naprave in zunanji pločevini s tornimi oblogami. Spoj je povezan s prednapetimi vijaki M20 10.9 HV [46] (sliki 2.20 in 2.21). Preizkušanec je zastavljen tako, da posnema iste pogoje kot se jih pričakuje v tornem dušilcu v FREEDAM vozlišču steber-prečka. Jeklena pločevina s podaljšanimi luknjami posnema notranjo pločevino vute, ki se jo da enostavno vnaprej izdelati in pritrditi na spodnjo pasnico prečke kar na gradbišču in tako izdelati torni dušilec. Medtem pa zunanji pločevini posnemata kotnike uporabljene za pritrditev tornega dušilca na lice stebra.



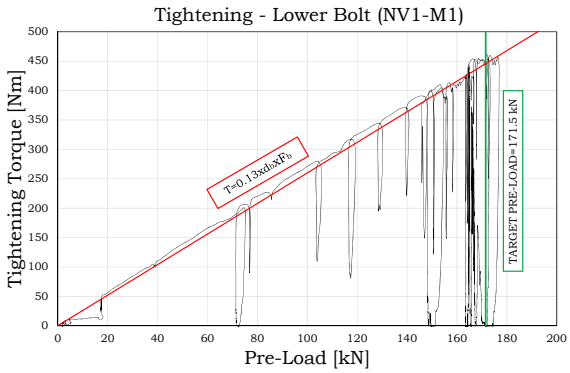
Slika 2.20. Značilna geometrija preizkušanca

Slika 2.21. Preizkušanec v napravi za preizkušanje

Da bi določili vrednost začetne sile zdrsa in njeno upadanje so bili vsi preizkušanci preizkušeni s cikličnim obremenjevanjem po protokolu obremenjevanja iz EN 15129 (2009) [47], ki je trenutno edini standard, namenjen preizkušanju dušilnih naprav, odvisnih od pomikov. Standard zahteva izvedbo preizkusov s cikličnim obremenjevanjem, s ciljem poustvariti dejanske razmere v napravah. V tem okviru predlaga obremenjevanje dušilca s cikli z amplitudo 25 %, 50 % in 100 % največjega načrtovanega pomika naprave. Največja amplituda je bila določena z oceno potrebnega pomika v tornem dušilcu v realnih primerih uporabe. Upoštevajoč priporočeno vrednost ročice, tj. razdaljo med zgornjim T-elementom FREEDAM spoja in sredino tornega dušilca, ki je 600 mm in največjo rotacijo 40 mrad (več kot najmanjša vrednost zahtevana v EC8, ki je 35 mrad za DCH okvire), je načrtovana zahteva pomika na nivoju dušilca enaka 0.04×600 = 24 mm, kar je bilo zaokroženo na 25 mm. Cikli so bili izvedeni z večanjem hitrosti, da se ohranja kvazi statično stanje in v mejah kapacitete opreme. V predstavljenih preizkusih se je hitrost cikla gibala od 1 mm/s za prvih 10 ciklov do 5 mm/s za cikle pri največji amplitudi. V vsakem preizkusu so zgornje in spodnje vijake M20 10.9 HV privili z momentnim ključem, da so dosegli zahtevano silo prednapetja, ki so jo merili preko merilne celice nameščene pod glavo vijaka (sliki 2.22 in 2.23).



Slika 2.22. Zaporedje zategovanja vijakov



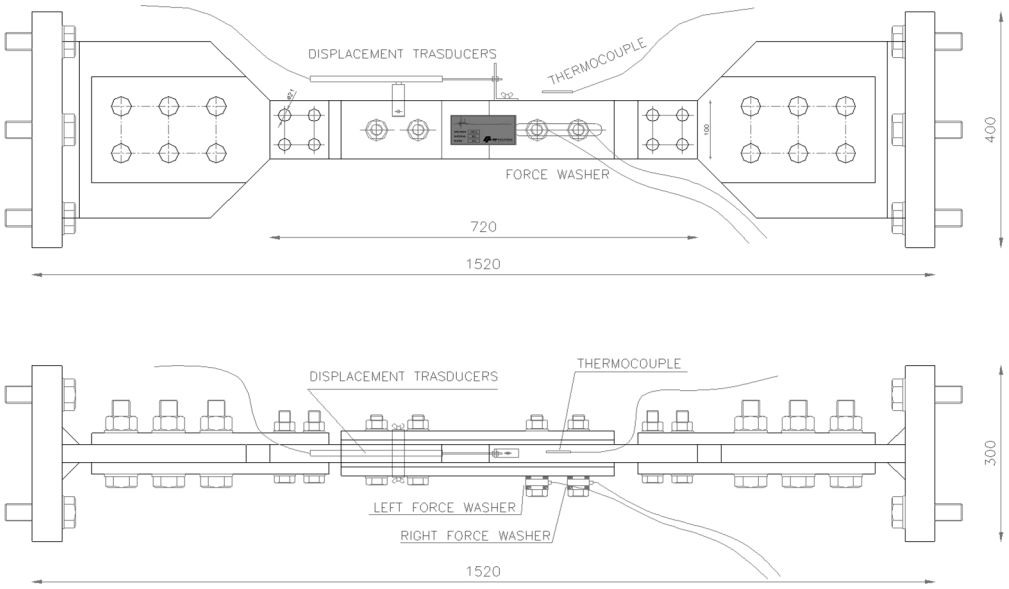
Slika 2.23. Značilni graf moment privitja – sila prednapetja

Preizkusi z nizkimi hitrostmi so bili izvedeni z uporabo univerzalne preizkuševalne naprave Schenck Hydropuls S56 (slika 2.21). Tako napravo sestavlja hidravlični bat kapacitete obremenjevanja ± 630 kN, hodom do ± 125 mm in samonosilni jekleni okvir, ki prenaša osne sile. Za neprekinjeno nadzorovanje sile v vijakih, sile trenja, momenta privitja in pomika so bili uporabljeni različni senzorji pred in med preizkusom. Osni pomiki dušilca so bili beleženi neposredno iz pretvornika preizkuševalne naprave, silo trenja pa se je nadziralo neposredno iz merilne celice preizkuševalne naprave. Pred preizkusom se je moment privitja vijakov vnesel z ročnim momentnim ključem, nadzorovan pa je bil z momentnim tipalom Futek TAT430 s kapaciteto 680 Nm. Istočasno je bilo prednapetje v vijakih nadzorovano pred in med preizkusom z merilnimi celicami Futek LTH500 s kapaciteto 222 kN. Pred vsakim preizkusom se je z momentnim ključem v vijake vnesla sila prednapetja, nadzorovalo se je moment privitja in silo prednapetja v vijakih. Uporabljeni vijaki so imeli povprečno vrednost k faktorja enako 0.13. Vrednost momenta privitja na vijakih ob vsakem preizkusu je nihala od največ 0.13×171.5×20 = = 446 Nm (100% polnega prednapetja) do najmanj 0.40×0.13×171.5×0 = 178 Nm (40 % polnega prednapetja).

2.3.1.2 Postavitev testa za preizkuse z visokimi hitrostmi

Da bi raziskali obnašanje tornih materialov pri visokih hitrostih, je bil v obratih FIP Industriale S.p.a. zasnovan in razvit poseben program preizkušanja sestavov s tornimi oblogami.

Preizkušanci (slika 2.24) so skoraj enaki tistim uporabljenim za preizkuse pri nizkih hitrostih. Razlikujejo se le v sistemu pritrjevanja v preizkuševalno napravo. Preizkušanci so sestavljeni iz dveh tornih oblog, ki drsita po pločevini AISI 304. Vijaka, ki stiskata torni oblogi sta dva M20 10.9 HV, njuna natezna sila pa je merjena z merilnimi celicami nameščena pod glavo vijaka. Slika 2.25 kaže preizkuševalno napravo prirejeno za opravljanje preizkusov. Sestavlja jo zelo tog okvir in bat s kapaciteo osne sile 2000 kN in hodom ± 300 mm ter največjo hitrostjo pri največji sili enako 300 mm/s. Preizkusi so bili izvedeni z vodenjem pomika. V prvi fazi se je obtežba nanašala po sinusni krivulji s frekvenco 1.27 Hz, amplitudo ± 25 mm in največjo hitrostjo 200 mm/s.



Slika 2.24. Postavitev sestava preizkušanca za visoke hitrosti

Slika 2.25. Preizkuševalna naprava

Razen oblike vhodnega signala je bil testni protokol enak kot pri preizkusih z nizko hitrostjo. Seveda je bila hitrost nanašanja obtežbe različna od primera do primera, saj se je preiskovalo vpliv hitrosti na koeficient trenja.

2.3.2 *Povzetek rezultatov preizkusov*

Pri preizkusih z nizkimi hitrostmi je bil uporabljen protokol cikličnega obremenjevanja, ki ga navaja EN15129 [47]. Za vsak preizkus so bile za zaporedja ciklov uporabljene naslednje hitrosti:

- 5 ciklov z amplitudo 6.25 mm in hitrostjo 1 mm/s;
- 5 ciklov z amplitudo 12.5 mm in hitrostjo 4/5 mm/s;
- 40 ciklov z amplitudo 25 mm in hitrostjo 4/5 mm/s.

Za vsak preizkus je bil histerezni odziv ocenjen z analizo začetne vrednosti koeficienta trenja in njegovega upada med cikličnim obremenjevanjem, merjenih s senzorji nameščenimi na preizkušancu. V naslednjih grafih so prikazane sledeče količine:

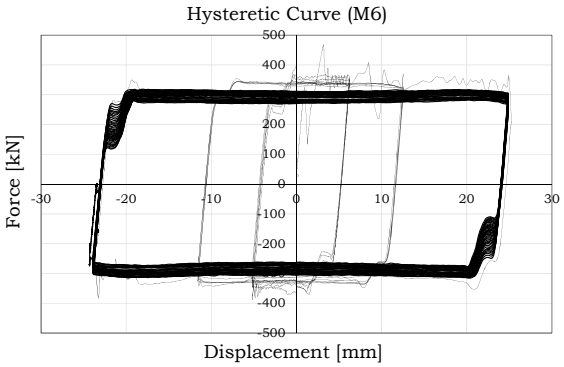
- histerezna zanka sila – pomik, ki je predstavljena s silo trenja ($F_{slip,i}$) in pomikom (d_i), ki sta bila pridobljena iz merilne celice (sila) in induktivnega merilca pomikov (LVDT) nameščenima v preizkuševalni napravi;
- »efektivna« (ali projektna) vrednost koeficienta trenja ($\mu_{\text{effective}}$) v odvisnosti od celotnega pomika (d_{total}). Efektivna vrednost koeficienta trenja je bila izračunana kot razmerje med silo trenja pridobljeno iz merilne celice v preizkuševalni napravi in vsoto začetnih sil prednapetja v vijakih tornega stik ($4N_0$);
- dejanska vrednost koeficienta trenja (μ_{actual}) v odvisnosti od celotnega pomika (d_{total}). Dejanska vrednost koeficienta trenja je bila izračunana kot razmerje med silo trenja, pridobljeno iz merilne celice v preizkuševalni napravi in vsoto dejanskih vrednosti sil prednapetja v vijakih tornega stika, pridobljeno neposredno iz merilnih celic med preizkusom ($2N_{\text{cell},1} + 2N_{\text{cell},2}$).

V nadaljevanju sledi povzetek dobljenih rezultatov.

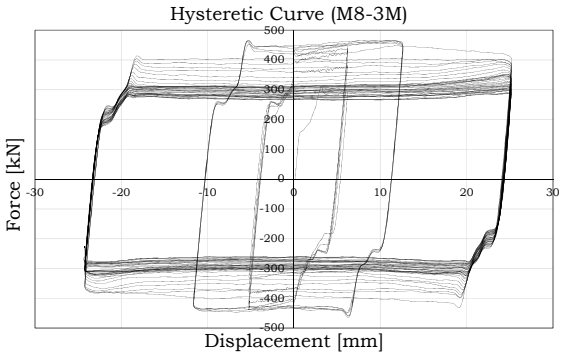
Obnašanje torne naprave je bilo dodatno opisano z oceno upadanja efektivnega dušenja, ki je opisano v EN 15129 [47]. Ta parameter predstavlja upadanje sipanja energije glede na vrednost sipanja energije izmerjeno v tretjem ciklu zaporedja ciklov z najvišjo amplitudo. Glavni rezultati so povzeti v naslednjih odsekih. Zaradi velike količine podatkov, se za podrobne podatke sklicujemo na nalogo 1.1 raziskovalnega projekta FREEDAM.

2.3.2.1 Vpliv tipa premaza: "trdi" materiali (M6-M8)

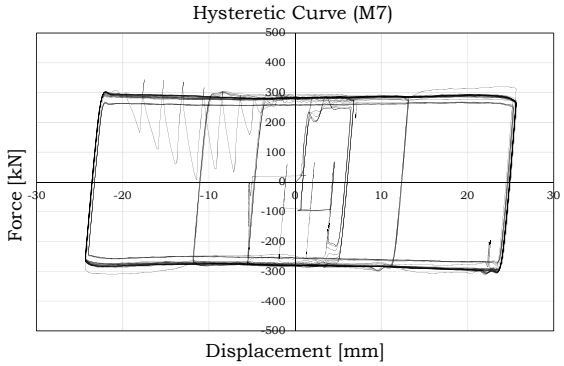
Povzetek rezultatov preizkusov na stikih nerjavnega jekla s tornimi oblogami premazanimi s trdimi premazi so predstavljeni s histereznimi zankami preizkušenih materialov prikazanimi na naslednjih slikah 2.26 do 2.28.



Slika 2.26. Histerezni odziv M6 oblog

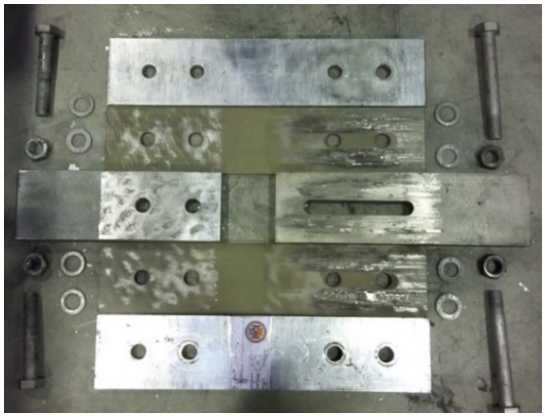


Slika 2.27. Histerezni odziv M8-3M oblog

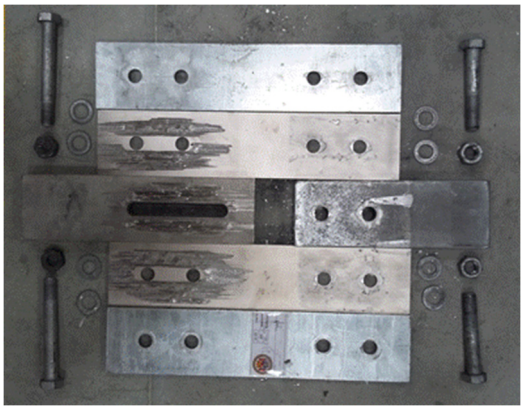


Slika 2.28. Histerezni odziv M7 oblog

Pri karbidnem premazu M6 je bil za histerezni odziv značilen razvoj začetne vrednosti sile trenja 350 kN, ki ji je sledil postopen upad, ki je na koncu preizkusa znašal okoli 20%. Med preizkusi je bilo opaženo nenavadno obnašanje tega materiala. Iz slike 2.26 je razvidno, da je na histerezno zanko vplivala začetna faza lepenja, zaradi katere se je razvil prvi nestabilni cikel z značilnimi skoki sile in nenadnim sproščanjem energije. Kljub temu se je po prvem ciklu, ki je najbrž porušil začetne povezave v stiku na molekulski ravni (adhezijska komponenta trenja), drsenje v stiku ustalilo, odziv pa je bil enakomeren prav do zaključka preizkusa. V primeru karbidnega premaza M7 je bil v splošnem opažen podoben odziv. Za obnašanje je bil v tem primeru značilen razvoj začetne vrednosti sile trenja okoli 250 kN, ki se je po nekaj ciklih ustalila na 300 kN. Po dosegu te vrednosti so imeli vsi cikli isto silo trenja in stabilno obnašanje s sipanjem energije. Kljub temu, da histerezni odziv prikazan na sliki Slika 2.28 izgleda zelo podoben tistemu za material M6, pa je bilo potrebno za izvedbo preizkusa znatno zmanjšati hitrost obremenjevanja. Razvilo se je namreč močno obnašanje lepenja in zdrsa, za katerega so značilne vibracije in nenadna sproščanja energije. Za 3M torne obloge je bil značilen dvofazni odziv, ki so ga že v preteklosti opazili isti avtorji, vendar v stiku z drugimi materiali, kot je medenina in nekatere vrste fenolnih smol [43]. Prva faza, kjer je stik izkazoval utrjevanje, za katerega je značilno povečanje sile trenja za približno 60%. In druga faza, za katero je značilen upad sile trenja, ki se na koncu vrne na začetno vrednost. V tem primeru ni bil opažen pojav lepenja in zdrsa, vsi cikli so imeli enakomerno vrednost sile trenja. Začetna vrednost sile trenja je bila okoli 400 kN (slika 2.27).

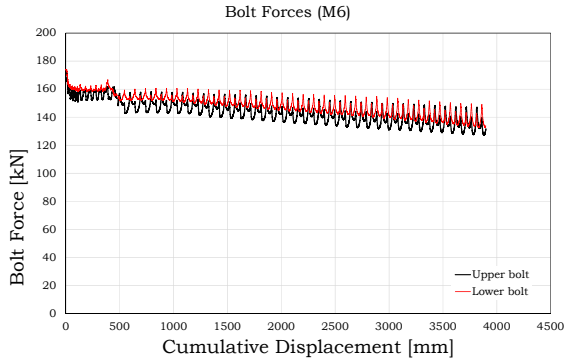


Slika 2.29. Poškodbe M6 oblog

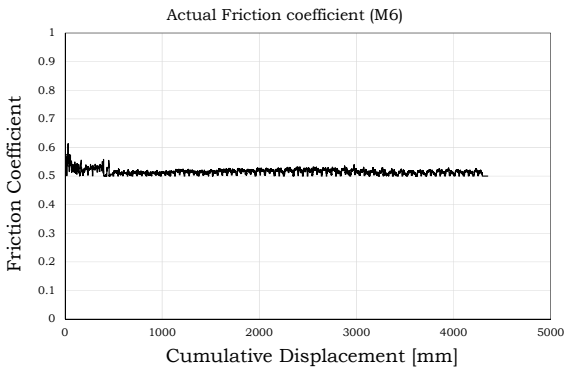


Slika 2.30. Poškodbe M8 – 3M oblog

Da bi ocenili poškodbe na stičnih površinah, se je po preizkusih preizkušance razstavilo. Na slikah 2.29 in 2.30 je predstavljeno stanje poškodb na stičnih površinah M6 in M8-3M tornimi oblogami. Kot je razvidno iz fotografij je za materiale s premazi tršimi glede na nerjavno jeklo največji del poškodb osredotočen na jekleni pločevini, ki je imela na koncu preizkusa v področju pod glavo vijaka veliko prask. Kot primer sta na slikah 2.31 in 2.32 prikazana grafa sile v vijakih (beležena z merilnimi celicami) in dejanskega koeficienta trenja kot funkcija skupnega pomika dušilca za M6 obloge s karbidnim premazom. Iz te slike je razvidna izguba sile prednapetja v obeh vijakih, ki sta bila na začetku prednapeta na 171.5 kN. V prvem ciklu obremenjevanja se je sila prednapetja zmanjšala za 7 %, kasneje pa se je med preizkusom enakomerno zmanjševala in na koncu dosegla zmanjšanje 20 % glede na začetno silo prednapetja. Dejanski koeficient trenja pa je med preizkusom ostal konstanten, kar kaže na stabilno obnašanje tornih oblog.



Slika 2.31. Značilni graf sil v vijaku



Slika 2.32. »Dejanski« koeficient trenja v odvisnosti od skupnega pomika: M6

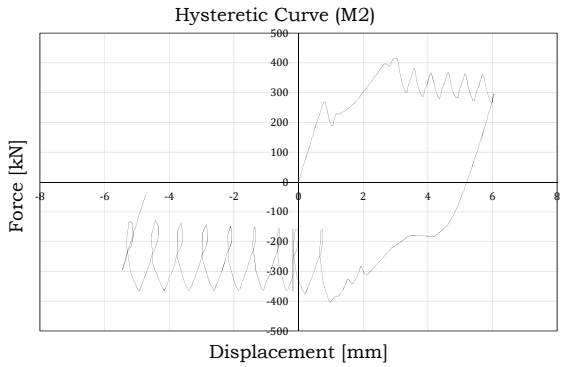
2.3.2.2 Vpliv tipa premaza: "mehki" materiali (M1-M5)

Podobno kot v primeru M7 karbida, so tudi nekateri mehki materiali izkazovali obnašanje, za katerega je značilen pojav lepenja in zdrsa. Ta pojav je značilen za tri izbrane neželezne kovine, namreč M2, M3 in M5, za katere je značilno izmenično ustavljanje in premikanje z močnimi in nenadnimi sproščanji energije (sliki 2.33 in 2.34). Zato je bilo treba v vseh teh primerih preizkuse predčasno zaključiti, da se je preprečilo poškodovanje preizkuševalne opreme. Za te materiale so bili po prvem zdrsu značilni ponavljajoči se skoki iz sile lepenja na silo trenja. Histerezni

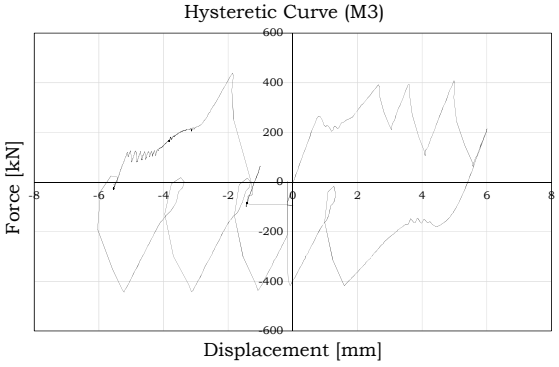
odziv teh stikov očitno ni primeren za uporabo v potresnem načrtovanju. Zaradi visoke vrednosti koeficienta trenja, pa bi jih lahko uporabile v tornih stikih načrtovanih za statične obremenitve.

Kovini M1 in M4 sta izkazali zelo podobno obnašanje (sliki 2.35 in 2.36). Predvsem za njun histerezni odziv je bila značilna vrednost sile trenja višja kot pri »trdih« materialih. Po drugi strani pa je upad sile trenja zaradi relaksacije vijakov in poškodb v tornih oblogah večji. Poleg tega sta oba materiala izkazala močno različno obnašanje pri dveh identičnih preizkusih, kar kaže na velik raztros lastnosti teh materialov. K takemu raztrosu je največ prispevalo različno obnašanje vijakov. Kot primer sta na slikah 2.37 in 2.38 z rdečo in črno črto predstavljena koeficient trenja in sila v vijakih kot funkcija skupnega pomika za dva preizkusa na M4 tornih oblogah. Iz teh diagramov je jasno razvidno, da kljub nespremenjenim vrednostim koeficienta trenja, različne sile v vijakih povzročijo drugačen histerezni odziv celote. V enem od omenjenih preizkusov je bil po prvem zdrsu opažen nenaden 15 % upad sile prednapetja v vijakih, ki je imel za posledico sorazmeren upad sile trenja. Tako različen odziv preizkušancev lahko pripišemo nepravilnostim v premazih tornih oblog, ki se v primeru mehkih materialov nanaša ročno, kar je vzrok neenakomernega nanosa. V primeru materiala M1 je bil upad sile trenja za 45 %, pri materialu M4, pa je bil upad za 50 % glede na začetno vrednost. Kljub temu sta oba materiala izkazala zelo visoke vrednosti koeficienta trenja, začetne vrednosti koeficienta trenja so bile 0.55/0.65 pri materialu M1 in 0.7/0.9 pri materialu M4.

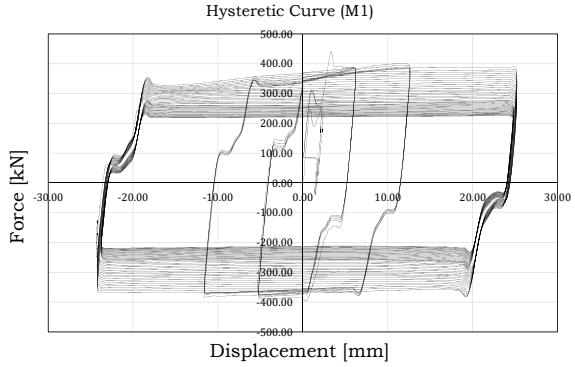
Da bi ocenili poškodbe na stičnih površinah, se je po preizkusih preizkušance razstavilo. Kot je razvidno iz fotografij na slikah 2.39 in 2.40, je največji del poškodb osredotočen na tornih oblogah, medtem ko so bile jeklene pločevine po koncu preizkusa tako rekoč nepoškodovane.



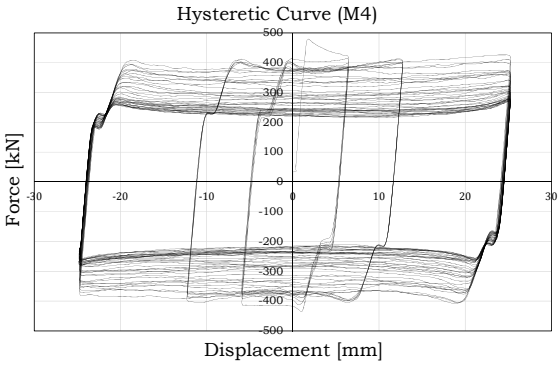
Slika 2.33. Histerezni odziv M2 oblog



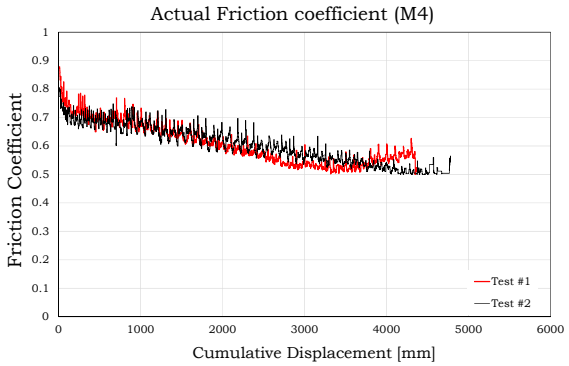
Slika 2.34. Histerezni odziv M3 oblog



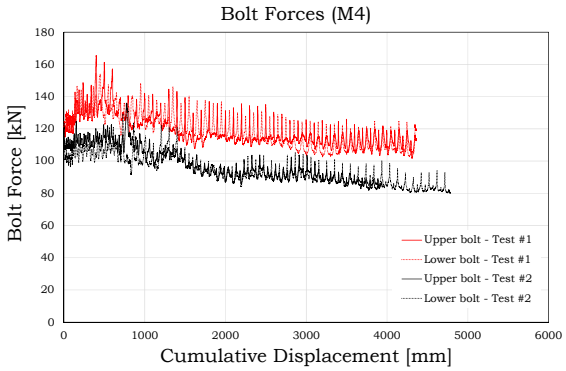
Slika 2.35. Histerezni odziv M1 oblog



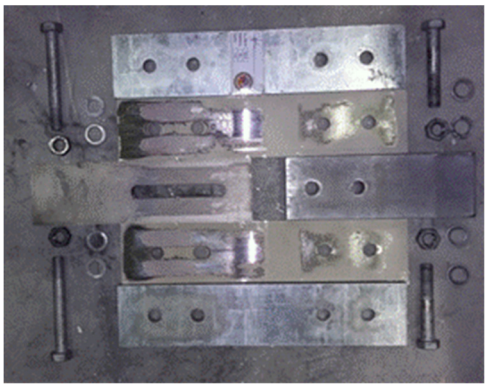
Slika 2.36. Histerezni odziv M4 oblog



Slika 2.37. Dejanski količnik trenja – M4



Slika 2.38. Sile v vijakih – M4

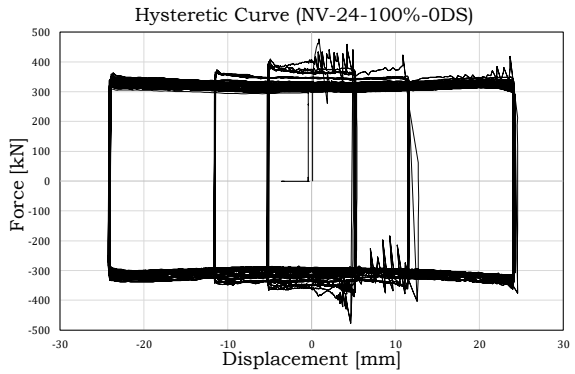


Slika 2.39. Poškodbe M1 oblog

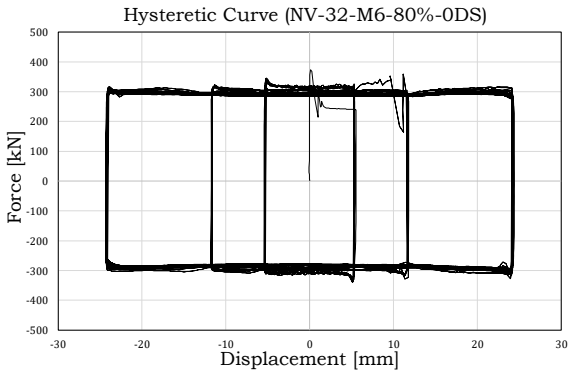
Slika 2.40. Poškodbe M4 oblog

2.3.2.3 Vpliv sile stiskanja

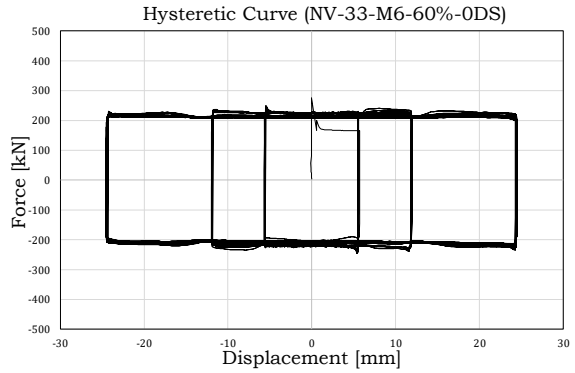
Parametre, ki vplivajo na obnašanje enostavnih postavitev tornih dušilcev, se je raziskovalo z dodatnimi preizkusi nekaterih materialov (M1, M4 in M6). Za te tri materiale se je dodatno raziskal vpliv sile stiskanja, vpliv konfiguracije vzmetenih podložk in vpliv variabilnosti mehanskih lastnosti. V tem delu je na kratko povzet vpliv sile stiskanja na histerezni odziv tornih dušilcev. Na slikah 2.41 do 2.44 je za enega od treh preiskovanih materialov (M6) predstavljen primer značilnih grafov sila – pomik z različno silo prednapetja. Rezultati za ostale materiale so v splošnem zelo podobni glede obnašanja in niso podrobno predstavljeni. Za histerezni odziv je bila v splošnem značilna visoka začetna togost, dokler ni bila dosežena sila lepenja, ki je bila v vseh preiskanih primerih višja kot stabilizirana sila trenja. Vsi materiali so izkazali skoraj pravokotne histerezne zanke. Edini material, ki je izkazoval manj stabilno obnašanje v smislu odziva sila – pomik, je bil trd premaz M6, ki pri visokih pritiskih v prvem ciklu izkazuje rahel pojav lepenja in zdrsa.



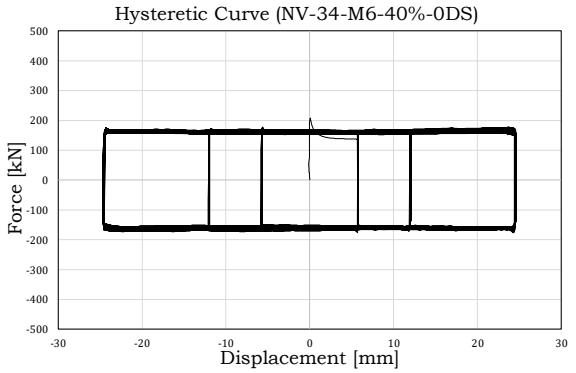
Slika 2.41. M6 obloge, 100% prednapetje



Slika 2.42. M6 obloge, 80% prednapetje

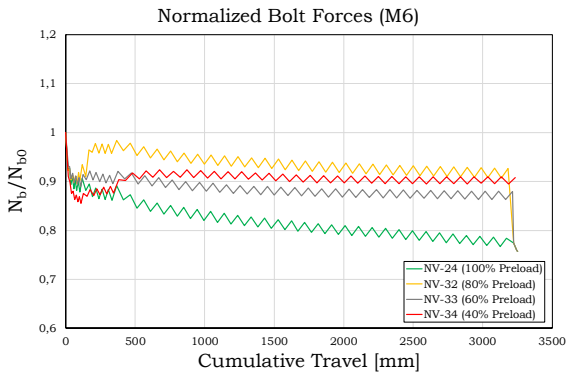


Slika 2.43. M6 obloge, 60% prednapetje

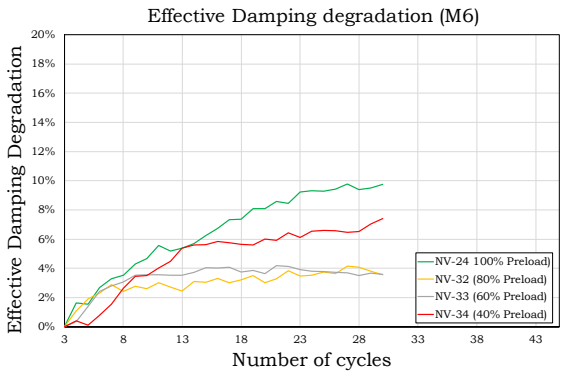


Slika 2.44. M6 obloge, 40% prednapetje

V tej seriji preizkusov je bil eden pomembnejših opaženih vidikov, da za točno to torno oblogo, pojav lepenja in zdrsa izgine pri zmanjšanju prednapetja v vijakih. To kaže, da je pojav lepenja in zdrsa močno odvisen od kontaktne napetosti v stiku. Na slikah 2.45 in 2.46 je predstavljen razvoj nateznih sil v vijakih in upadanje efektivnega dušenja med preizkusi. Sila v vijakih je (N_b) predstavljena kot delež vrednosti začetne sile prednapetja (N_{b0}), medtem ko je upadanje efektivnega dušenja izračunano v skladu s postopkom podanim v [47].



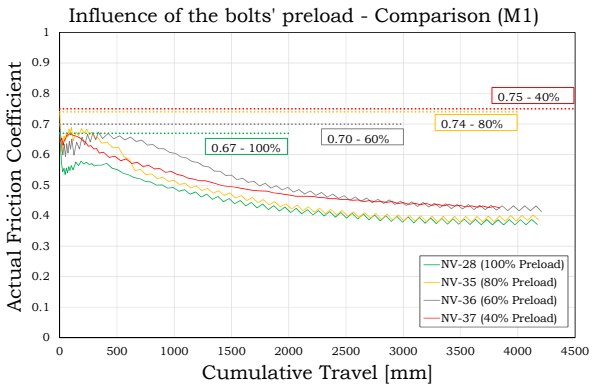
Slika 2.45. Upad sile v vijakih (100% do 40% prednapetje)



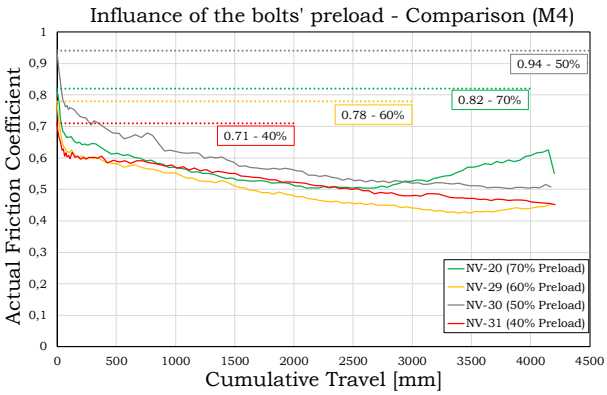
Slika 2.46. Upad sipanja energije (100% do 40% prednapetje)

Iz teh grafov je možno razbrati, da zmanjšanje začetne sile prednapetja vodi k manjšemu upadu dušenja. Ta zadnji parameter izraža predvsem upad sposobnosti sipanja energije tornega stika. V smislu začetne vrednosti koeficienta trenja, kot je predstavljeno na slikah (Slika 2.47-Slika

2.49), trije materiali niso kazali močne odvisnosti od prednapetja, medtem ko se je postopni upad vrednosti zmanjšal, ko se je zmanjšala začetna sila prednapetja. Raztros začetne vrednosti koeficienta trenja, ki je bil zabeležen v preizkusih, se je tako rekoč ujemal z običajnim statističnim razponom vrednosti koeficienta trenja za te materiale. Začetna vrednost koeficienta trenja za material M1 je bil v območju od 0.67 do 0.75, za material M4 od 0.71 do 0.94 in za material M6 od 0.62 do 0.65 (brez jasnega trenda z ozirom na nivo prednapetja), medtem ko je interval zaupanja za isti parameter enak 0.62-0.81 za material M1, 0.69-0.84 za material M4 in 0.52-0.68 za material M6.

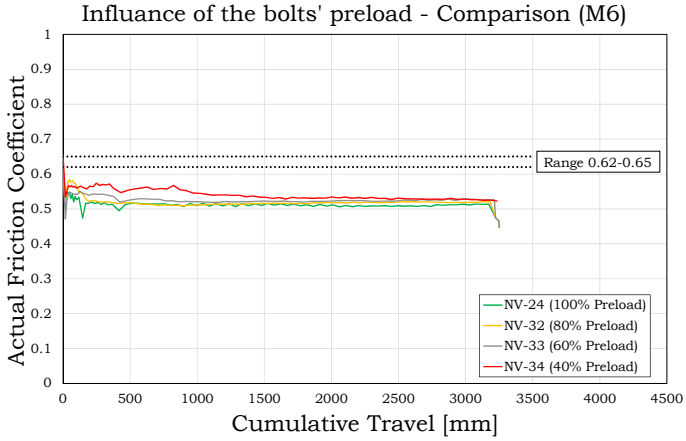


Slika 2.47. Vpliv prednapetja na koeficient trenja: M1 obloge



Slika 2.48. Vpliv prednapetja na koeficient trenja: M4 obloge

Preizkusi pri različnih nivojih prednapetja niso pokazali korelacije med koeficientom lepenja in silo prednapetja vijakov. Po drugi strani pa (pričakovano) prikaz sile v vijakih, prikazane kot delež začetne sile prednapetja v odvisnosti od skupnega pomika in grafi upadanja efektivnega dušenja v odvisnosti od števila ciklov kažejo, da zmanjšanje nivoja prednapetja pripelje do nižjega upada prednapetja in nižje degradacije zaradi sipanja energije. Poleg tega je analiza vseh podatkov razkrila, da je za material M6 upad efektivnega dušenja pri desetem ciklu vedno nižji od 10% kot to zahteva EN 15129 [47]. Po drugi strani so za materiala M1 in M3 (mehki materiali) rezultati pokazali, da je to zahtevo mogoče doseči z omejitvijo pritiska na 60% elastične nosilnosti.

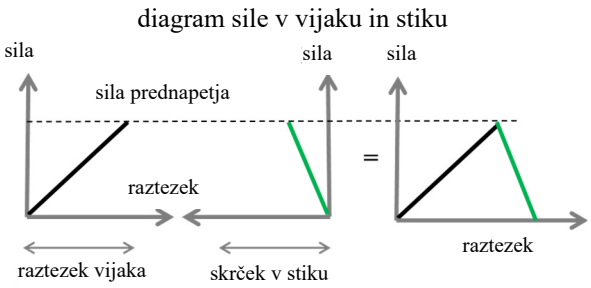


Slika 2.49. Vpliv sile prednapetja na koeficient trenja: M6 obloge

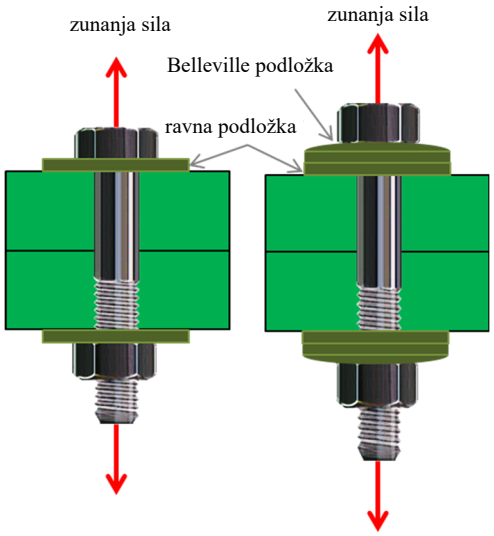
2.3.2.4 Vpliv konfiguracije vzmetnih podložk

Vzmetne podložke so vrsta stožčastih podložk, pogosto imenovanih tudi Belleville, ki se lahko elastično deformirajo (če so pravilno nastavljene [48]) dokler ne dosežejo mejne vrednosti. Nato kažejo znatno povečanje togosti dokler se popolnoma ne zravnajo. Najpomembnejša lastnost je, da jih lahko zlagamo eno na drugo (vzporedno), tako da podvojimo trdnost, ali obrnjene eno proti drugi, da podvojimo deformabilnost, ali drugačnih serijah vzporedno ali zaporedno, da dobimo sistem podložk z željenimi lastnostmi togosti in trdnosti. Njihovo uporabo v tehnični literaturi običajno ocenjujejo kot koristno v vseh primerih, kjer so uporabljene za vzdrževanje nivoja prednapetja v vijakih skozi celotno življenjsko dobo spoja in posebej v primerih, kjer so pričakovane vibracije, krčenje ali elastično interakcijo vijakov.

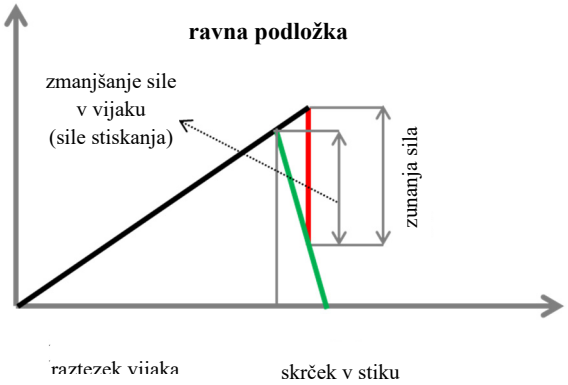
Vsi ti pojavi so podrobno pojasnjeni v [48]. Njihov možen učinek je na kratko predstavljen na slikah 2.50 do 2.53, kjer sta primerjana sestava z običajnimi in vzmetenimi podložkami. Glavna razlika med sestavoma je v tem, da je v stiku z nižjo osno togostjo sestava upad sile v vijaku manjši, ko na vijak deluje zunanja natezna sila. Zmanjšanje debeline stika lahko povzroči obraba materialov v stiku pri cikličnem obremenjevanju ali lezenje premaznih slojev (stiskanje premaza in vršičkov na površini). Vzmetene podložke raztegujejo steblo vijaka ter tako vsaj delno odpravijo relaksacijo vijakov. Učinek različnih konfiguracij vzmetenih podložk je bil preučen v okviru projekta FREEDAM. S cikličnimi preizkusi so preučili uporabo štirih različnih možnih konfiguracij in sicer: brez vzmetenih podložk, 3 vzmetene podložke v vzporedni postavitvi 3DS (DS = ang. »*Disc Spring*« = vzmetne podložke), 3 vzporedne dvakrat zaporedno (6 podložk - 6DS) in 3 vzporedne 3 krat zaporedno (9 podložk – 9DS). Kot v prejšnjih poglavjih so rezultati kratko povzeti. Kot primer je podan M1 material, za ostale primere je bilo obnašanje zelo podobno, zato spoznanja veljajo tudi za ostale materiale preučene v tem delu. Primerjava je podana za material M1, saj omogoča enostaven poudarek vpliva vzmetenih podložk na ciklično obremenjevanje. Upoštevaje material M1, je mogoče iz slik 2.54 do 2.57 opaziti, da konfiguracija vzmetenih podložk v splošnem nima bistvenega vpliva na histerezni odziv. Pri vseh preizkusih je sila trenja padla iz začetne vrednosti okoli 400 kN na 200kN. Konfiguracija z več vzmetenimi podložkami je izkazovala obnašanje z višjo stopnjo degradacije, kar je nasprotju s pričakovanji.



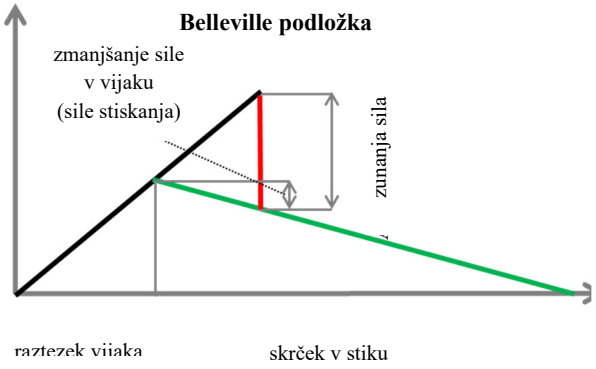
Slika 2.50. Značilen diagram obnašanja vijaka



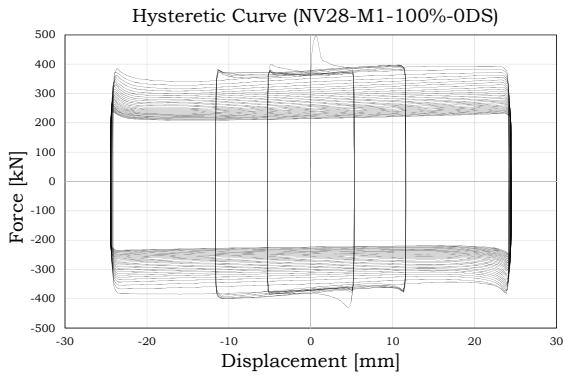
Slika 2.51. Stik s podložkami ali vzmetenimi podložkami



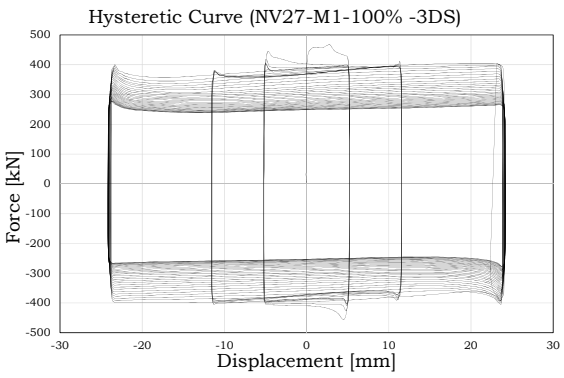
Slika 2.52. Diagram z običajnimi podložkami



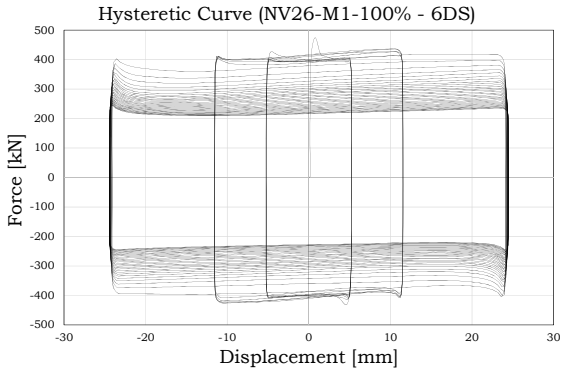
Slika 2.53. Diagram z vzmetenimi podložkami



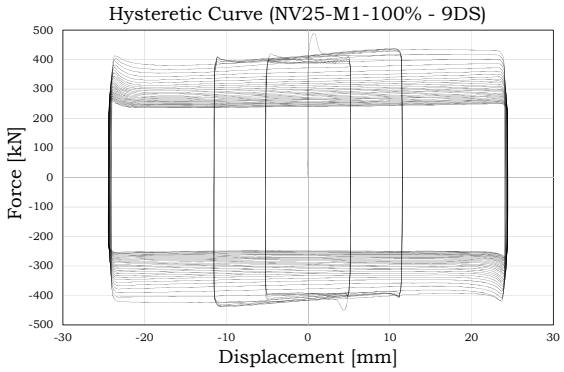
Slika 2.54. M1 obloge z običajnimi podložkami



Slika 2.55. M1 obloge s 3DS

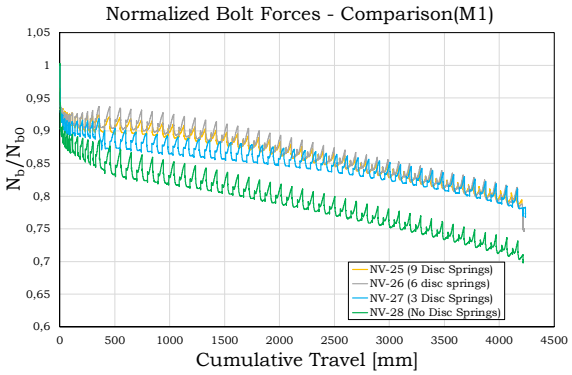


Slika 2.56. M1 obloge s 6DS

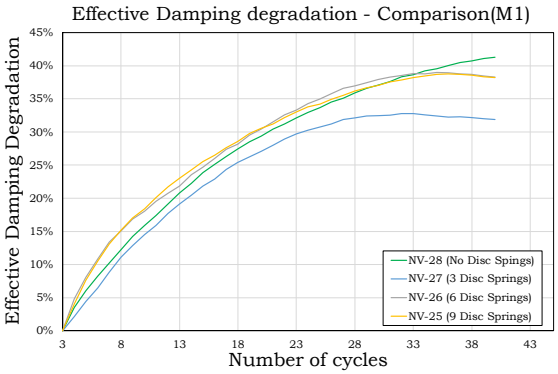


Slika 2.57. M1 obloge z 9DS

Z vidika splošnega histereznega odziva ta rezultat kaže na omejeno učinkovitost evropskih standardnih vzmetenih podložk na odziv dušilca. Na to kaže tudi graf sil v vijakih med preizkusom in diagram upadanja efektivnega dušenja (sliki 2.58 in 2.59). Slika 2.58 prikazuje sile v vijakih, kjer ima višja deformabilnost vijačenega sestava, pričakovano manjšo izgubo začetnega prednapetja. Vendar se ta prednost ne pokaže v splošnem izboljšanju histereznega odziva stika, najbrž zaradi višje obrabe tornega materiala. To je opazno v diagramu upadanja efektivnega dušenja (slika 2.59), ki kaže da uporaba različnih konfiguracij vzmetenih podložk ne prispeva k znatnemu izboljšanju odziva.



Slika 2.58. Sile v vijakih pri različnih konfiguracijah podložk



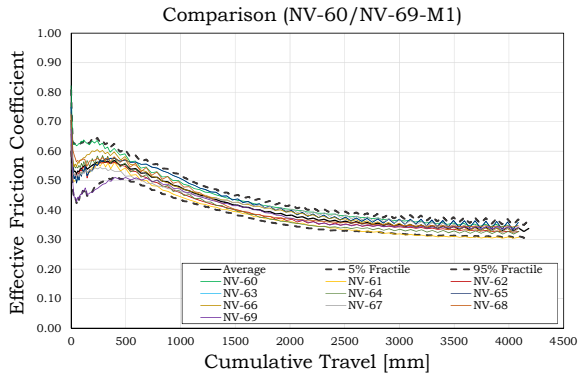
Slika 2.59. Upad efektivnega dušenja pri različnih konfiguracijah podložk

Končna ugotovitev kaže, da evropska standardizirane vzmetene podložke pomagajo vzdrževati prednapetje v vijakih, toda v splošnem ne morejo prispevati k znatnem izboljšanju histereznega odziva. Čeprav je lahko njihova vloga pri omejevanju drugih pojavov, kot so izgube prednapetja na dolgi rok, vibracij ali termalnih deformacijah, znatna, pa ima njihova uporaba omejen vpliv na histerezno obnašanje.

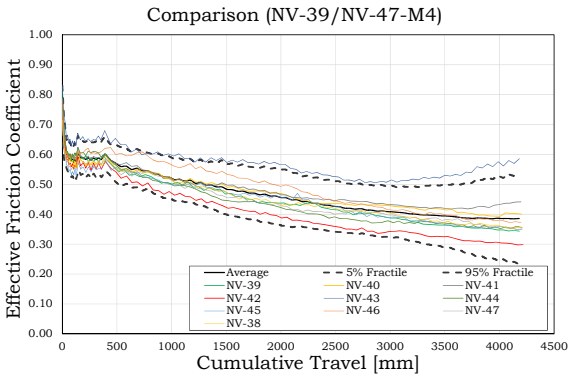
2.3.2.5 Vpliv naključnosti

V okviru FREEDAM projekta so bili posebej zasnovani preizkusi za oceno intervala zaupanja koeficienta trenja in predlagane vrednosti koeficienta trenja za uporabo pri načrtovanju za MSU in MSN. Iz prejšnjih rezultatov se da opaziti, da so preizkušeni materiali oblog podvrženi naključnim variancam, kar je treba upoštevati pri načrtovanju, predvsem pri uporabi načel načrtovanja nosilnosti. Medtem, ko se pri kontrolah MSU običajno uporabljajo karakteristične

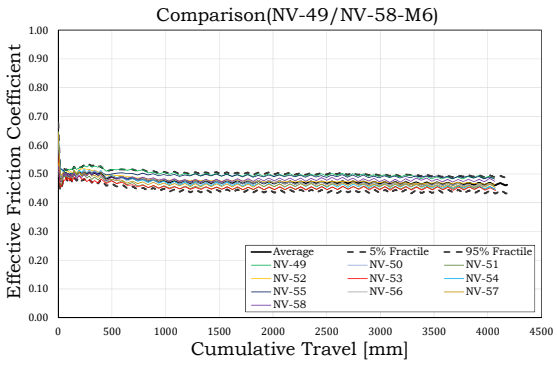
vrednosti statičnega koeficienta trenja (koeficienta lepenja), pa je pri kontrolah MSN in predvsem za uporabo načel načrtovanja nosilnosti, potrebno poznati tako najmanjšo vrednost koeficienta trenja (ustaljenega pri ciklični obtežbi), kot tudi zgornjo mejo statičnega koeficienta trenja. Razmerje med tema vrednostima očitno vpliva na koeficient dodatne nosilnosti, ki mora biti upoštevan pri načrtovanju delov konstrukcije, ki ne sipajo energije. Serije preizkusov so bile za vsak material obloge opravljene na desetih enakih preizkušancih, prednapetih na nivo 60% polnega prednapetja (najvišja vrednost, ki je bila predlagana na osnovi FREEDAM projekta). Čeprav vzmetene podložke niso bistvene iz potresnega vidika, kot je že bilo razloženo, pa so bili za oceno možnega vpliva na dolgoročni odziv, vibracije in termalne učinke, preizkušanci opremljeni s 6 vzmetenimi podložkami, dvakrat vzporedno trikrat zaporedno. Na slikah 2.60 do 2.62 je predstavljen povzetek koeficientov trenja iz vseh preizkusov, v odvisnosti od skupnega pomika. Na vsakem grafu je prikazana srednja vrednost (polna črta), 5 % ter 95 % centili (spodnja in zgornja črtkasta črta). Centili sta bili ovrednoteni za vsako vrednost skupnega pomika s prištevanjem ali odštevanjem *k*- krat koeficienta variacije od srednje vrednosti. Zaradi majhnega statističnega vzorca (10 preizkušancev za vsak material) je bila vrednost *k* določena pa navodilih iz EC0 poglavje D7.2 [26]. Ob predpostavki normalne porazdelitve je vrednost *k* enaka 1.92.



Slika 2.60. Variacija količnika trenja – M1 obloge



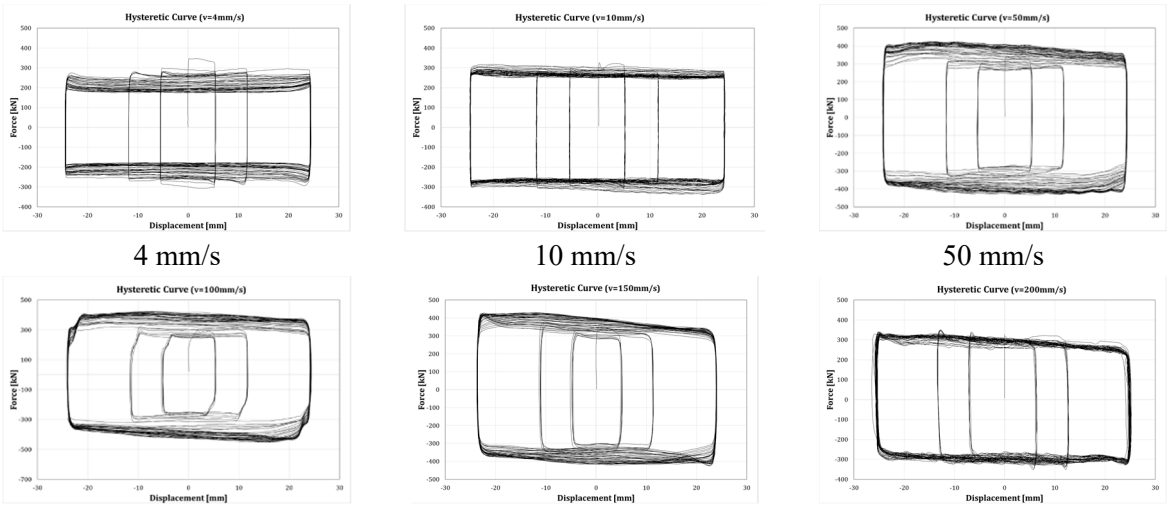
Slika 2.61. Variacija količnika trenja – M4 obloge



Slika 2.62. Variacija količnika trenja – M6 obloge

2.3.2.6 Vpliv hitrosti

Tudi preizkusi z visokimi hitrostmi so bili podobno kot preizkusi z nizkimi hitrostmi izvedeni v dveh ločenih korakih. V prvem koraku je bilo izvedeno manjše število preizkusov, pri katerih se je ocenilo osem materialov. V naslednjem koraku so bili izvedeni preizkusi le na materialih M1, M4 in M6.



4 mm/s 10 mm/s 50 mm/s

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

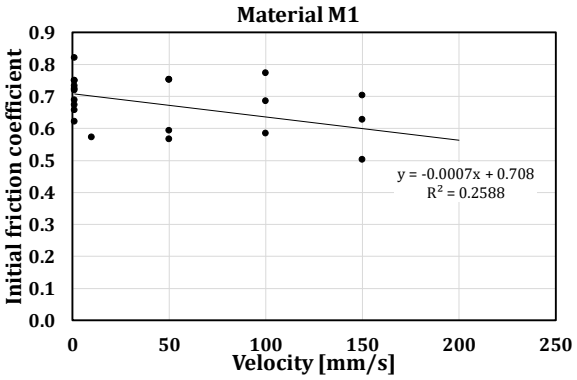
Slika 2.63. Vpliv hitrosti – M4 obloge

V prvi fazi preizkušanja je bilo izvedenih 15 preizkusov z visoko hitrostjo. Torne pločevine so bile prevlečene s petimi mehkimi materiali in tremi trdnimi materiali, ki so bili uporabljeni tudi v prejšnjih preizkusih. V drugi fazi je bilo na samo treh materialih (M1, M4 in M6) izvedenih 45 preizkusov z visoko hitrostjo.

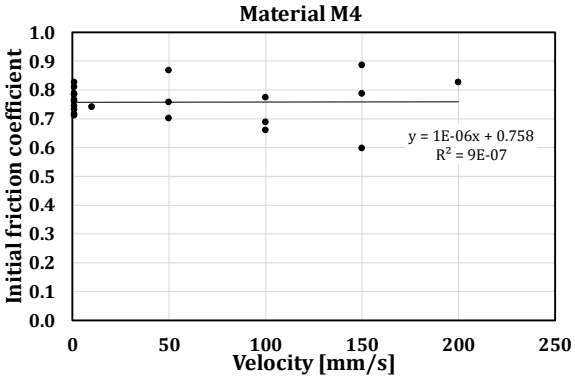
Preizkusi z visokimi hitrostmi so pokazali znatno odvisnost koeficienta trenja od hitrosti. To je jasno vidno iz prikazanih rezultatov preizkusov, kot na primer za material M4 (slika 2.63). Za ostale materiale so bili rezultati podobni, edino pri materialu M1 je bila pri najvišji hitrosti (200 mm/s) opažena nestabilnost histereznih zank. Zaradi hitrosti se spreminja oblika histereznih zank, začetna vrednost koeficienta trenja pa se bistveno ne spremni. Kot je prikazano na slikah 2.64 do 2.66, je izmerjena začetna vrednost koeficienta trenja padla v okvir med najmanjšo in največjo vrednostjo, ki padeta v interval zaupanja koeficienta trenja za tri preizkušane materiale. Poleg tega je bila ugotovljena zelo šibka korelacija med začetnim koeficientom trenja in hitrostjo drsenja za vse tri materiale (regresijska premica je skoraj vodoravna).

Preizkusi so pokazali, da kljub temu, da hitrost znatno ne vpliva na vrednost začetnega koeficienta trenja, pa vseeno prispeva pomemben učinek na obrabo materiala in nihanje sil v vijakih med preizkusi. V skoraj vseh cikličnih preizkusih je bilo opaženo, da je upad koeficienta trenja znatno višji kadar je hitrost drsenja nizka (kvazi statična). Zato se za konzervativno oceno upada koeficienta trenja lahko uporabi preizkuse z nizkimi hitrostmi, ki jih lahko izvedemo z enostavnejšimi preizkusi. Upad koeficienta trenja zaradi cikličnega obremenjevanja ni premo sorazmerna hitrosti. Za tri preizkušene materiale so bile izmerjene različne stopnje upada, ki so bile odvisne od hitrosti. Na primer za material M4 se stopnja upadanja koeficienta trenja manjša z višanjem hitrosti v območju 4 – 100 mm/s, v območju 100 – 200 mm/s pa se povečuje. Tudi drugi materiali imajo podobne odnose med hitrostjo in upadom koeficienta trenja, vendar

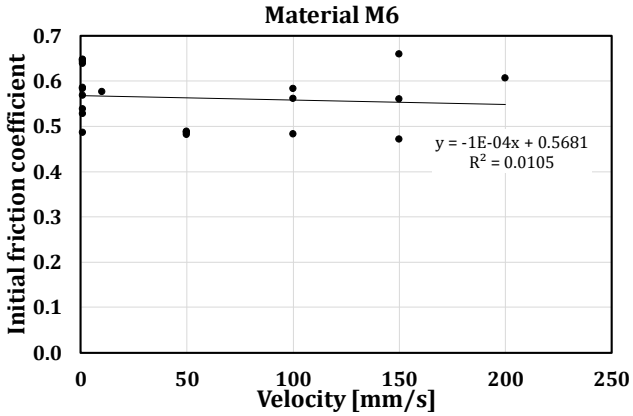
splošnega pravila ni mogoče postaviti. Material M1 je pokazal rahlo povezanost upada koeficienta trenja s hitrostjo, po drugi strani je material M6 pokazal mešan odziv glede na hitrost drsenja.



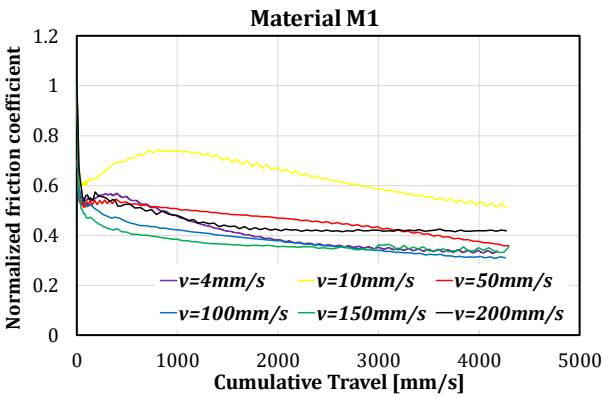
Slika 2.64. Vpliv hitrosti – M1 obloge



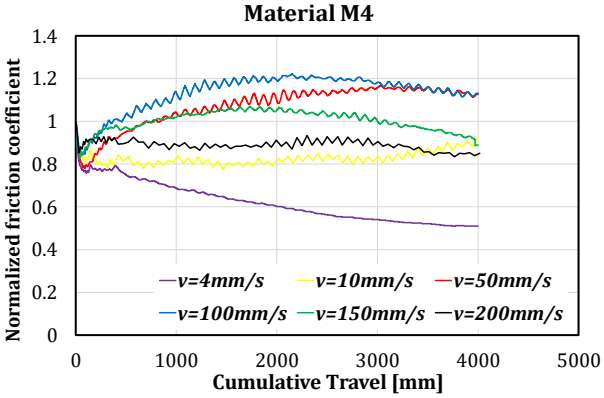
Slika 2.65. Vpliv hitrosti – M4 obloge



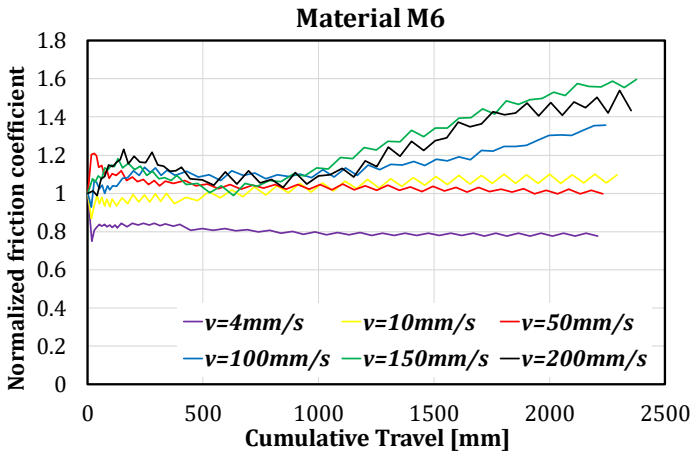
Slika 2.66. Vpliv hitrosti na začetni koeficient trenja – M6 obloge



Slika 2.67. Odvisnost upada koeficienta trenja od hitrosti – M1 obloge

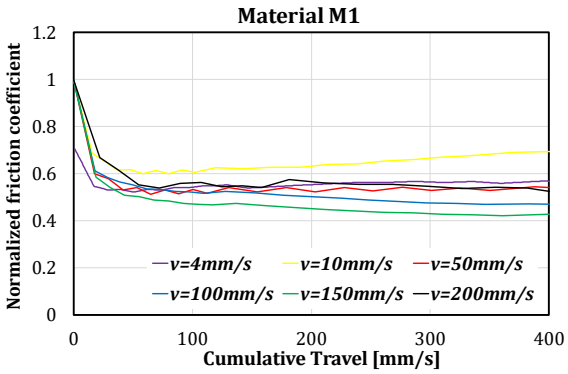


Slika 2.68. Odvisnost upada koeficienta trenja od hitrosti – M4 obloge

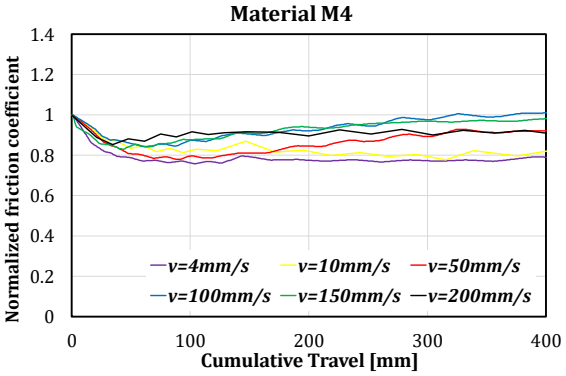


Slika 2.69. Odvisnost upada koeficienta trenja od hitrosti – M6 obloge

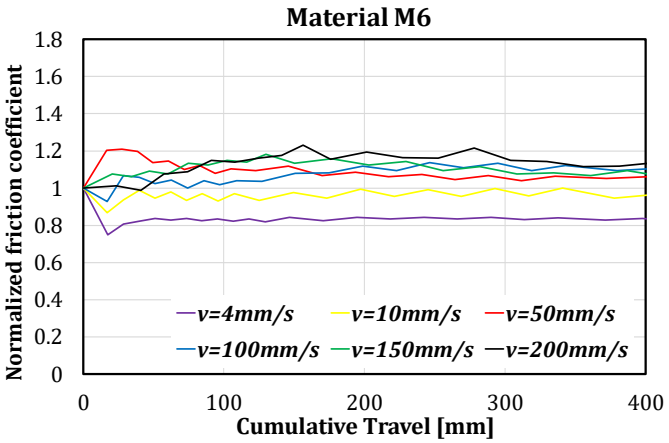
Materiala M4 in M6 kažeta na možno povečanje koeficienta trenja nad začetno statično vrednost, z višanjem hitrosti drsenja in skupnega pomika. Material M4 je pokazal največje povečanje koeficienta trenja glede na statično vrednost za okoli 20 %. Po drugi strani je material M6 pri zelo velikih vrednostih skupnega pomika dosegel 60 % povečanje. Iz vidika načrtovanja je ta pojav lahko izključujoč za uporabo načel načrtovanja nosilnosti in mora biti upoštevan pri oceni dodatne nosilnosti dušilca za načrtovanje delov konstrukcije, ki ne sipajo energije. Kljub temu je treba opozoriti, da so bili preizkusi z visokimi hitrosti izvedeni z zelo visokimi vrednostmi skupnih pomikov, ki so zagotovo nad zahtevanimi skupnimi pomiki, ki se pojavijo med dejanskimi potresi. V praksi bi lahko dobro oceno največjega skupnega pomika dobili z upoštevanjem zahtev, ki nastanejo pri uporabi standardiziranih protokolov obremenjevanja, ki so običajno priporočene za opis obnašanja spoja. Za protokol obremenjevanja za potresno predkvalifikacijo AISC 358 je enostavno pokazati, da je pri ročici dolžine 600 mm in največji rotaciji spoja 40 mrad, zgornja meja ocene zahteve skupnega pomika v tornem dušilcu približno 400 mm. Na slikah (Slika 2.70 do Slika 2.72), so prejšnji diagrami ponovno narisani z absciso, ki se konča pri 400 mm. Tako se vidi, da je v tem območju koeficient dodatne nosilnosti približno enak 1 za materiala M1 in M4 (mehka) in 1.2 za material M6.



Slika 2.70. Odvisnost upada koeficienta trenja od hitrosti do 400 mm– M1 obloge



Slika 2.71. Odvisnost upada koeficienta trenja od hitrosti do 400 mm– M4 obloge

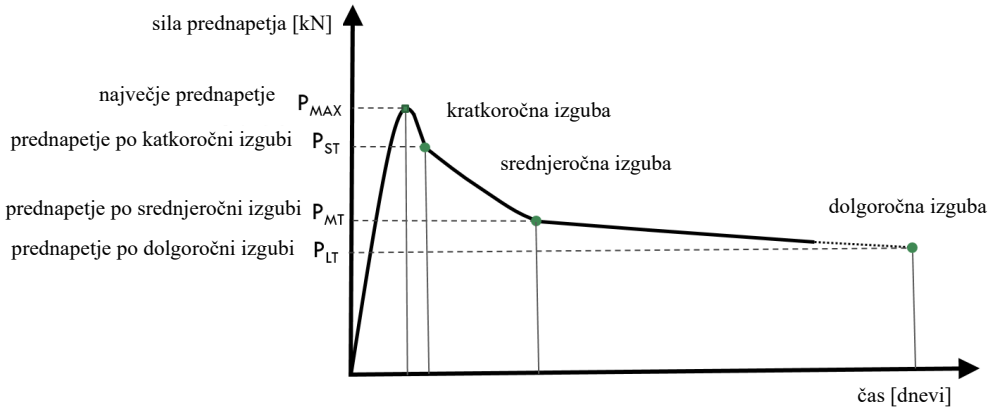


Slika 2.72. Odvisnost upada koeficienta trenja od hitrosti do 400 mm– M6 obloge

2.4 IZGUBE PREDNAPETJA MED PREDVIDENO ŽIVLJENJSKO DOBO

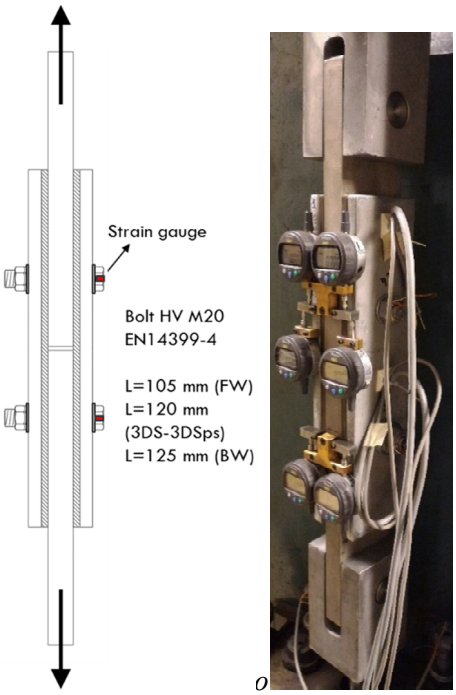
2.4.1 *Uvod*

V literaturi najdemo številne raziskave vpliva različnih tehnik prednapenjanja vijakov, pojavov relaksacije, lezenja prevlek, vibracij in samoodvitja vijakov, ki kažejo na to, da prednapeti vijaki vedno izgubijo del začetne sile prednapetja [49]-[51]. Izguba prednapetja je običajno znatna v prvih 12 urah po prednapetju, močan vpliv na skupne izgube prednapetja ima tudi velikost zunanjih obtežb, ki delujejo na spoj [52]. Poleg tega dolgotrajni preizkusi običajno pokažejo, da se po začetnih izgubah, izgube logaritmično povečujejo [50]. Izguba začetnega prednapetja v vijaku je povezana z različnimi pojavi, med katerimi so najbolj pomembni prenizek začetni nivo prednapetja, samoodvitje, relaksacija, krčenje, uporaba neprimernih materialov in zunanje obtežbe. Shematski prikaz razvoja sile prednapetja po času je prikazana na sliki 2.73, kjer se lahko razločijo tri stopnje. Takoj po privitju se pojavi začetna izguba, ki gre večinoma na račun vgraditve vijaka. Ta začetna izguba se zgodi takoj po privitju in narašča z velikostjo nivoja prednapetja, še posebej, če je vijak napet preko elastičnega območja [53]. Po namestitvi vijaka se pojavi tako imenovana srednjeročna izguba; različni vidiki vplivajo na velikost izgube, kot so nihanje temperature, težave z vgraditvijo vijaka in vpliv zunanjih obtežb. Nazadnje se pojavijo dolgoročne izgube, ki se skozi življenjsko dobo konstrukcije stalno večajo in po določenem času se hitrost upadanja prednapetja ustali.

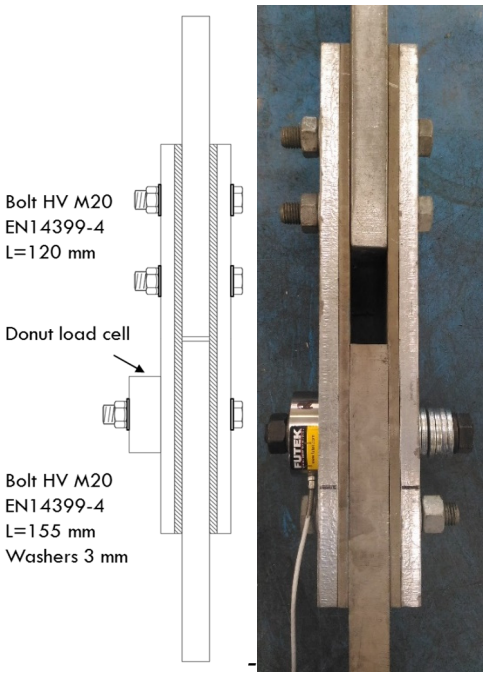


Slika 2.73. Razvoj prednapetja po času

Da bi opisali odziv prednapetih vijakov uporabljenih v tornih napravah, so na univerzi v Salernu in Liege-u med projektom FREEDAM opravili eksperimentalne raziskave (sliki 2.74 in 2.75). Da bi opisali izgubo prednapetja in ocenili metode za omejitev teh izgub so raziskali štiri vijačene sestave opremljene z različnimi postavitvami običajnih in vzmetenih podložk. Poleg tega so, da bi ocenili kratkoročne, srednjeročne in dolgoročne izgube, za vsak sestav izvedli preizkuse z različnimi časi trajanja. Za oceno kratkoročne in srednjeročne relaksacije so izvedli 20 kratkoročnih preizkusov (podaljšanih do 18 ur) in štiri srednjeročne preizkuse (30 dni). Dodatno so za štiri različne postavitve podložk izvedli pet dolgoročnih relaksacijskih preizkusov, kjer so 5 mesecev spremljali silo prednapetja v vijakih.



Slika 2.74. Postavitev dolgoročnega preizkusa

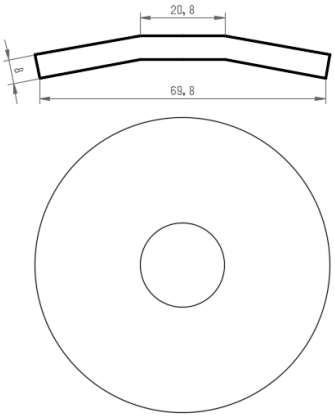


Slika 2.75. Postavitev kratko in srednjeročnega preizkusa

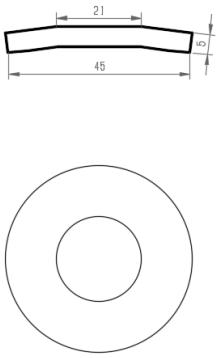
Preizkusi so bili izvedeni na simetričnih tornih stikih (SFC) sestavljenih iz podložnih pločevin (8 mm) prevlečenih z tornim materialom M4, dveh zunanjih vroče pocinkanih pločevin (15 mm) iz jekla S275JR in notranje pločevine s podaljšanimi luknjami iz nerjavnega jekla AISI 304. Pločevini sta bili priviti z vijaki M20 10.9 HV. Nastavljena vrednost prednapetja je bila določena na vrednost 120 kN, saj so prejšnji preizkusi na SFC pokazali koristen učinek nižjih napetosti v vijakih, obremenjenih na delovno napetost v mejah 30-70% polnega prednapetja. Za vse preizkuse so bili vijaki opremljeni s celicami za merjenje sile. V kratkoročnih in srednjeročnih preizkusih je razvoj sile v vijakih beležila merilna celica FUTEK LYH500 s kapaciteto 222.4 kN, nameščena pod glavo vijaka. Za dolgoročne preizkuse so bili uporabljeni merilni lističi v steblu vijaka.

Z namenom zmanjšanja izgub prednapetja so v nekaterih preizkusih uporabili Belleville podložke z obliko konusnega kolobarja (sliki 2.76 in 2.77). Da bi ocenili učinkovitost vpliva teh vzmetenih podložk na zmanjšanje izgube prednapetja, sta bili preizkušeni dve različici: standardizirana evropska vzmetena podložka za M20 vijake (DS po DIN 6796 [54]) in prilagojena Belleville podložka (BW – »Big Washer«). Prilagojene vzmetene podložke so pred

pripravljene v delavnici. To pomeni, da so v delavnici popolnoma zravnane z namenom utrditve materiala, ki zagotavlja popolnoma elastično obnašanje. Evropska vzmetena podložka je običajno proizvedena brez predpriprave. Zato je bila preizkušena v dostavljenem stanju (brez predpriprave) in pred pripravljena v laboratoriju z univerzalno preizkuševalno napravo.

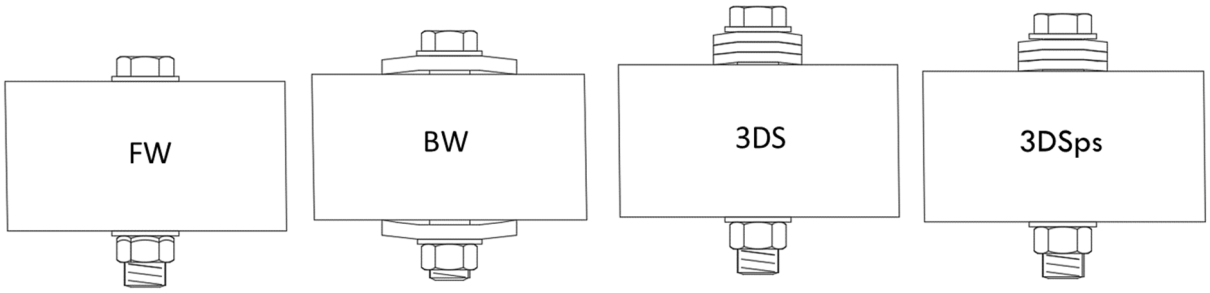


Slika 2.76. Belleville prilagojena podložka (BW)



Slika 2.77. Vzmetna podložka (DS) DIN 6796 M20

Prilagojene vzmetene podložke imajo nosilnost približno 120 kN. Evropska podložka, ki ustreza standardu DIN 6796 ima nosilnost okoli 70 kN (sila, ki splošči podložko). Kot je bilo omenjeno so bili v predstavljeni študiji preizkušeni štiri različni sestavi. Preizkušeni so bili: i) sestav z ravno podložko (FW – »Flat Washer«), ki ustreza standardu EN 14399-6 [55]; ii) sestav s parom prilagojenih Belleville podložk (BW), ena na strani matice in druga pri glavi vijaka; iii) tri vzporedno postavljene vzmetene podložke (3DS) po standardu DIN 6796; iv) tri vzporedno postavljene vzmetene podložke (3DSps) po DIN 6796, predpripravljene v laboratoriju (slika 2.78).



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*

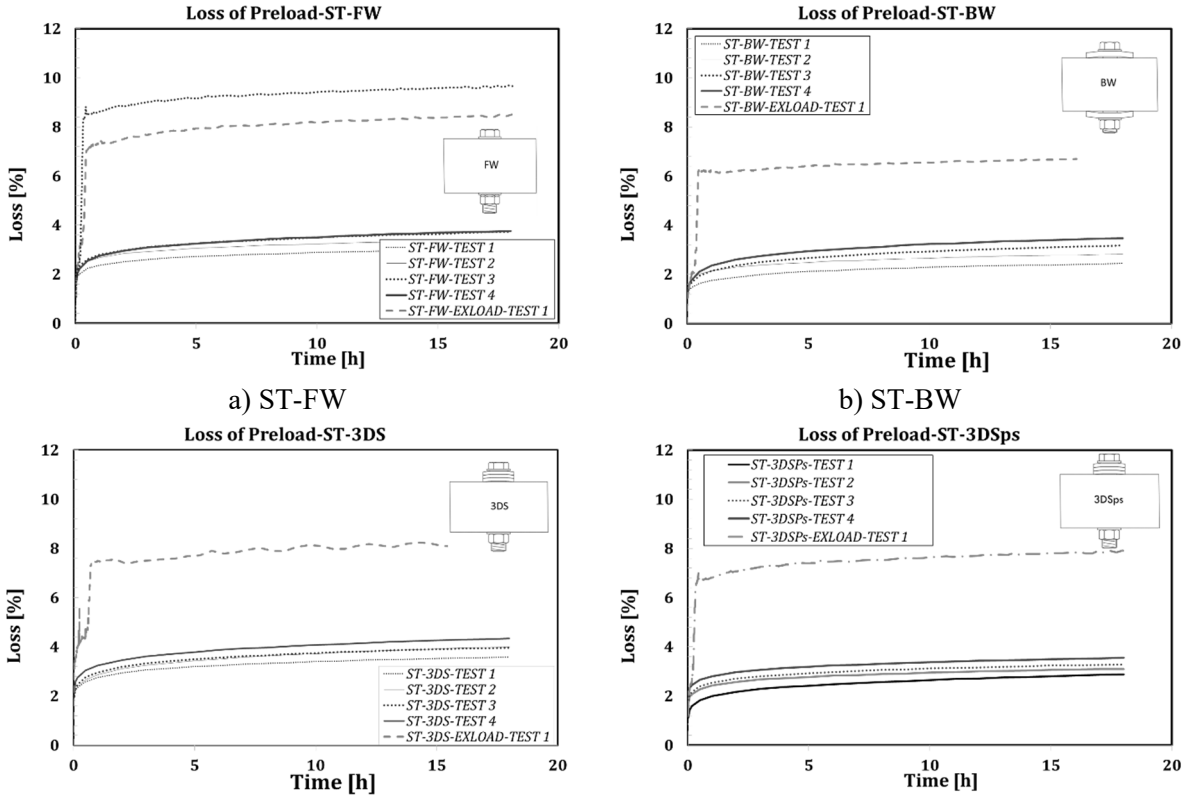
Slika 2.78. Preizkušeni sestavi podložk

Tri serije preizkusov za preučitev kratkoročnih in srednjeročnih vplivov so predstavljene v tem delu. Vsi opravljeni preizkusi so bili poimenovani s kraticami “ST-FW-TEST #”; kjer prvi dve črki kažeta vrsto preizkusa, ST = kratkoročni, MT = srednjeročni, in LT = dolgoročni; naslednji par črk kaže sestav podložk, FW = ravna podložka, BW = Belleville prilagojeni podložki, 3DS = 3 vzmetene podložke in 3DSps= 3 vzmetene podložke predpripravljene v laboratoriju; in zadnja številka označuje številko preizkusa (1, 2, 3…). Ista oznaka je bila uporabljena za preizkus z zunanjo obtežbo z dodanim nizom črk EXLOAD (zunanja obtežba). Na primer,

oznaka "ST-BW-EXLOAD-TEST1" pomeni kratkoročni preizkus (ST) preizkus 1 (TEST1) z Belleville prilagojenima podložkama (BW) z zunanjo obtežbo (EXLOAD). Zunanja obtežba, ki se nanaša na preklopni spoj, je določena v skladu s standardom EN 1090-2 za podaljšane preizkuse lezenja in je enaka 120 kN.

2.4.2 *Kratkoročna izguba prednapetja*

Da bi ocenili kratkoročno relaksacijo v predlaganem vijačenem spoju je bilo izvedenih 20 preizkusov (podaljšanih do 18h) na postavitvi 2 (Slika 2.75). Za vsako postavitev je bilo opravljenih pet preizkusov. Sestavi podložk so bili sledeči: a) standardne podložke EN 14399-6 (FW); b) prilagojene Belleville podložke (BS); c) DIN 6796 podložke brez predpriprave (3DS); d) DIN 6796 podložke s predpripravo v laboratoriju (3DSps). Štiri od petih preizkusov so bili opravljeni brez zunanje obtežbe spoja (ST-##-TEST#), peti pa je bil izveden z zunanjo obtežbo z vrednostjo120 kN (ST-##-EXLOAD-TEST#). Zadnji preizkus je bil izveden za oceno vpliva zunanje obtežbe na izgubo prednapetja. Vsi rezultati so povzeti na sliki 2.79.



a) ST-FW b) ST-BW

c) ST-3DS d) ST-3DSps

Slika 2.79. Rezultati kratkoročnih preizkusov.

Ko se dušilec obremeni z natezno silo (ST-##-EXLOAD-TEST#), se v trenutku izgubi del sile prednapetja. Vzrok je usedanje prevlek med glavo vijaka in matico ter navoji vijaka. Večinoma zunanja obtežba povzroči nenadno izgubo prednapetja na koncu poteka obteževanja. Vsi preizkusi kažejo premik krivulj izguba – čas, ki je sorazmeren z nanešeno obtežbo. V tabelah do 2.4 je izguba prednapetja prikazana s statističnimi parametri (srednja vrednost, standardna deviacija, koeficient variance ter 5% in 95% centili) pri časih 1 h, 6 h, 12 h, in 18 h. Izguba je ocenjena kot odstotek najvišje začetne vrednosti (120 kN). Dodatno je izračunana pričakovana izguba po 50 letih za vsak čas z logaritmično interpolacijo podatkov do danega časa, v skladu s

postopkom podanim v standardu EN 1090-2. Zadnja dva stolpca prikazujeta izgubo prednapetja natezno obremenjenega spoja. V tem primeru zaradi premalo podatkov, zato statistična obdelava ni bila možna.

Tabela 2.1. Kratkotrajni preizkus relaksacije FW

ST-FW TEST 1-4									ST-FW-EXLOAD-TEST1-2	
Čas	**μ [%]**	**σ [%]**	**CV**	**5% centila [kN]**	**95% centila [kN]**	**Izguba po 50 letih**				
						5% centila	**μ [%]**	**95% centila**	**Izguba [%]**	**50 letna izguba [%]**
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%

Tabela 2.2. Kratkotrajni preizkus relaksacije BW

ST-BW TEST 1-4									ST-BW-EXLOAD-TEST 1	
Čas	**μ [%]**	**σ [%]**	**CV**	**5% centila [kN]**	**95% centila [kN]**	**50 letna izguba**				
						5% centila	**μ [%]**	**95% centila**	**Izguba [%]**	**50 letna izguba [%]**
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%

Tabela 2.3. Kratkotrajni preizkus relaksacije 3DS

ST-BW TEST 1-4									ST-BW-EXLOAD-TEST 1	
Čas	**μ [%]**	**σ [%]**	**CV**	**5% centila [kN]**	**95% centila [kN]**	**50 letna izguba**				
						5% centila	**μ [%]**	**95% centila**	**Izguba [%]**	**50 letna izguba [%]**
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%

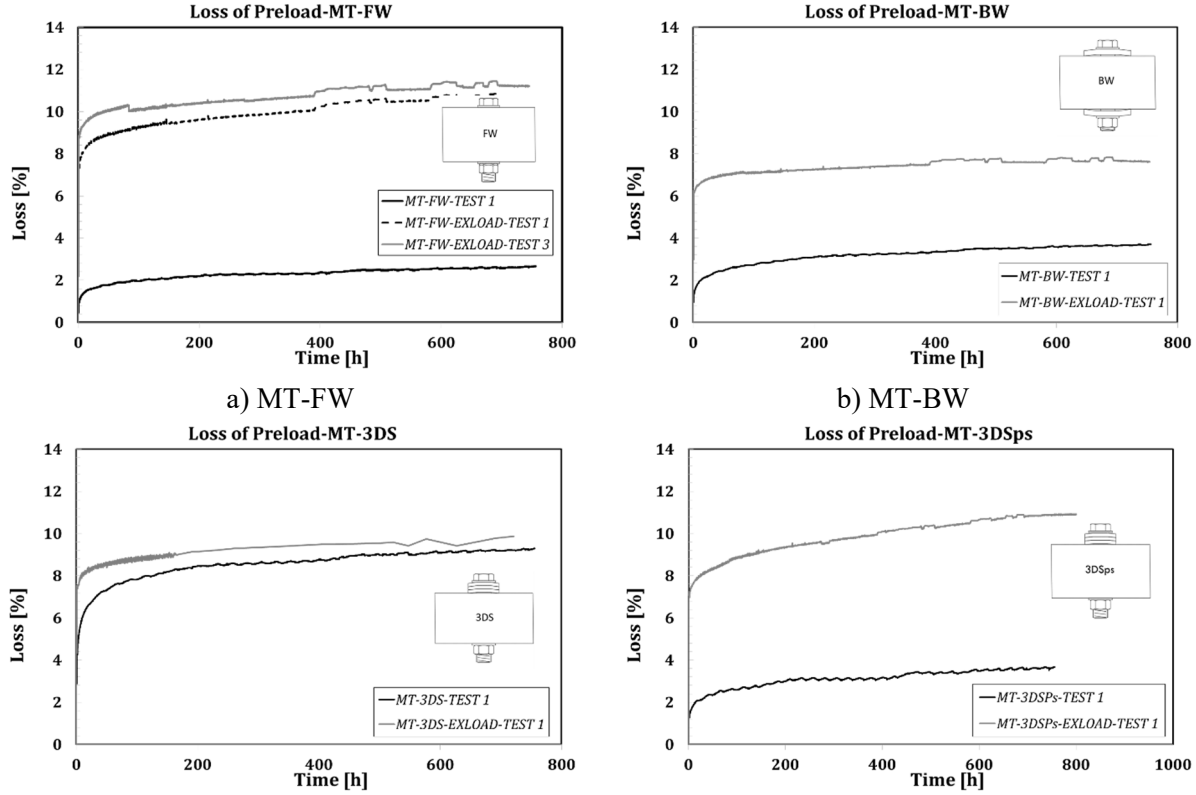
Tabela 2.4. Kratkotrajni preizkus relaksacije 3DSps

ST-3DSps TEST 1-4									ST-3DSps-EXLOAD-TEST 1	
Čas	**μ [%]**	**σ [%]**	**CV**	**5% centila [kN]**	**95% centila [kN]**	**Izguba po 50 letih**				
						5% centila	**μ [%]**	**95% centila**	**Izguba [%]**	**50 letna izguba [%]**
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%

Če spoj ni obremenjen z zunanjo obtežbo, je kratkoročna izguba podobna za vse preizkušene postavitve (3.4% v povprečju). Če je zunanja obtežba prisotna, imajo postavitve FW, 3DS, in 3DSps podobne nivoje izgub (9.16%, 8.29%, 7.85%), medtem ko postavitev BW kaže rahlo manjšo izgubo 6.76%.

2.4.3 *Srednjeročna izguba prednapetja*

Z istim pristopom kot je bil uporabljen za preizkuse kratkoročnih izgub in isto postavitvijo so bili izvedeni štirje srednjeročni preizkusi relaksacije. 30 dni (720 ur) se je beležil razvoj sil v vijakih. Srednjeročni preizkusi imajo za glavni cilj določitev izgub, ki se pojavijo v prvih urah in dneh po zategovanju vijakov. Preizkusi pa so bili precej podaljšani, da bi dobili predstavo kdaj se izgube ustalijo. Rezultati prikazani na Slika 2.80 se vedno primerjajo s preizkušancem obteženim z zunanjo silo (MT-##-EXLOAD-TEST#).



a) MT-FW b) MT-BW

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

Slika 2.80. Rezultati srednjeročnih preizkusov.

Tabela 2.5 podaja rezultate preizkusov brez in z zunanjo obtežbo. Za postavitev podložk FW, sta na voljo dva preizkusa z zunanjo obtežbo, zato so podane povprečne vrednosti. Z uporabo regresivne študije temelječe na 30 dnevnih relaksacijskih preizkusih so predstavljene pričakovane izgube po 50 letih. V tabeli sta predstavljena oba primera, najprej brez (MT-## - TEST#) in nato še z zunanjo obtežbo (MT-##-EXLOAD-TEST#).

V splošnem ni znatne razlike med izgubami pri postavitvah FW, BW in 3DSps brez zunanje obtežbe. Nasprotno pa ima postavitev 3DS precej višje izgube (9.21%), ki so blizu izgub pri obremenjenem stiku (9.87%). Zaradi omejenega števila preizkusov je težko oceniti srednjeročni odziv različnih postavitev.

Tabela 2.5. Povzetek srednjeročnih izgub

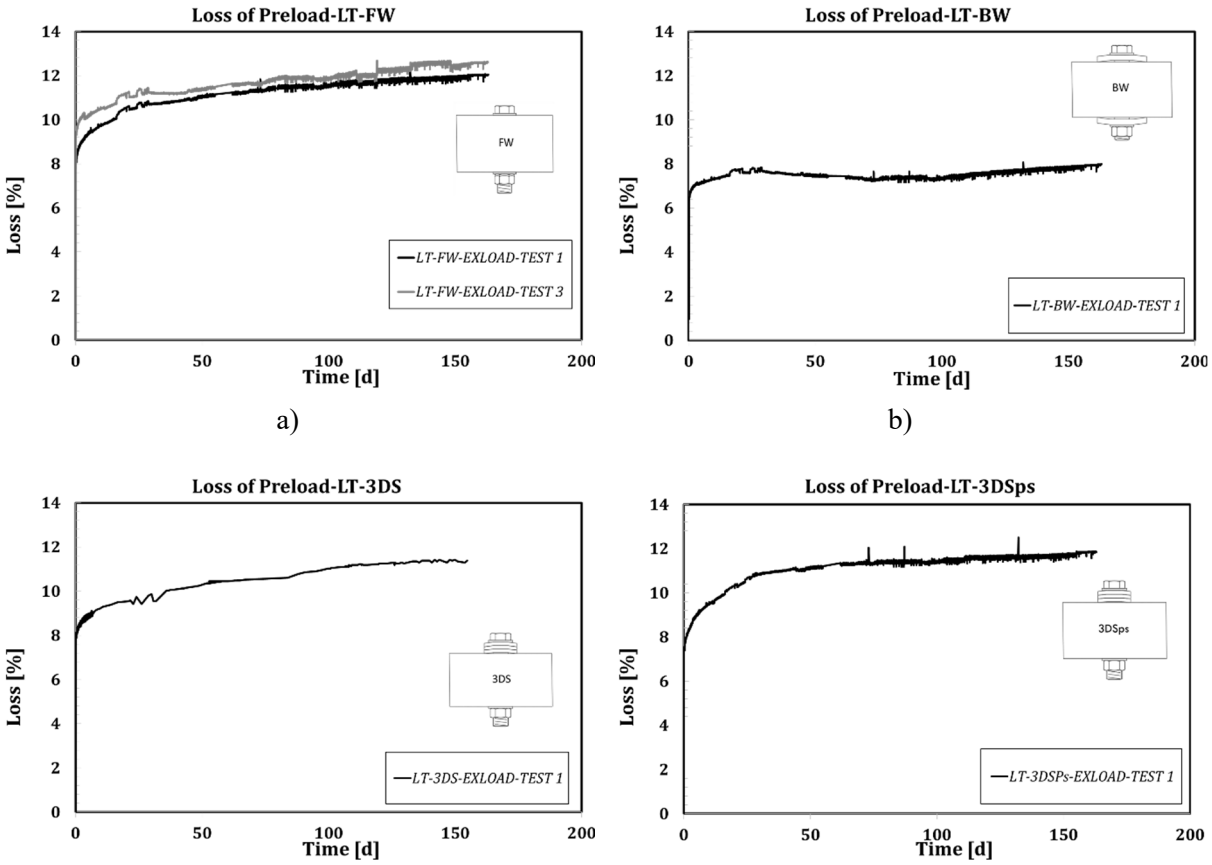
	MT-FW		MT-FW-EXLOAD		MT-BW		MT-BW-EXLOAD		MT-3DS		MT-3DS-EXLOAD		MT-3DSPs		MT-3DSps-EXLOAD	
čas	izguba [%]	50l izguba [%]	izguba [%]	50l izguba [%]	izguba [%]	50l izguba [%]	izguba [%]	50l izguba [%]	izguba [%]	50l izguba [%]	izguba [%]	50l izguba [%]	izguba [%]	50l izguba [%]	izguba [%]	50l izguba [%]
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	10.8	15.97

2.4.4 *Dolgoročne izgube prednapetja*

Dolgoročni preizkusi so bili izvedeni z beleženjem izgube prednapetja v obdobju petih mesecev. Preizkusi so bili izvedeni po protokolu za podaljšane preizkuse lezenja v skladu s standardom EN 1090-2. Cilj standardiziranega pristopa je bil določitev naklona krivulje logaritem pomika - čas in tako z ekstrapolacijo določiti izgube v ciljnem času. V preizkusih predstavljenih tukaj, so se izgube ustalile po približno 2-3 mesecih. Ta rezultat se ujema z ugotovitvami drugih avtorjev, ki so pri podobnih pogojih ugotovili, da se izgube ustalijo prej kot v 4 mesecih [49]. Preizkusi so bili izvedeni v sobi s stalno temperaturo 20 °C med celotnim trajanjem preizkusa. Cilj preizkusa je bil izmeriti spremembo deformacije v vijakih, da bi ovrednotili velikost izgub v dolgem časovnem obdobju z upoštevanjem vpliva delovne obtežbe v skladu z EN 1090-2. Meritve merilnih lističev so se pred in po nanosu natezne obtežbe pet mesecev neprekinjeno beležile. Da bi sledili pomikom pločevine zaradi lezenja, je bilo na preizkušancu nameščenih šest digitalnih merilnih uric (ID-C112X/1012X) z natančnostjo 0.0025 mm. Naprave so merile relativne pomike med notranjo pločevino in torno oblogo ter med zunanjo pločevino in torno oblogo, ki so bili daleč pod mejami podanimi v standardu EN 1090-2. Šest naprav je merilo relativne in skupne pomike. Takoj po privitju vijakov so bili sestavi postavljeni v testno napravo in obremenjeni z natezno silo. Izgube prednapetja v obdobju petih mesecev, izražene kot delež začetnega prednapetja, so predstavljene na sliki 2.81.

V splošnem med rezultati za FW, 3DS, in 3DSps ni velikih razlik, kar potrjuje rezultate kratko in srednjeročnih preizkusov. Višje izgube v vijakih lahko zaznamo v postavitvi z običajnimi podložkami. Te znašajo 11.9 % do 12.3 %. To je v skladu s pričakovanji, saj običajna podložka ne more kompenzirati izgube v vijaku. 3DS postavitev kaže izgube 11.3 %, kar je podobno FW postavitvi. Ker FW podložke niso utrjene s predpripravo, so manj primerne za tako uporabo. Toda tudi 3DSps postavitev kaže podoben rezultat (11.6% v 5 mesecih). Tudi za to postavitev je bila zabeležena podobna izguba prednapetja. Rezultat za 3DSps (Belleville DIN 6796) kaže, da v tem primeru izguba prednapetja ni odvisna od postopka predpriprave. Manjše izgube prednapetja so bile zabeležene pri postavitvi BW. Postavitev BW kaže manjšo izgubo prednapetja v 5 mesecih (7.4%). Ta rezultat se sklada s kratkoročnimi in srednjeročnimi izgubami predstavljenimi v prejšnjih poglavjih. Toda v tem primeru je razvoj izgub rahlo drugačen kot pri ostalih primerih. Naklon krivulje izgub ni vedno pozitiven. To bi lahko bila posledica relaksacije, ki počasi razbremenjuje podložko in tako nadomesti izgubo napetosti v

vijaku. Da se to zgodi, mora napetost v vijaku pasti toliko, da lahko rob podložke zdrsne po pločevini na katero se naslanja. Več podrobnosti o vplivu te vrste podložk na prednapetje je moč najti v [56]. Poudariti je potrebno, da predstavljeni preizkusi, čeprav v omejenem številu, potrjujejo in dopolnjujejo rezultate prejšnjih preizkusov podobnih postavitev [57]-[58]. Vredno je tudi omeniti, da v vseh preučenih primerih izguba prednapetja nikoli ni bila večja od 16 % začetnega prednapetja. Iz vidika načrtovanja je ta podatek zelo pomemben saj poudarja potrebo po parcialnem varnostnem faktorju za izgubo prednapetja v vijakih, ki bi ga lahko na osnovi opravljenih preizkusov konservativno postavili na vrednost 1.16. Iz praktičnega vidika, to pomeni, da naprave ne zdrsnejo med načrtovano življenjsko dobo konstrukcije, če zagotovimo, da so vijaki prednapeti s 16 % višjim momentom privitja.



Slika 2.81. Rezultati dolgoročnih preizkusov

2.5 NAČRTOVANJE IN NAPREDNO MODELIRANJE TORNIH DUŠILCEV

2.5.1 *Projektne vrednosti koeficienta trenja in regresijski modeli*

Z namenom priprave orodij za načrtovanje ali modeliranje naprav s tremi materiali oblog, ki so bili bolj podrobno proučevani v okviru raziskovalnega projekta FREEDAM (M1, M4 in M6), je bila izvedena regresivna analiza podatkov iz preizkusov z nizko hitrostjo (srednje vrednosti, spodnja in zgornja centila). Zavoljo enostavnejšega izvajanja se upoštevajo podatki preizkusov z nizko hitrostjo, saj kot je bilo že prej pokazano, ti podatki predstavljajo najbolj konservativen odziv z vidika ciklične degradacije. Tabela 2.6 povzema rezultate regresivne analize. Koeficient trenja je izražen kot funkcija skupnega pomika δ_t s sledečo enačbo:

$$\mu_{eff} = A_0{\delta_t}^2 + B_0\delta_t + C_0 \qquad \text{če } \delta_t < k$$

$$\mu_{eff} = A_1{\delta_t}^2 + B_1\delta_t + C_1 \qquad \text{če } k < \delta_t < 400\,mm$$

$$\mu_{eff} = A_2{\delta_t}^2 + B_2\delta_t + C_2 \qquad \text{če } 400 < \delta_t < 1500\,mm$$

$$\mu_{eff} = A_3{\delta_t}^2 + B_3\delta_t + C_3 \qquad \text{če } 1500 < \delta_t < 4000\,mm$$

Tabela 2.6. Rezultati regresivne analize

	Material M1			**Material M4**			**Material M6**		
	5% centila	**povprečje**	**95% centila**	**5% centila**	**povprečje**	**95% centila**	**5% centila**	**povprečje**	**95% centila**
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	

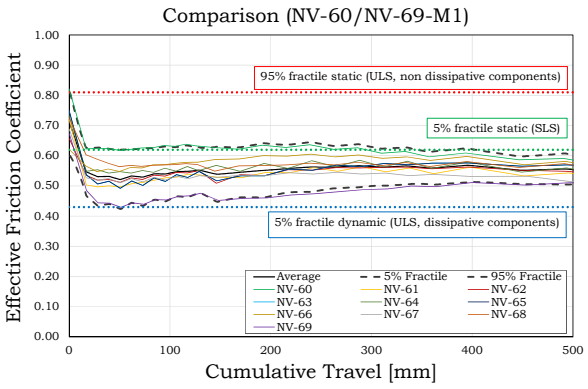
Iz rezultatov pridobljenih v prejšnjih poglavjih smo izpeljali glavne parametre za načrtovanje sipajočih spojev s tremi materiali. Kot omenjeno, načrtovanje torne naprave zahteva vsaj tri različne vrednosti koeficienta trenja. Vrednost za kontrole mejnega stanja uporabnosti, vrednost za načrtovanje nosilnosti dušilcev in zgornja vrednost količnika trenja za načrtovanje delov konstrukcije, ki ne sipajo energije (v primeru nizko disipativne konstrukcije so to spoji, prečke

in stebri). Pri kontrolah mejnega stanja uporabnosti je potrebno paziti, da torni spoji ne zdrsnejo pri statični obtežbi ali pri manjših potresih. Pri vseh teh obtežnih kombinacijah je potrebno uporabiti karakteristično vrednost statičnega koeficienta trenja. Pri dušilcih je potrebno pri MSN zagotoviti pravilno sipanje energije tako, da se upošteva najnižja pričakovana vrednost dinamičnega koeficienta trenja, torej karakteristično vrednost dinamičnega koeficienta trenja. Poleg tega je potrebno pri načrtovanju v MSN za elemente konstrukcije, ki ne sipajo energije, moramo upoštevati najvišjo vrednost statičnega koeficienta trenja, torej 95% centilo statičnega koeficienta trenja. To je najvišja možna vrednost, ki jo morajo iz statističnega vidika prenesti elementi konstrukcije, ki ne sipajo energije, preden stik v dušilcu zdrsne. S tem ciljem so za vsakega od treh materialov, za vsako serijo desetih izračunane efektivne in dejanske vrednosti statičnega koeficienta trenja. Podatki so povzeti v tabeli 2.7.

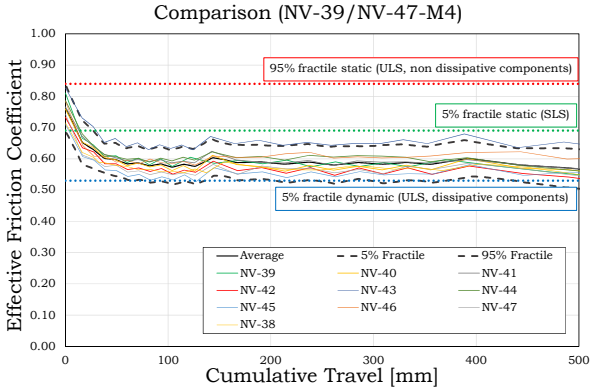
Tabela 2.7. Statični količnik trenja in statistični parametri

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*
5% centila		*0.62*	*0.61*	***5% centila***		*0.69*	*0.72*	***5% centila***		*0.52*	*0.52*
95% centila		*0.81*	*0.85*	***95% centila***		*0.84*	*0.87*	***95% centila***		*0.68*	*0.70*

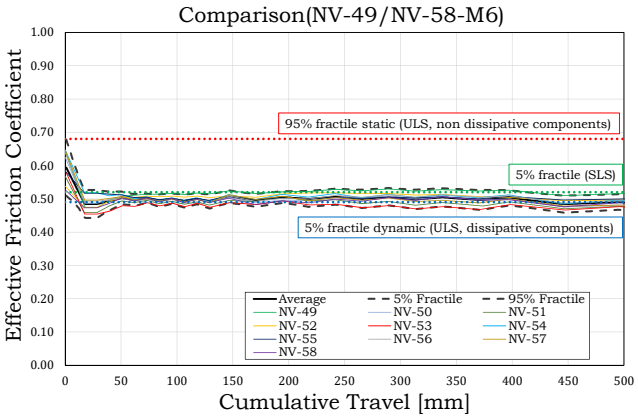
Kot je bilo prej opisano, so te vrednosti, skupaj s 5% centilami dinamičnega koeficienta trenja, ocenjenimi s prvim stabiliziranim ciklom, potrebne za načrtovanje tornih stikov.



Slika 2.82. Koeficient trenja v odvisnosti od skupnega pomika – material M1



Slika 2.83. Koeficient trenja v odvisnosti od skupnega pomika – material M4



Slika 2.84. Koeficient trenja v odvisnosti od skupnega pomika – material M6

Pomen teh koeficientov trenja je predstavljen na slikah 2.82 do 2.84, zavoljo enostavnosti pa so povzeti še v tabeli 2.8.

Tabela 2.8. Projektne vrednosti količnikov trenja

material M1		**material m4**		**material M6**	
projektni koeficient trenja	$\mu_{0,d}$	**projektni koeficient trenja**	$\mu_{0,d}$	**projektni koeficient trenja**	$\mu_{0,d}$
statična 5% centila	0.62	statična 5% centila	0.69	statična 5% centila	0.52
statična 95% centila	0.81	statična 95% centila	0.84	statična 95% centila	0.68
dinamična 5% centila	0.43	dinamična 5% centila	0.53	dinamična 5% centila	0.49

2.6 LITERATURA

[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. Statična 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 Statična 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.

POGLAVJE 3

RAZVOJ VOZLIŠČ FREEDAM

3.1 UVOD

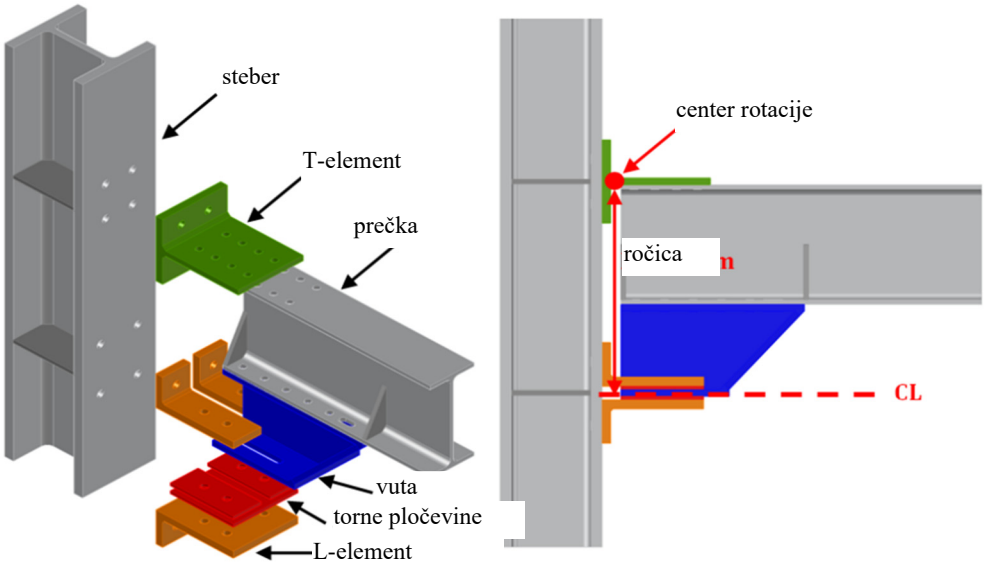
V znanstveni skupnosti je bilo v zadnjih desetletjih veliko pozornosti [1-11] namenjene uporabi zamenljivih protipotresnih naprav v vozliščih steber-prečka. Te naprave imajo visoko sposobnost sipanja energije, kar posledično zmanjša zahtevano globalno in lokalno duktilnost. Do danes je bilo predlaganih več vrst dušilcev, ki zagotavljajo dušenje na osnovi enostavnih mehanizmov kot so tečenje kovine, trenje in viskoznost tekočin [12,13]. Njihova uporaba je bila predlagana predvsem v okviru pristopa k načrtovanju, ki temelji na načrtovanem dodatnem sipanju energije.

Kljub dejstvu, da uporaba protipotresnih naprav zmanjša poškodbe konstrukcije, pa vodoravni pomiki, ki so običajno potrebni za aktivacijo dušenja, vodijo do razvoja poškodb v primarnih elementih konstrukcije, ki jih je težko ali nepraktično popraviti.
Zato je pred kratkim zaživela ideja o opremljanju vozlišč v jeklenih konstrukcijah z dušilci, s katerimi skoraj popolnoma odpravimo poškodbe. Tak je na primer spoj z drsnim členkom (SHJ), ki ga razvijajo na univerzi v Aucklandu od leta 2004 [14-20]. Ti spoji, ko se jih uporabi v jeklenih momentnih okvirjih (MRF), lahko razvijejo velike neelastične zasuke med stebrom in prečko, saj asimetrični torni dušilec (AFD), ki se nahaja na nivoju spodnje pasnice prečke, zdrsne [21-24]. Taka postavitev prinaša mnogo prednosti. Zaradi svoje visoke togosti in delne nosilnosti omogoča omejitev vodoravnih pomikov in istočasno ščiti krajišče prečke pred plastifikacijo. Zmanjša se tudi potreba po predimenzioniranju stebra, ki izhaja iz upoštevanja kriterija hierarhije elementov v spoju, ki ga določajo standardi za potresno odporno projektiranje.

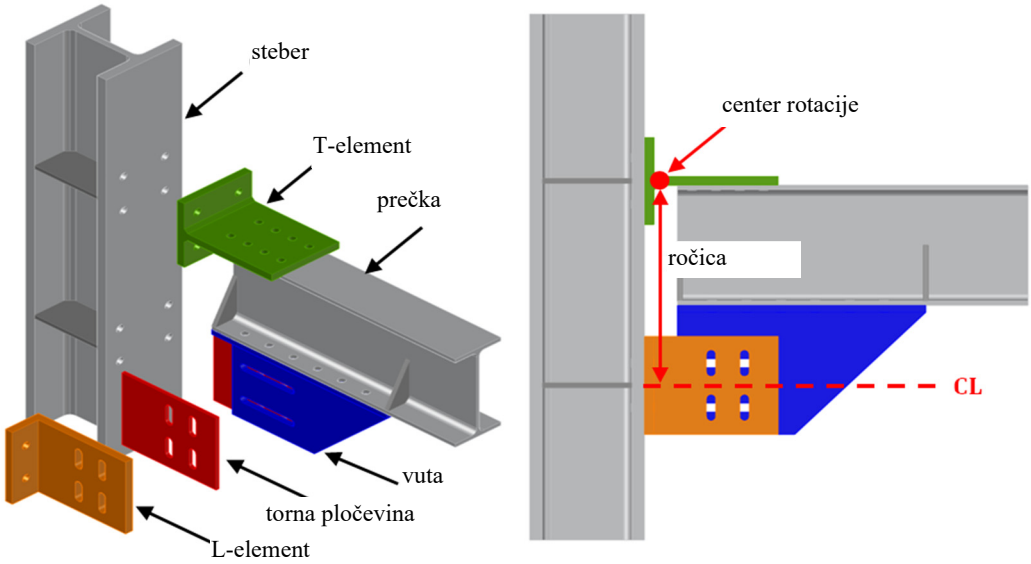
Pred kratkim so bile v okviru obširnega raziskovalnega projekta, usmerjenega v razvoj, načrtovanje in preizkušanje vozlišč steber-prečka, opremljenih s tornimi dušilci [25-35], predlagane podobne zasnove vozlišč z uporabo simetričnih tornih dušilcev (SFD). Vozlišča opremljena s SFD omogočajo doseganje enakih prednosti, kot jih imajo SHJ (togost, nastavljiva odpornost, duktilnost in visoka sposobnost sipanja energije), kjer je celotni sestav izdelan v delavnici, na gradbišču pa se sestav le privijači na nosilne elemente (steber in prečka).

Glavna prednost industrijskega sestava je natančen nadzor nad kvaliteto tornih oblog in postopkom privijanja vijakov. Zagotavljanje strogega nadzora proizvodnje je ključnega pomena za pravilno delovanje tornih naprav. Možnost enostavne odstranitve in zamenjave torne naprave zagotovimo s podaljšanimi luknjami v vuti dušilca, ki je s prednapetimi vijaki privijačena na pasnico prečke in preko tornih oblog na L-elemente. Preiskovani sta bili dve postavitvi in sicer: HFC postavitev, kjer je vuta vzporedna s pasnico prečke in VFC postavitev, kjer je vuta postavljena pravokotno na pasnico prečke (slika 3.1). Pri upogibu se spoj vrti okoli osi, ki se nahaja v središču zgornjega T-elementa, energija pa se sipa pri drsenju vute po tornih oblogah. Dodatna prednost vute je v podaljšanju ročice, kar omogoča zmanjšanje sile v torni napravi potrebne za zagotavljanje zahtev pri mejnem stanju uporabnosti.

Preizkušanje te postavitve spoja je naslovilo pomembne vidike obnašanja spoja, kot je odziv tornih oblog na ciklično obremenjevanje, obnašanje prednapetih vijakov pri vgradnji in skozi celo življenjsko dobo, numerično modeliranje vozlišč steber-prečka opremljenih s tornimi napravami in odziv tornih dušilcev pri udarni obtežbi [25-36].



a) Torni spoj z dušilcem v ravnini vzporedni s pasnico prečke (HFC-postavitev)



b) Torni spoj z dušilcem v ravnini vzporedni s stojino prečke (VFC-postavitev)

Slika 3.1. Postavitvi tornih spojev s simetričnimi tornimi dušilci

V okviru projekta FREEDAM je bila z namenom ocenitve odziva tornih spojev izvedena široko zastavljena kampanja preizkušanja sestavov, ki predstavljajo obnašanje zunanjih in notranjih vozlišč v momentnih okvirih. Rezultati preizkusov so potrdili osnovne zahteve načrtovanja tornih stikov razvitih v okviru projekta in kalibracijo MKE modelov uporabljenih za izvedbo parametričnih študij. Glavni cilj preizkušanja je bil potrditev sposobnosti predlaganih vozlišč steber-prečka da sipajo vhodno energijo potresa skoraj brez poškodb. S tem ciljem je bilo izvedenih 16 preizkusov. Na Univerzi v Salernu je bilo izvedenih 8 preizkusov na zunanjih vozliščih, na Univerzi v Coimbri pa 8 preizkusov na notranjih vozliščih momentnega okvirja.

Vse komponente preizkušenega spoja razen tornih dušilcev, so bile načrtovane z uporabo modelov predlaganih v Eurocodu 3, del 1-8. Za nov element spoja, torej torni dušilec, pa so bili uporabljeni rezultati preizkusov na preklopnih stikih s podaljšanimi luknjami in tornimi oblogami. Kot je opisano v poglavju 2 so preizkusi na tornih oblogah pokazali, da materiala M1 in M6 razvijeta rahlo obnašanje lepenja in zdrsa, ki lahko povzroči vibracije. Čeprav bi bila ta materiala primerna za uporabo v FREEDAM dušilcih, so bili v preizkusih uporabljeni le dušilci z materialom M4. Ker le ta ne izkazuje pojava lepenja in zdrsa, se je zdel najbolj zanesljiv za namestitev v FREEDAM vozlišča. Preizkuse se je izvedlo na šestnajstih spojih steber-prečka, osem s prečko IPE 270 in osem s prečko IPE 450. Kot je bilo že omenjeno, sta bili obravnavani dve postavitvi tornega dušilca; in sicer vodoravna postavitev HFC in navpična postavitev VFC (slika 3.2). Za vsako postavitev dušilca, sta bila izvedena dva preizkusa. Prvi preizkus je bil izveden z vzmetenimi podložkami, pri drugem pa so bili vijaki opremljeni z običajnimi podložkami.

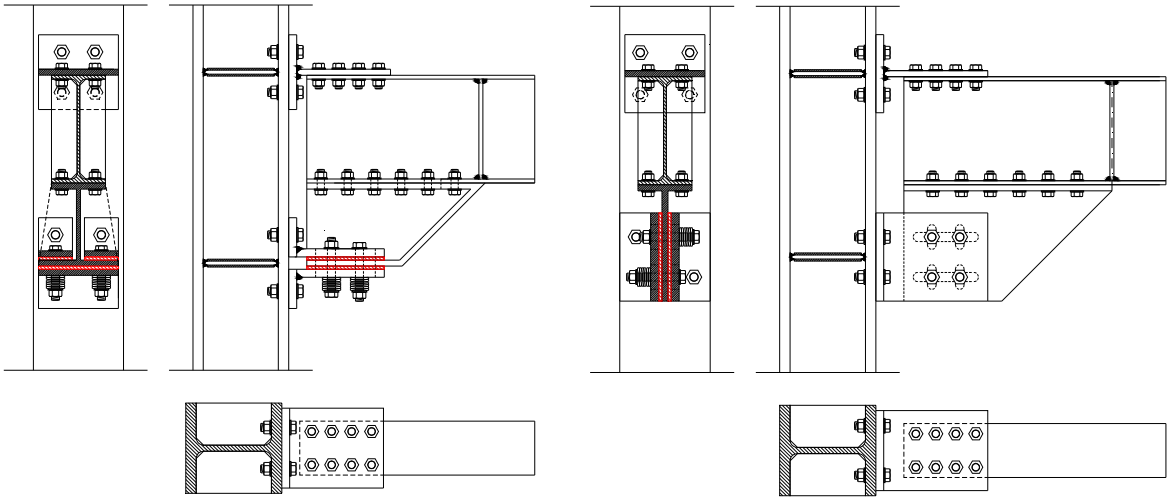
3.2 PREIZKUSI NA ZUNANJIH VOZLIŠČIH

3.2.1 *Opis postavitve preizkusa*

Preizkusi so potekali na naslednjih vozliščih:

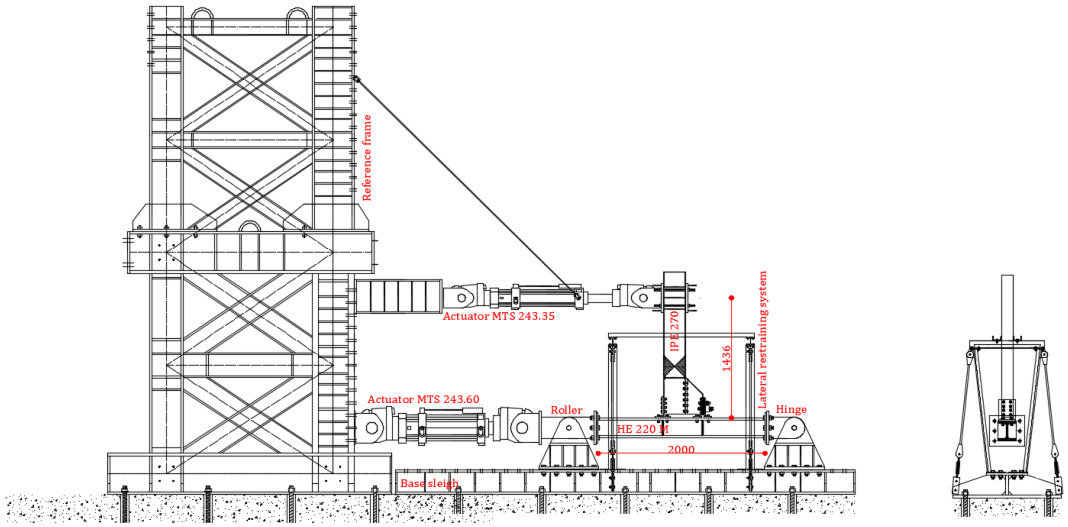
- FJ-CYC01: IPE270 prečka-HEM220 steber, VFC-sestav, vijaki M20 10.9 HV opremljeni s 6 vzmetnimi podložkami (3 skupine dveh vzporedno zloženih vzmetenih podložk, zložene zaporedno);
- FJ-CYC02: IPE270 prečka-HEM220 steber, HFC-sestav, vijaki M20 10.9 HV opremljeni s 6 vzmetnimi podložkami (3 skupine dveh vzporedno zloženih vzmetenih podložk, zložene zaporedno) ;
- FJ-CYC03: IPE450 prečka-HEB500 steber, VFC-sestav, vijaki M20 10.9 HV opremljeni s 6 vzmetnimi podložkami (3 skupine dveh vzporedno zloženih vzmetenih podložk, zložene zaporedno) ;
- FJ-CYC04: IPE450 prečka-HEB500 steber, HFC-sestav, vijaki M20 10.9 HV opremljeni s 6 vzmetnimi podložkami (3 skupine dveh vzporedno zloženih vzmetenih podložk, zložene zaporedno) ;
- FJ-CYC05: IPE270 prečka-HEM220 steber, VFC-sestav, vijaki M20 10.9 HV z običajnimi podložkami;
- FJ-CYC06: IPE270 prečka-HEM220 steber, HFC-sestav, vijaki M20 10.9 HV z običajnimi podložkami;
- FJ-CYC07: IPE450 prečka-HEB500 steber, VFC-sestav, vijaki M20 10.9 HV z običajnimi podložkami;
- FJ-CYC08: IPE450 prečka-HEB500 steber, HFC-sestav, vijaki M20 10.9 HV z običajnimi podložkami.

Vsi preizkusi so bili izvedeni v laboratoriju STRENGTH (STRuctural ENGineering Testing Hall) Univerze v Salernu. Postavitev preizkusa je bila izvedena z merilnimi napravami in stroji, ki bi jih lahko razdelili na tri glavne razrede: reakcijski okvirji in podpore, stroji za obteževanje in merilne naprave.

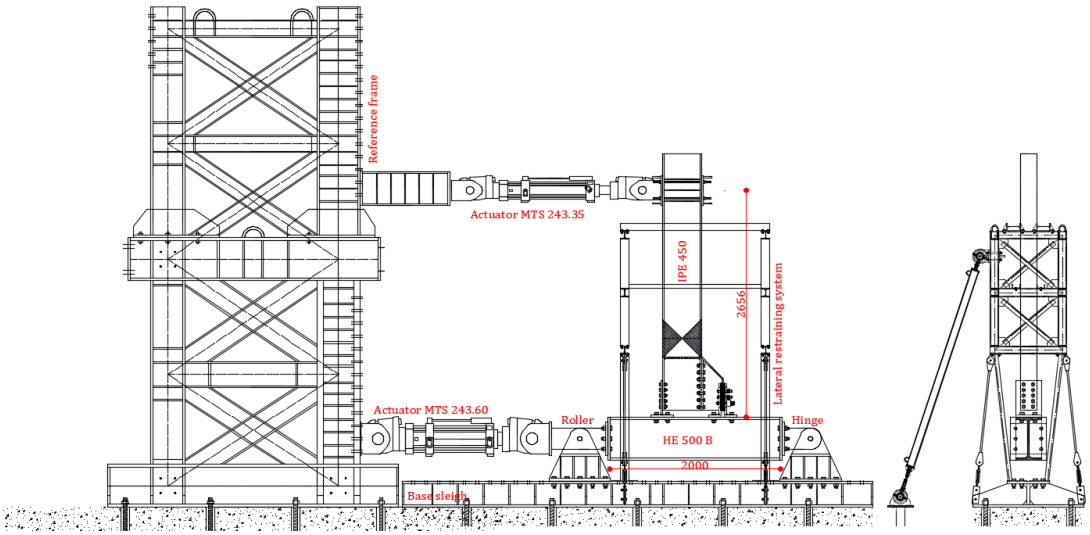


a) sestav z vodoravnim dušilcem b) sestav z navpičnim dušilcem

Slika 3.2. Preizkušanec (zunanje vozlišče)



a) FJ-CYC01-FJ-CYC04

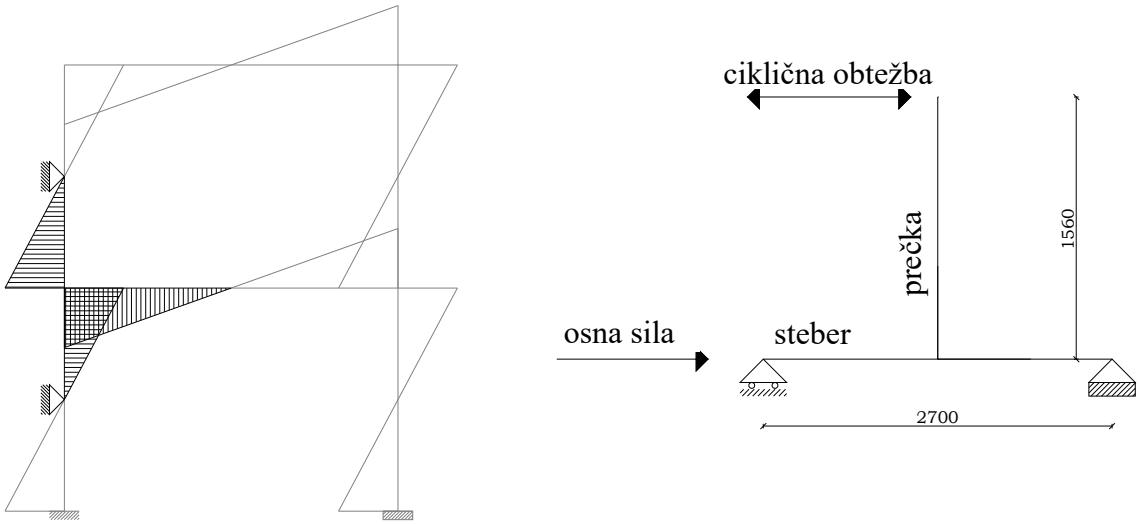


b) FJ-CYC05-FJ-CYC08

Slika 3.3. Postavitev preizkusa

V laboratoriju STRENGTH podpore predstavljajo kar tla laboratorija z luknjami (premera 80 mm in razporejene v mreži 1.0 m × 1.0 m), ki se uporabljajo za pritrjevanje vse preizkuševalne opreme. Tla so bila uporabljena za pritrditev vseh naprav, potrebnih za izvedbo preizkusa zunanjega vozlišča steber-prečka. Za izvedbo cikličnih preizkusov je bil uporabljen tog in močan reakcijski okvir in tog jeklen podporni element. Okvir je zvarjen iz jeklenih profilov in pločevin (slika 3.3).

Da bi posnemali točko ničnih momentov, ki se pojavi v dejanski konstrukciji (slika 3.4), sta bila narejena dva jeklena členka (slika 3.3). Členka sta načrtovana tako, da sta sposobna prenesti strižne sile do 2000 kN. Členka sta pritrjena na jekleno osnovo. Eden od členkov je strižno in osno sile prevzemal preko čepa v luknji s točnim naleganjem, s čimer se je zmanjšal zdrsa. Drugi členek pa je bil izdelan tako, da omogoča pomike v vodoravni smeri in preprečuje pomike v navpični smeri. Za izvedbo tega členka je bil uporabljen čep v podaljšanih luknjah, ki omogočijo željene pomike.



a) notranje sile v zunanjem vozlišču zaradi potresa;

b) laboratorijska postavitev, ki ponazarja del konstrukcije

Slika 3.4. Skica konstrukcije

Bočna zvrnitev prečke preizkušanca je bila preprečena z bočnimi podporami (slika 3.3). Med preizkušanjem so bili uporabljeni trije različni hidravlični bati podjetja MTS. Za vnašanje osne sile v steber je bil uporabljen bat MTS 243.60, ki se je krmilil po sili. Ta bat ima sposobnost obremenjevanja 1000 kN v tlaku in 650 kN v nategu, največji pomik bata pa je ± 12 5mm. Za vnašanje upogiba v spoj je bil uporabljen bata s kapaciteto odvisno od velikosti prečke. Bat, uporabljen za preizkušanje IPE 270 prečk, zmore obremenjevati s silo 245 kN in ima največji pomik ± 500 mm, bat, uporabljen za preizkušanje IPE 450 prečk, pa zmore obremenjevati s silo 500 kN in ima največji pomik ± 500 mm. Oba sta bila uporabljena za vnašanje željenega poteka pomikov na vrhu prečke. Krmiljenje je potekalo po pomiku. Spremljanje vnesenih pomikov na preizkušancih je bilo izvedeno z induktivnimi merilci pomikov (LVDT). Med preizkušanjem so bili pomiki prečke, stebra in elementov spoja, predvsem tornega dušilca, neprekinjeno beleženi z uporabo LVDT-jev. Kot omenjeno, so bili preizkusi izvedeni z uporabo dveh hidravličnih batov, spodnji bat je bil krmiljen po sili, za vnos konstantne osne tlačne sile velikosti 650 kN, medtem ko je bil zgornji bat uporabljen za vnos željenega cikličnega poteka pomikov.

Zgornji bat je bil pritrjen na vrhu prečke, kamor je vnašal potek pomikov skladno s protokolom obremenjevanja AISC 346-10 [37] (slika 3.5). To je protokol obremenjevanja, namenjen posebej za ciklično testiranje vozlišč. Ta protokol obremenjevanja je bil uporabljen tudi v okviru raziskovalnega projekta EQUALJOINTS.

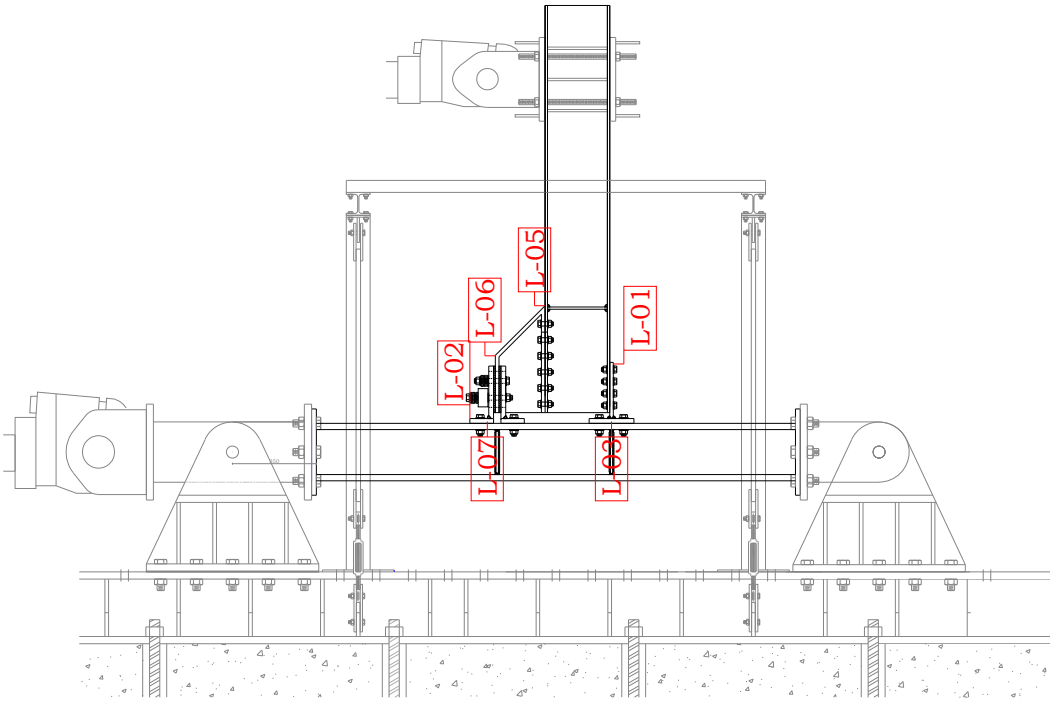
Slika 3.5. Protokol obremenjevanja AISC 346-10

Protokol pomikov na mestu vnosa sile v prečko se sestavi z upoštevanjem zahtev standarda. Preizkusi so bili izvedeni do največjega zasuka enakega 50 mrad (tabela 3.1). Ti zasuki so mnogo višje od zahteve iz EC8, ki za DCH okvire zahteva najmanj 35 mrad.

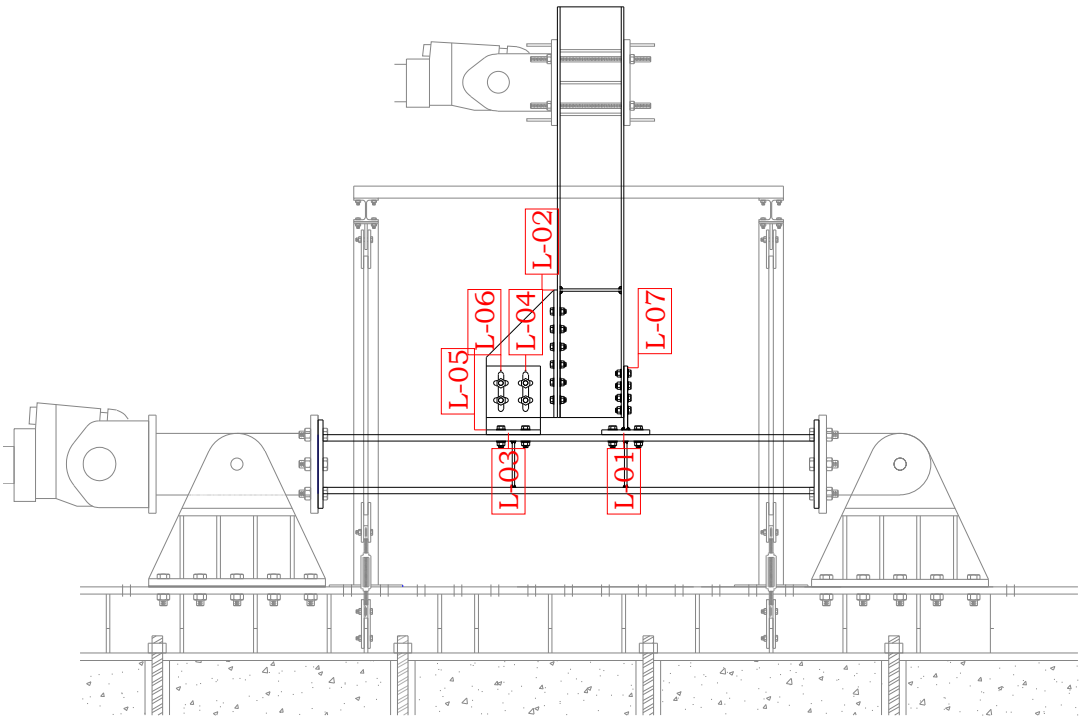
Tabela 3.1. Protokol pomikov pri cikličnem obremenjevanju

v[mm/s]	***korak***	***θ [rad]***	***# ciklov***	***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

Med preizkusi se je spremljalo in beležilo mnogo parametrov za izmero sil in pomikov. Pri vsakem preizkusu je bilo uporabljenih vsaj šest LVDT-jev. Primeri postavitve merilnih naprav na dveh različnih postavitvah vozlišč so predstavljeni od tukaj naprej za preizkus n°1 in n°2. Za vse ostale preizkuse so bile merilne naprave postavljene zelo podobno.



a) FREEDAM-CYC01



b) FREEDAM-CYC02

Slika 3.6. Položaji LVDT-jev

V vozlišču FREEDAM CYC-01 so bile uporabljene naslednje merilne naprave (slika 3.6a):

- LVDT-ji n°02, 03 in 07 za merjenje relativnega pomika med pasnicami T-elementov oziroma L-elementov in pasnico stebra;
- LVDT n°05 za merjenje pomikov med vuto in prečko;

- LVDT n°06 za merjenje pomikov v torni napravi;
- LVDT n°01 za oceno zdrsov, ki bi se lahko pojavili med stojino T-elementa in pasnico prečke.

V vozlišču FREEDAM CYC-02 so bile uporabljene naslednje merilne naprave (slika 3.6b):

- LVDT-ji n°01, 03 in 05 za merjenje relativnega pomika med pasnicami T-elementov oziroma L-elementov in pasnico stebra;
- LVDT n°02 za merjenje pomikov med rebrom in pasnico prečke v tornem spoju;
- LVDT-ja n°04 in 06 za merjenje pomikov dveh vrst vijakov torne naprave;
- LVDT n°07 za merjenje zdrsov, ki bi se lahko pojavili med stojino T-elementa in pasnico prečke.

Poleg tega je bilo pri vseh preizkusih beleženo tudi natezna sila v vijakih tornih naprav pred in med preizkusom z uporabo merilnih celic v podložki (Futek LTH500). Celice so bile označene z oznakami RC-01, RC-03 in RC-04. Pri preizkusih z IPE 270 prečko sta bili nameščeni dve merilni celici, pri preizkusih z IPE 450 prečko pa tri.

3.2.2 *Rezultati preizkusov*

V nadaljevanju so predstavljeni samo rezultati preizkušancev FJ-CYC01 do FJ-CYC04. Več podatkov iz vseh preizkusov se nahaja v končnem poročilu projekta FREEDAM.

Rezultati preizkusov kažejo, da je obnašanje vozlišč skladno s pričakovanji. Grafi na sliki 3.7 kažejo, so bile dosežene široke in stabilne histerezne zanke ter na koncu preizkusa s prostim očesom ni bilo opaziti poškodb na delih spoja, ki ne sipajo.

Tabela 3.2. Primerjava med eksperimentalnimi in projektnimi vrednostmi momentov

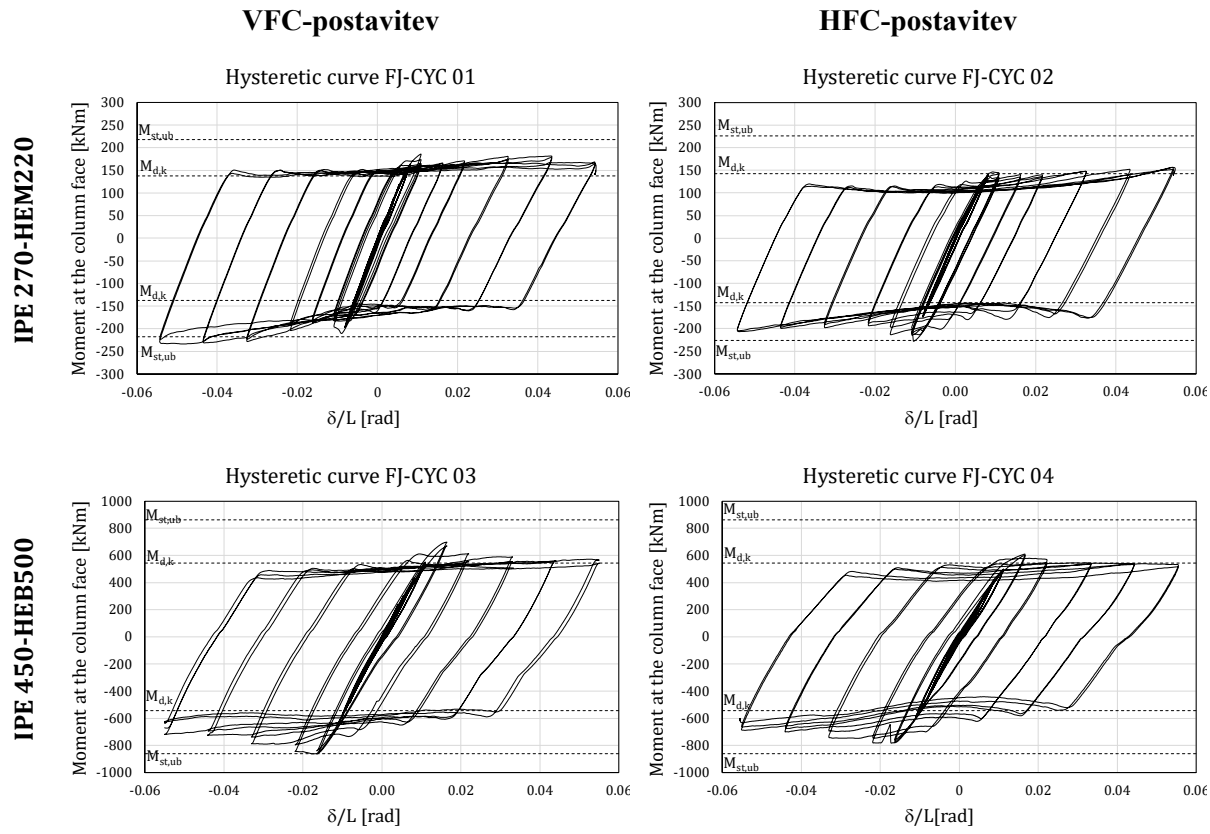
	FJ-CYC01	***FJ-CYC02***	***FJ-CYC03***	***FJ-CYC04***
M_{exp} [kNm]	+185.45 -210.41	+145.73 -227.80	+697.48 -863.04	+556.97 -782.37
$M_{nd,d}$ [kNm]	226.02	217.85	861.85	861.85
M_{Ed} [kNm]	142.61	137.46	543.79	543.79

Zgornje mejne vrednosti nosilnosti pri statičnem trenju (lepenju) privzete za načrtovanje delov spoja, ki ne sipajo (na sliki 3.7 predstavljene s črtkasto črto), so skoraj enake največjim upogibnim momentom izmerjenim med preizkusi (tabela 3.2). Podobno velja za dinamične vrednosti upogibne nosilnosti izračunane z upoštevanjem dinamičnega količnika trenja, ki so zelo blizu nosilnosti vozliča ob zdrsu. V tabeli 3.2 je predstavljena primerjava med projektno nosilnostjo štirih spojev in nosilnostjo izmerjeno med preizkusi. Za vse preizkušance je možno ugotoviti, da so vrednosti pridobljene pri preizkusih v mejah projektnih nosilnosti (med zgornjo mejo statičnih vrednosti – lepenje in spodnjo mejo dinamičnih vrednosti). Ujemanje s postopkom načrtovanja je popolnoma zadovoljivo.

V primeru vozlišč s HFC postavitvijo je bila pri pozitivnem upogibnem momentu torna nosilnost rahlo nižja, zlasti zaradi višje deformabilnosti L-elementov v nategu, kar je vodilo do višje izgube prednapetja od pričakovane. V primeru vozlišč z VFC postavitvijo pa je torna nosilnost spoja pri pozitivnih in negativih momentih skoraj enaka projektni nosilnosti. Odziv vozlišča s HFC postavitvijo je bil močno asimetričen z znatno razliko med upogibno nosilnostjo pri pozitivnih in negativnih upogibnih momentih. Razlika je bila v primeru preizkušanca FJ-CYC 02

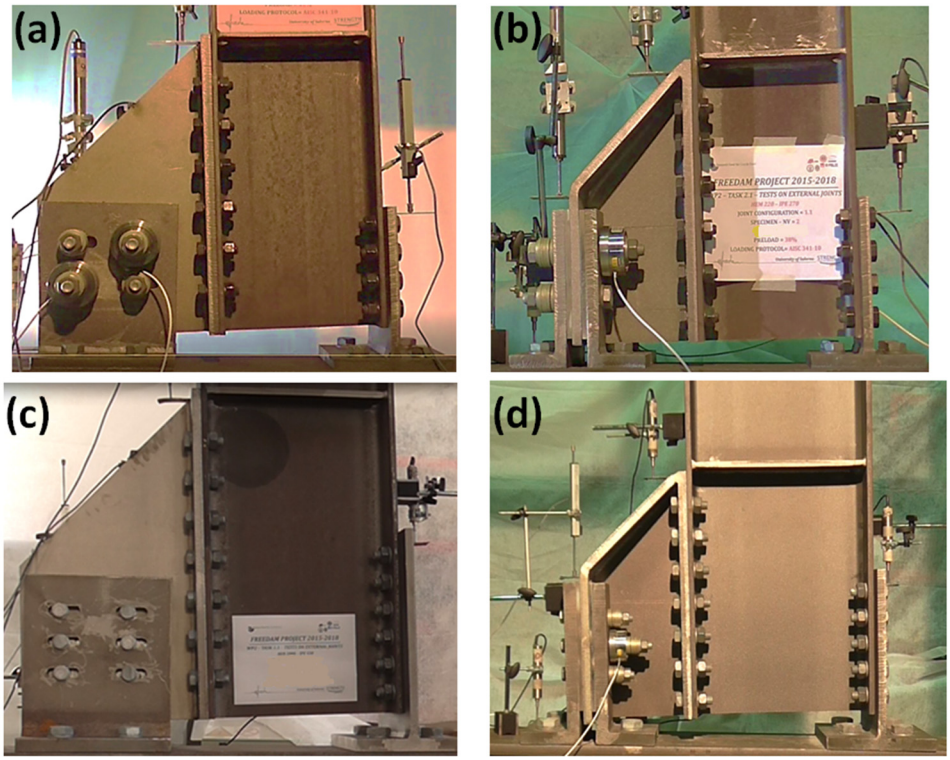
višja od 35% največje vrednosti nosilnosti. Asimetrični odziv gre pripisati predvsem upogibanju pločevin T- in L-elementov in posledičnem nihanju pritiska na torne obloge. Vozlišča z VFC postavitvijo so pri cikličnem obremenjevanju izkazovala nižjo stopnjo asimetrije. Kljub temu je bilo med preizkusi pri velikih zasukih opaziti majhno zmanjšanje upogibnega momenta, tudi po zaslugi zmanjšanja sile vpetja v vijakih. Ta učinek je bil bolj očiten pri preizkušancih z višjo prečko, pri kateri je skupni pomik na nivoju tornega dušilca, zaradi daljše ročice spoja, večji.

Iz histereznih zank je opaziti tudi, da je bil za odziv značilen prvi zdrs s silo rahlo višjo kot v naslednjih ciklih. Po nekaj ciklih, se sila pri zdrsu ustali in histerezne zanke se skoraj skozi cel potek obremenjevanja ponavljajo z enako obliko. Rezultati preizkusov se ujemajo z rezultati preizkusov na tornih dušilcih, saj so oblike histereznih zank vozlišča primerljive z zankami dobljenimi pri preizkusih preklopnih strižnih spojev izvedenih na tornih dušilcih. Ti preizkusi so predstavljeni v poglavju 2. Prvi vrhovi ustrezajo koeficientu lepenja (višji od dinamičnega koeficienta trenja v primeru mehkih materialov oblog), medtem ko ustaljeni cikel ustreza sili trenja v dušilcu, ki je povezana z dinamičnim koeficientom trenja. Poleg tega, če upoštevamo vrednosti koeficientov trenja pridobljenih med preizkušanjem samih dušilcev (poglavje 2), je mogoče potrditi, da sta tako statična in dinamična vrednost sile trenja izmerjene, med celotnim potekom obremenjevanja, skladni z napovedjo območja sile trenja na osnovi preizkusov na samih dušilcih. Manjše razlike so nastale zaradi podajnosti L-elementov v tornem dušilcu, ki so povzročili nihanje sil v vijakih pri izmenjavanju pozitivnih in negativnih momentov.



Slika 3.7. Histerezne krivulje

Na sliki 3.8 so vozlišča prikazana v deformirani legi in kažejo na pravilno zasnovo geometrije dušilcev, ki so bili sposobni prenesti projektno vrednost rotacije 50 mrad.



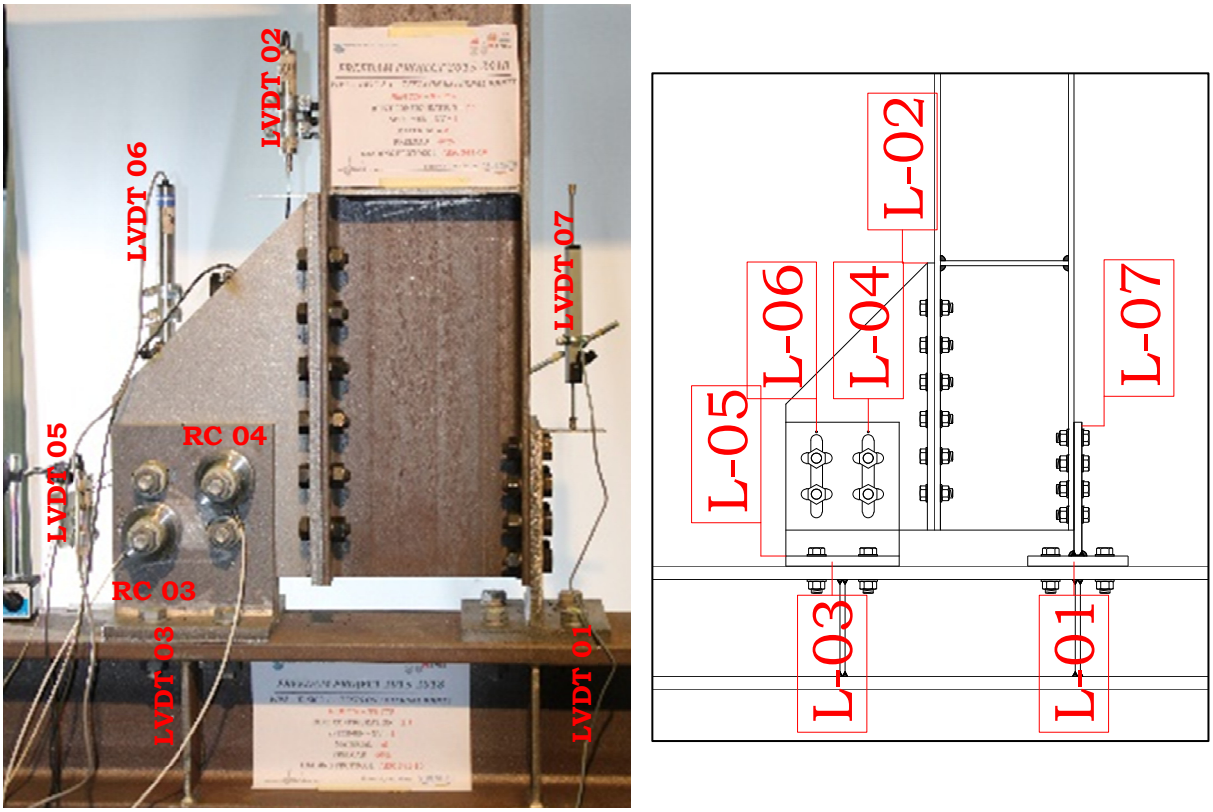
Slika 3.8. Preizkušanci v deformirani legi: a) FJ-CYC01; b) FJ-CYC02; c) FJ-CYC03; d) FJ-CYC04

Natančnost privzetega postopka načrtovanja je bila prikazana tudi z lokalnimi meritvami izvedenimi med preizkusi. Pri vseh preizkušancih se je energija sipala le v tornih dušilcih, tako da so bili po koncu preizkusa nosilni elementi skoraj nepoškodovani. To lahko prikažemo na grafih sila-pomik, kjer je pomik meritev zdrsa v tornem dušilcu, silo pa izračunamo ob naslednji predpostavki. Če je center rotacije v križanju težiščnih osi stojine in pasnice T-elementa ob zgornji pasnici prečke in je dušilec ciklično obremenjen v tlaku in nategu, lahko moment pretvorimo v dvojico sil z ročico med centrom rotacije in dušilcem.

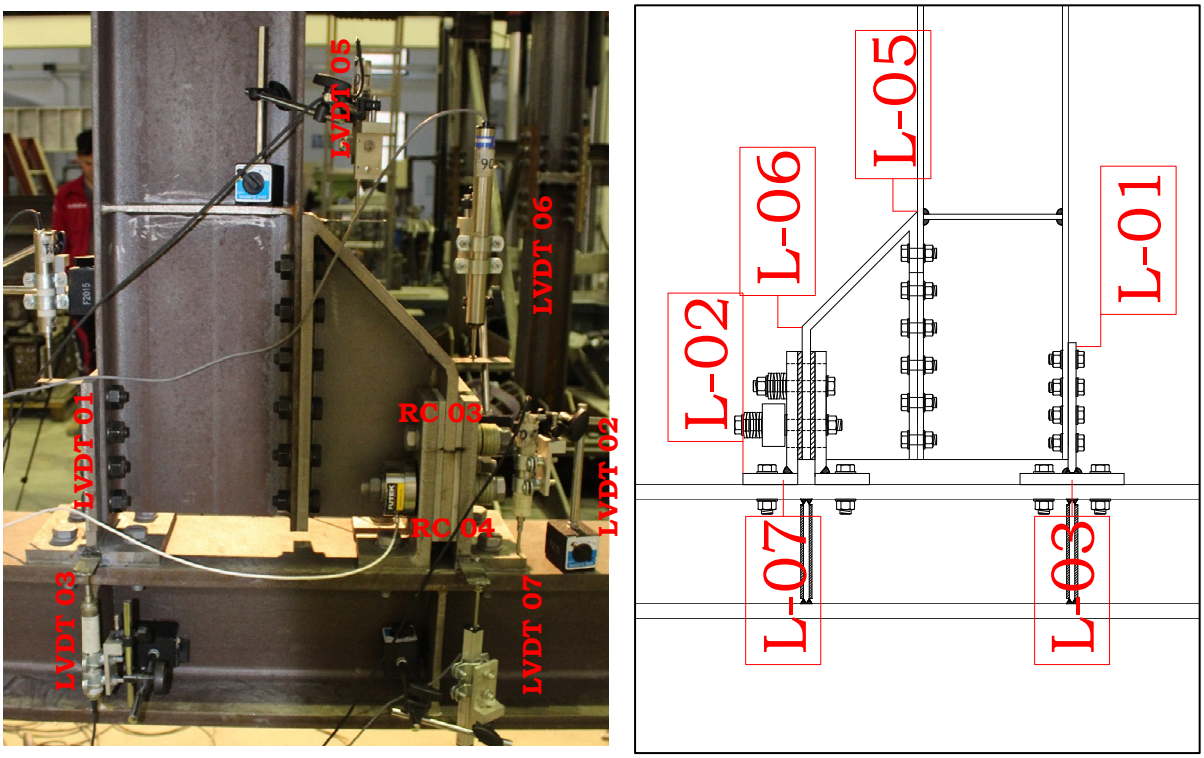
Grafi sila – pomik tornega dušilca so bili določeni z uporabo pomikov izmerjenih na LVDT 04 in LVDT 06 za VFC postavitve (slika 3.9) in pomikov izmerjenih na LVDT 06 za HFC postavitve (slika 3.10). Vidimo, da so histerezne zanke tako rekoč pravokotne, z znatno sposobnostjo sipanja energije in domala brez upada togosti in nosilnosti (slika 3.11).

Lokalne meritve (sliki 3.12 in 3.13) kažejo, da T- in L-elementi ostanejo praktično v elastičnem območju, medtem ko se sipanje dogaja samo v tornem dušilcu, ki zagotavlja stabilen histerezni odziv z visoko stopnjo sipanja energije. Na koncu preizkusa je znašala izguba sile vpenjanja v vijakih okoli 25-30% začetne vrednosti.

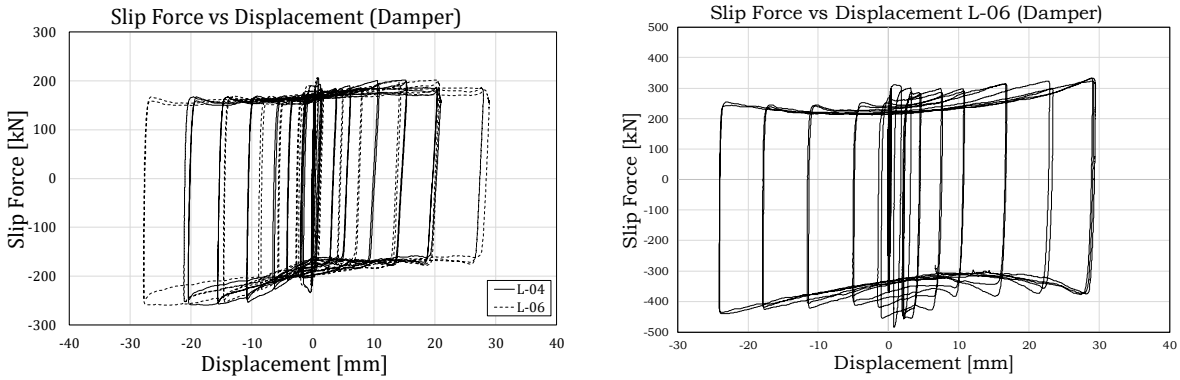
Čeprav v tornih spojih pričakujemo nizko stopnjo poškodb, pa rezultati preizkusov nakazujejo, da je potrebno po močnejših potresih ustrezno vzdrževanje, kar pomeni preverjanje preostale nosilnosti dušilca in velikosti izgube prednapetja. Verjetno je treba vijake ponovno priviti, da se vzpostavi pravilna stopnja prednapetja. Potrebno je omeniti, da je pri dejanskih potresih zahteva skupnega plastičnega zasuka v vozlišču običajno veliko nižja od zahteve, ki izhaja iz protokola obremenjevanja AISC-358. Zato se lahko izguba sile vpetja izmerjena med temi preizkusi smatra kot zgornja mejna vrednost, ki nima neposredne povezave z izgubami med dejanskim potresom.



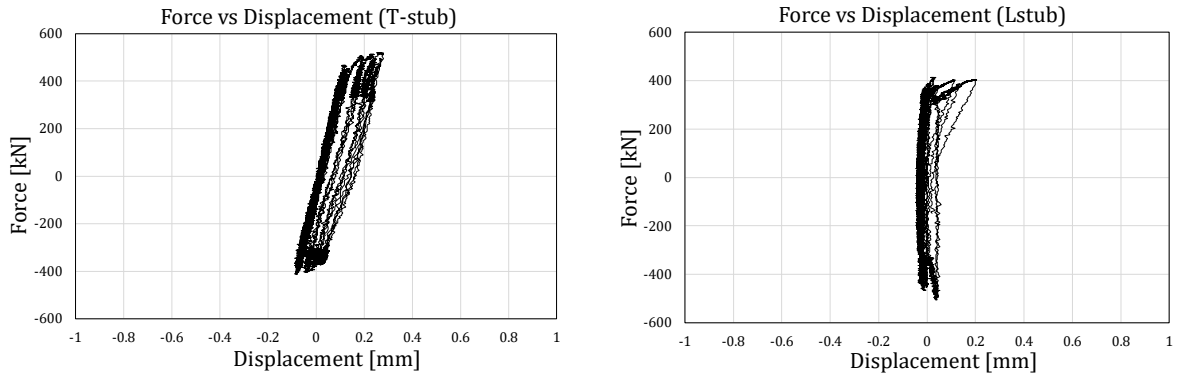
Slika 3.9. Položaji merilnih naprav - FREEDAM-CYC01



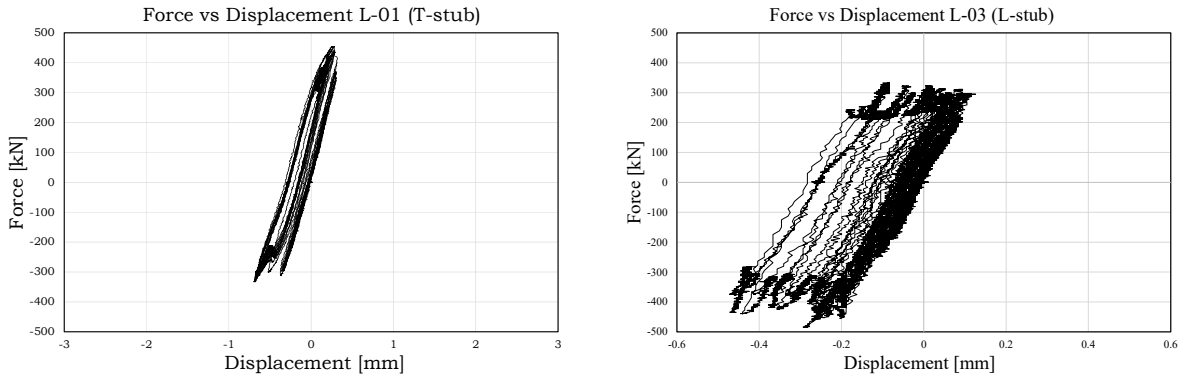
Slika 3.10. Položaji merilnih naprav - FREEDAM-CYC02



Slika 3.11. Krivulja sile trenja v odvisnosti od pomika v tornih dušilcih FREEDAM-CYC01 (levo) in FREEDAM-CYC02 (desno)

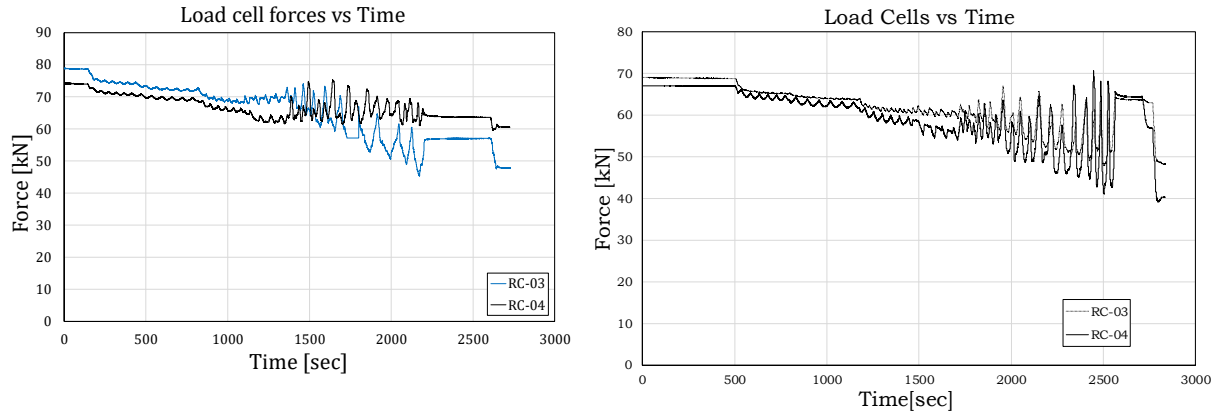


Slika 3.12. Lokalne meritve sila-pomik FREEDAM-CYC01 – T in L-elementi



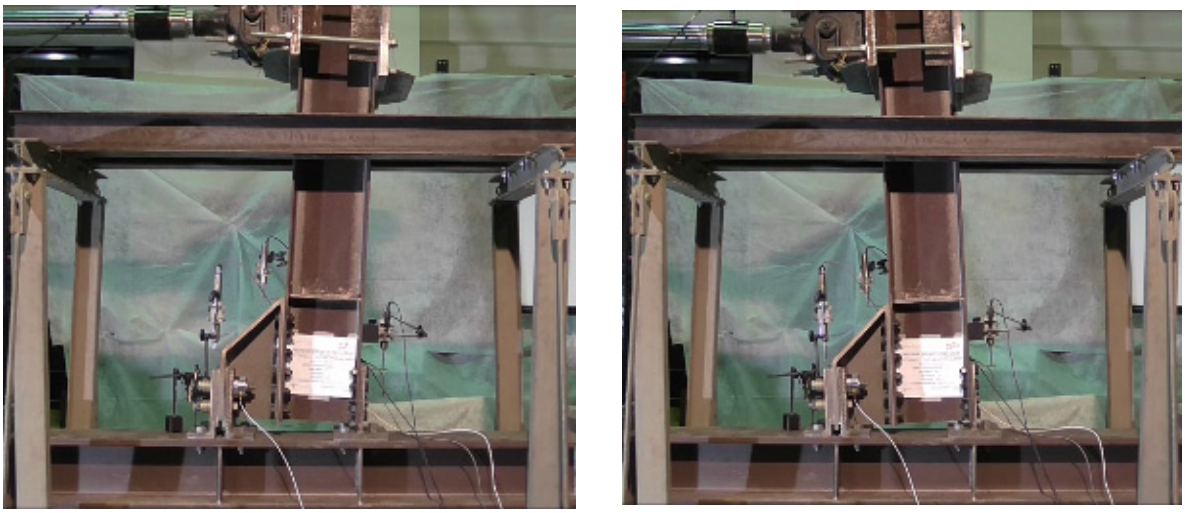
Slika 3.13. Lokalne meritve sila-pomik *FREEDAM-CYC02 – T in L-elementi*

Silo prednapetja v vijakih in spreminjanje le te med preizkusi so bile spremljane z dvema merilnima celicama RC-03 in RC-04 nameščenima pod matico dveh vijakov. Ti rezultati so predstavljeni na sliki 3.14. Iz te slike je možno razbrati, da se pri začetnem zdrsu, kot je bilo že ugotovljeno v preizkusih s preklopnim stikom, vijaki usedejo, kar povzroči padec sile prednapetja. S povečevanjem obremenitvenih ciklov se padec sile prednapetja poveča in se nadaljuje do ciklov z velikimi pomiki, pri katerih se pojavi še upogib vijakov v dušilcu. To povzroči znatno nihanje sile v vijakih, ki lahko doseže skoraj začetno silo.



Slika 3.14. Sprememba natezne sile v vijakih tornega dušilca po času za FREEDAM-CYC01 (levo) in FREEDAM-CYC02 (desno)

Vsi preizkusi so potekali natančno tako kot je bilo pričakovano. Pri vseh preizkusih je bila opažena minimalna plastifikacija T- in L-elementov na spoju s pasnico stebra, kar potrjuje učinkovitost predlaganega postopka načrtovanja. V vseh preizkusih je bilo torej sipanje energije omejeno le na FREEDAM torne dušilce, vsi ostali konstrukcijski elementi pa so ostali skoraj nepoškodovani (slika 3.15). Med preizkušanjem se je izkazalo, da Belleville vzmetne podložke ne zagotavljajo opazne prednosti pri histereznem obnašanju, kar potrjuje opažanja iz poglavja 2, kjer so bili opisani preizkusi na tornih dušilcih.



Slika 3.15. FREEDAM-CYC02 preizkušanec v deformirani legi na koncu preizkusa

Če primerjamo VFC in HFC postavitev, je bilo pri obeh opaženo podobno obnašanje glede upada nosilnosti med potekom cikličnega obremenjevanja. Prav tako je bil v obeh primerih vpliv Belleville podložk zanemarljiv. Če primerjamo krivulje tornega dušilca sila-pomik za VFC postavitev (slika 3.11, na levi) in HFC (slika 3.11, na desni) ugotovimo, da uporaba VFC postavitve zagotavlja zmanjšanje asimetrije histereznih zank in izboljšanje njihove oblike, ki je bližje popolni, pravokotni obliki. Običajna oblika histereznih zank pri HFC postavitvi nastane zaradi različnih razporeditev napetosti v tornih oblogah, ki se pojavijo, ko se v vozlišču izmenjujeta pozitivni in negativni moment. To potrjujejo tudi MKE simulacije predstavljene v poglavju 4.

3.3 PREIZKUSI NA NOTRANJIH VOZLIŠČIH

3.3.1 *Opis postavitve preizkusa*

Notranja vozlišča steber-prečka so bila preizkušena na Univerzi v Coimbri. Preizkušeni spoji so enaki tistim preizkušenim na univerzi v Salernu kot zunanja vozlišča. Zato so spremembe, ki se pojavijo pri cikličnem odzivu vozlišč prečka-steber, odvisne od drugačnega obnašanja strižnega panela. V običajnem poteku momentov v prečki zaradi potresnega vpliva ob razvitem plastičnem mehanizmu (plastični členki v krajiščih prečke) je pričakovana vrednost strižne sile v strižnem panelu dvakratnik vrednosti, ki se pojavi v zunanjem vozlišču. Osnovni cilj opisanih testov narejenih v okviru projekta FREEDAM je potrditev zahtev za oceno obnašanja strižnega panela. Te zahteve sestavljajo postopek načrtovanja, ki je bil razvit med projektom FREEDAM in je podrobno predstavljen v 7. poglavju »Priročnika za načrtovanje«, ki je drugi del te publikacije.

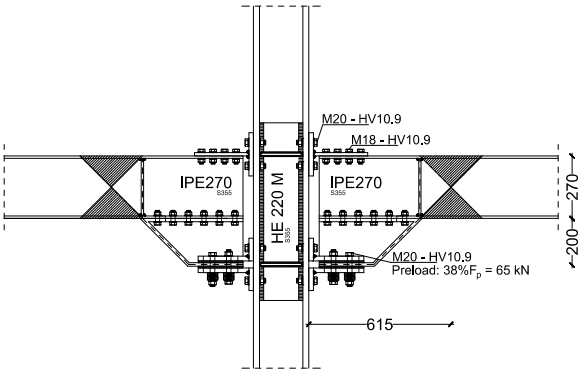
Podobno kot pri preizkusih na zunanjih vozliščih, so bile preizkušene štiri različne postavitve FREEDAM vozlišč, z različnimi dimenzijami preček in stebrov (IPE270/HEM220 in IPE450/HEB500) ter postavitvami dušilcev (navpična ali vodoravna postavitev). Narejenih je bilo 9 preizkusov kot je razvidno iz tabele 3.3.

Tabela 3.3. Program preizkušanja

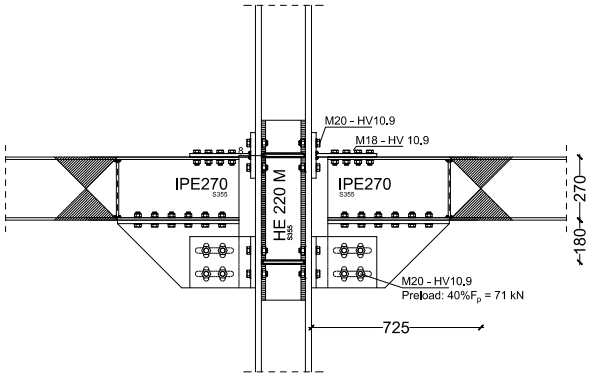
št.	**oznaka preizkusa**	**dimenzije steber / prečka**	**tip testa**	**konfiguracija FREEDAM dušilca**	**material torne obloge**
1	IN270_CYC 1_M4_(1)	HE220M / IPE270	ciklični	horizontalna	M4
2	IN270_CYC-1_M4_(2)	HE220M / IPE270	ciklični	horizontalna	M4
3	IN270_CYC-2_M4_(1)	HE220M / IPE270	ciklični	vertikalna	M4
4	IN270_CYC-2_M4_(2)	HE220M / IPE270	ciklični	vertikalna	M4
5	IN450_CYC-1_M4_(1)	HE500B / IPE450	ciklični	horizontalna	M4
6	IN450_CYC-1_M4_(2)	HE500B / IPE450	ciklični	horizontalna	M4
7	IN450_CYC-2_M4_(1)	HE500B / IPE450	ciklični	vertikalna	M4
8	IN450_CYC-2_M4_(2)	HE500B / IPE450	ciklični	vertikalna	M4

Pri vseh preizkusih je bil za torne obloge uporabljen material M4, vijaki pa so bili nameščeni z vzmetenimi podložkami. Vijaki so bili prednapeti z momentnim ključem. Sila prednapetja v vijakih dušilca je bila določena na osnovi postopka načrtovanja za FREEDAM dušilce, ki je bil razvit s pomočjo rezultatov preizkusov opisanih v poglavju 2. Velikost sile prednapetja v vijaku je določena na osnovi srednje vrednosti količnika trenja in njegove statistično ocenjene variabilnosti.

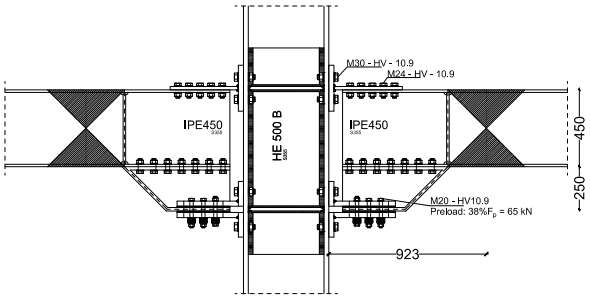
Preizkušanci so prikazani na sliki 3.16. Skica postavitve preizkusa je prikazana na sliki 3.17. Steber je na dnu podprt s členkom, medtem ko sta krajišči prečke podprti s podporama ki omogočata prečne pomike. Ciklična obtežba je bila vnesena v skladu s standardom AISC 341/2010 [37] na vrhu stebra z batom, z največjim vsiljenim zasukom 50 mrad.



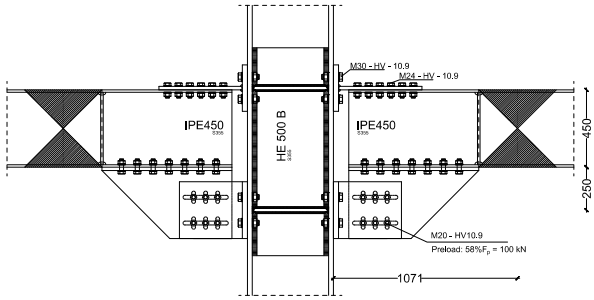
a. postavitev 1.1 - HE220M / IPE270 – vodoravna postavitev dušilca



b. postavitev 2.1 - HE220M / IPE270 – navpična postavitev dušilca

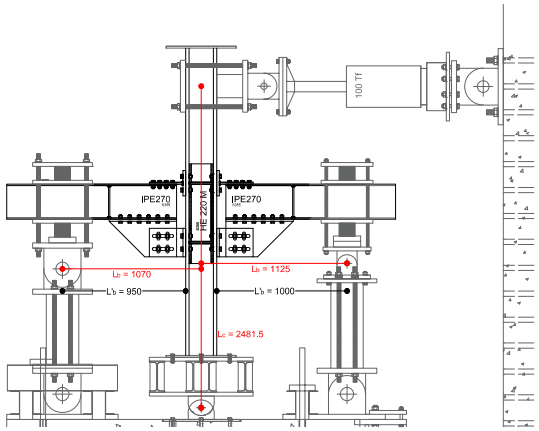


c. postavitev 1.2 - HE500B / IPE450 – vodoravna postavitev dušilca

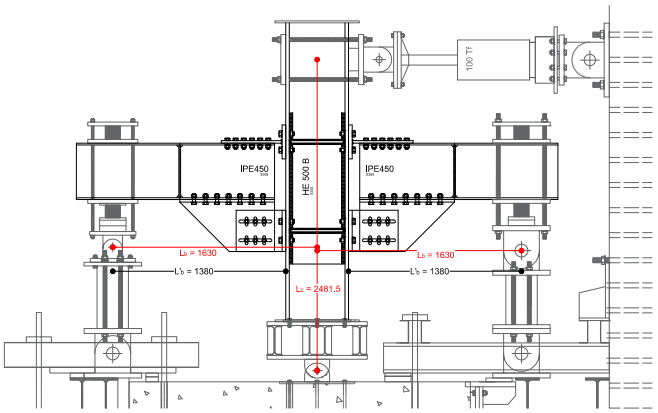


d. postavitev 2.2 - HE500B / IPE450 – navpična postavitev dušilca

Slika 3.16. Preizkušanci (notranja vozlišča)



a. preizkus s prečko prereza IPE 270

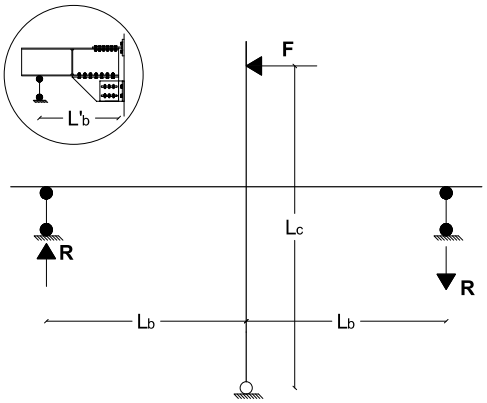


b. preizkus s prečko prereza IPE 450

Slika 3.17. Postavitev preizkusa za notranja vozlišča (mere v mm)

Upogibni moment, ki se prenaša skozi spoj steber-prečka je bil ocenjen po enačbi 3.1, kjer pomnožimo reakcijo na krajišču prečke R (slika 3.18), z razdaljo med podporo prečke in pasnico stebra (L_b na slikah 3.17 in 3.18). Zasuk vozlišča je bil ocenjen tako, da se deli vodoravni pomik stebra na nivoju bata δ z razdaljo med batom in podporo stebra (L_c na slikah 3.17 in 3.18).

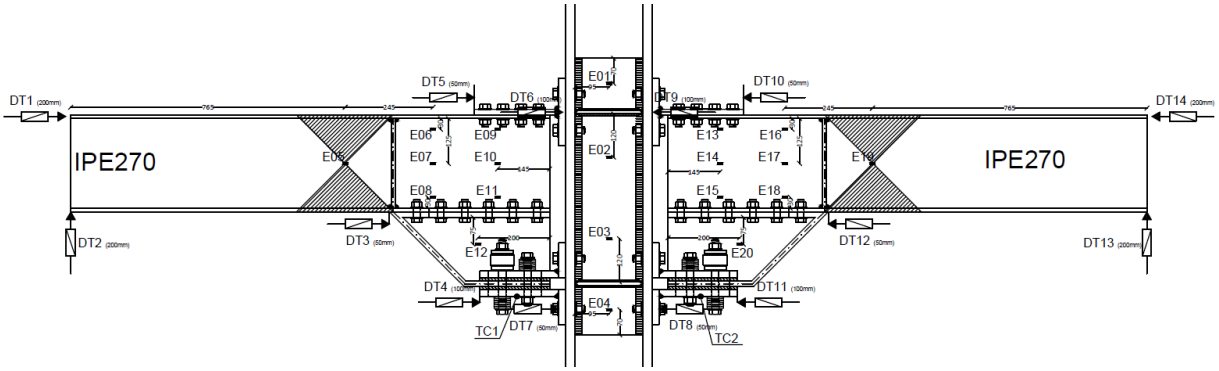
$$M_t = R \times L_b \tag{3.1}$$



Slika 3.18. Skica konstrukcije za račun sil v podporah

Med preizkusi so bile merjene sile, pomiki, deformacije, momenti in temperatura. Na sliki 3.19 so prikazani položaji merilnih naprav za enega od preizkušancev. Podrobnosti merilnih naprav, ki so bile uporabljene za vsak preizkušanec:

- 1 bat – območje sil: ± 900 kN; območje pomikov: ± 150 mm; frekvenca zajema 1 Hz z največjim območjem pomikov: + 7.02 mm / 5.63 mm;
- 4 merilne celice – do 500 kN v tlaku;
- 15 merilcev pomikov (DT na sliki 3.19) - LVDT (4 z območjem ± 25 mm; 4 z območjem ± 50mm);
- 1 statični merilec momenta – nazivni moment 1000 Nm;
- termočlen (*TC* na sliki 3.19);
- 4 merilne celice sile kapaciteta 350 kN;
- 46 merilnih lističev (*E* na sliki 3.19) dolžine 6 mm, mejna deformacije 5 %.

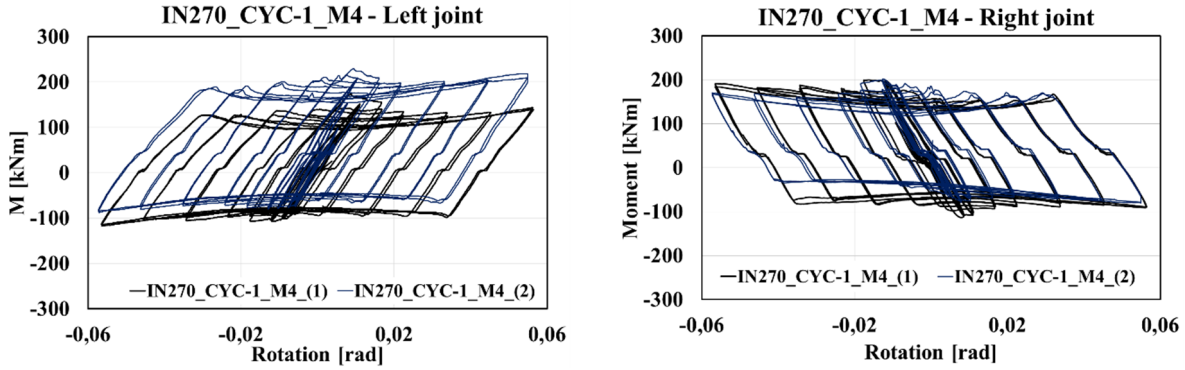


Slika 3.19. Položaji merilnih naprav

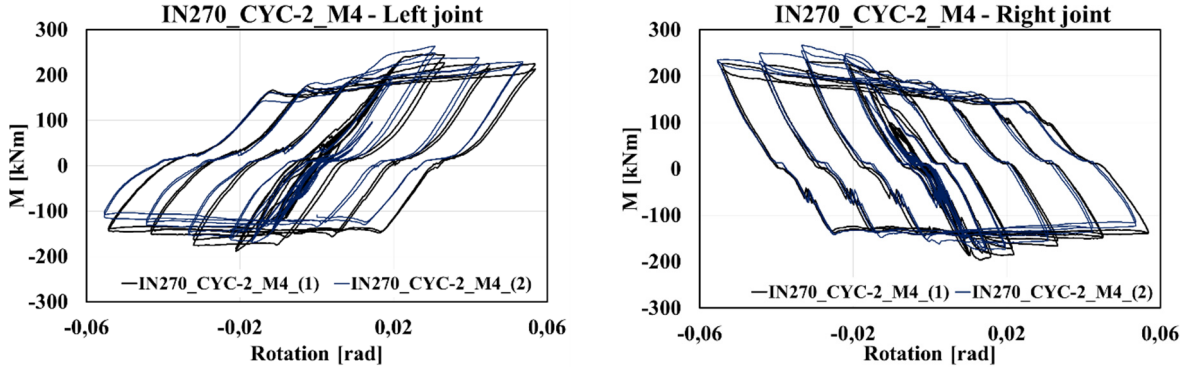
3.3.2 *Rezultati preizkusov*

Grafi moment-zasuk za različne preizkušance so prikazani na sliki 3.20 za preizkušance s prečko IPE270 ter na sliki 3.21 za preizkušance s prečko IPE450. V grafih velja, da je pri pozitivnem momentu zgornji del vozlišča v nategu, torni dušilec pa v tlaku. Pri negativnem momentu pa je v nategu torni dušilec, T-element, privijačen na zgornjo pasnico, pa je v tlaku. V splošnem so rezultati pokazali, da vozlišča, neodvisno od velikosti prečke in postavitve dušilca, izkazujejo podoben ciklični odziv s togim obnašanjem do dosežene sile lepenja v dušilcu, ki mu sledijo zelo stabilne histerezne zanke v celotnem poteku obremenjevanja. Vsi ostali deli vozlišča so bili v

elastičnem območju, na kar kažejo meritve na T- in L-elementih (slika 3.22). Uporaba tornih dušilcev torej omogoča sipanje energije in preprečuje nastanek poškodb v ostalih delih vozlišča.



a. IN270_CYC 1_M4 (HE220M/ IPE270 – vodoravna postavitev)



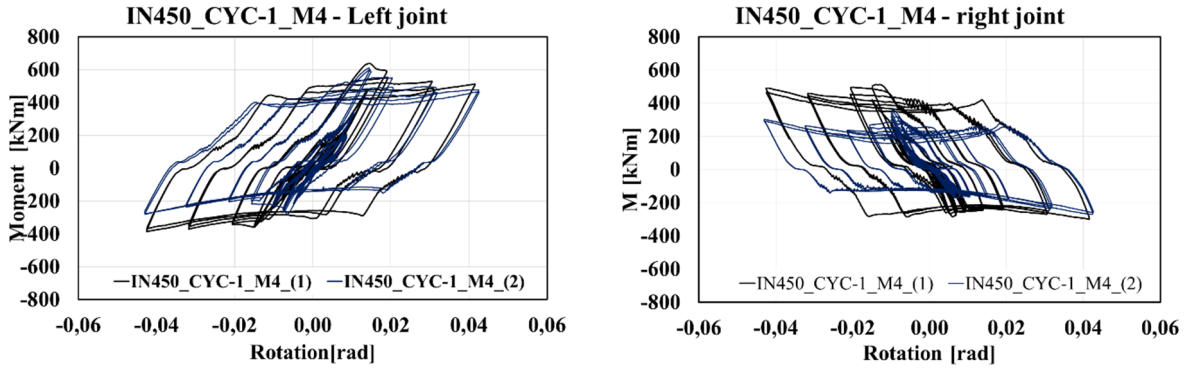
b. IN270_CYC-2_M4 (HE220M/ IPE270 – navpična postavitev)

Slika 3.20. Grafi moment-zasuk – preizkušanci z nižjo prečko

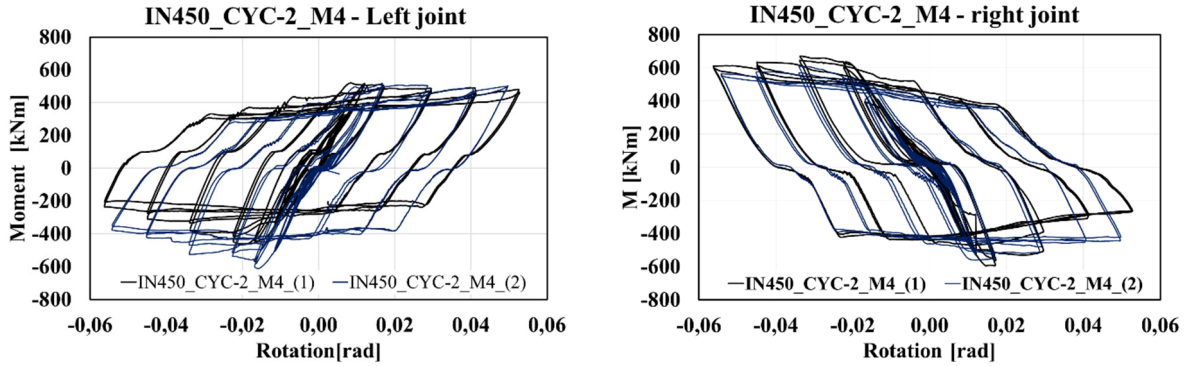
Pri grafih moment-zasuk je možno opaziti nekaj asimetrije med odzivom leve in desne strani vozlišča zaradi nesimetrično postavljenega preizkusa. Ugotovljeno je bilo, da središči vrtenja podpor krajišč prečke nista bili popolnoma poravnani.

Preizkušanci tudi izkazujejo nesimetrično obnašanje pri izmenjavi pozitivnega in negativnega momenta v vozlišču, kar je posledica različnega odziva T- in L-elementov v tlaku in nategu (slika 3.23). Ta pojav je bolj izrazit pri preizkušancih z vodoravno postavitvijo tornega dušilca, kot je bilo že poudarjeno pri preizkusih opravljenih na zunanjih vozliščih.

Poleg tega se lahko opaženi upad sile trenja razloži s povečano izgubo prednapetja v vijakih med potekom obremenjevanja (slika 3.24).

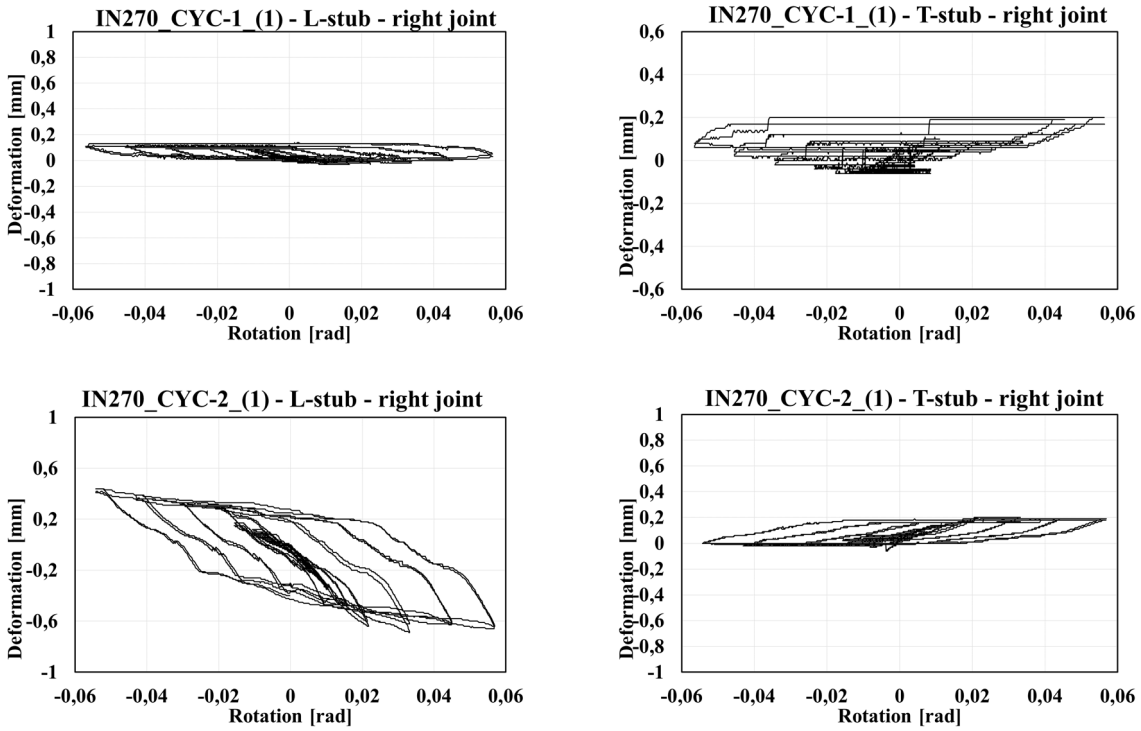


a. IN450_CYC 1_M4 (HE500B/ IPE450 – vodoravna postavitev)

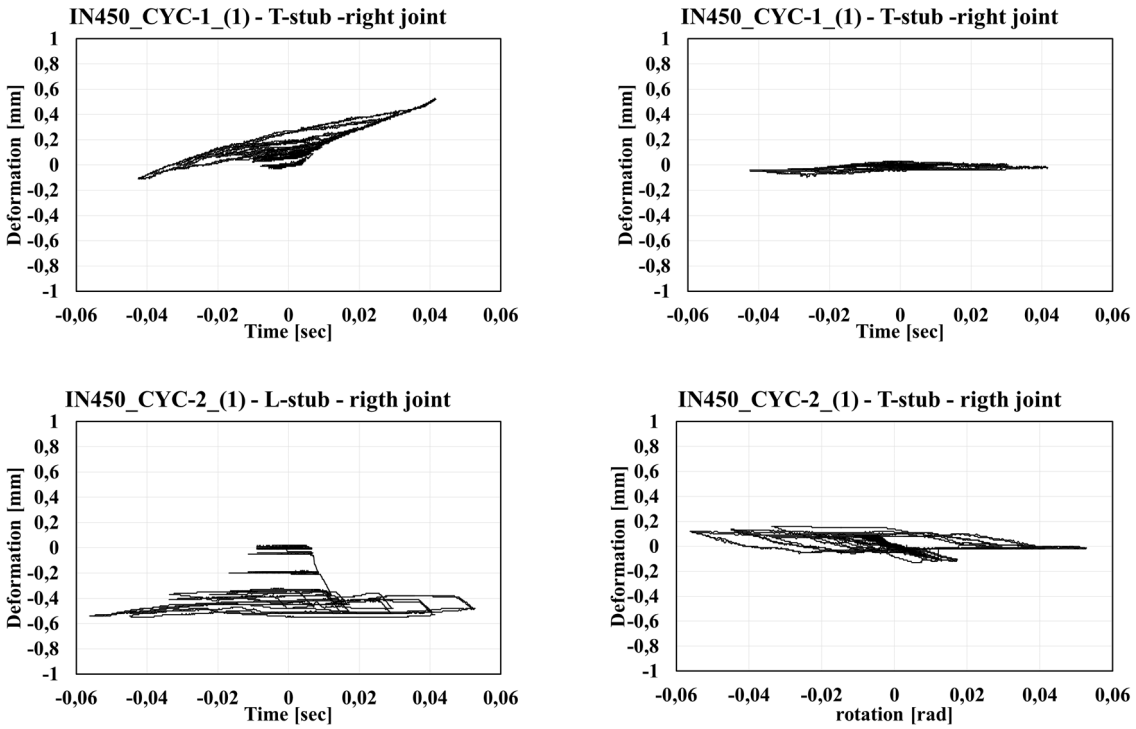


b. IN450_CYC-2_M4 (HE500B/ IPE450 – navpična postavitev)

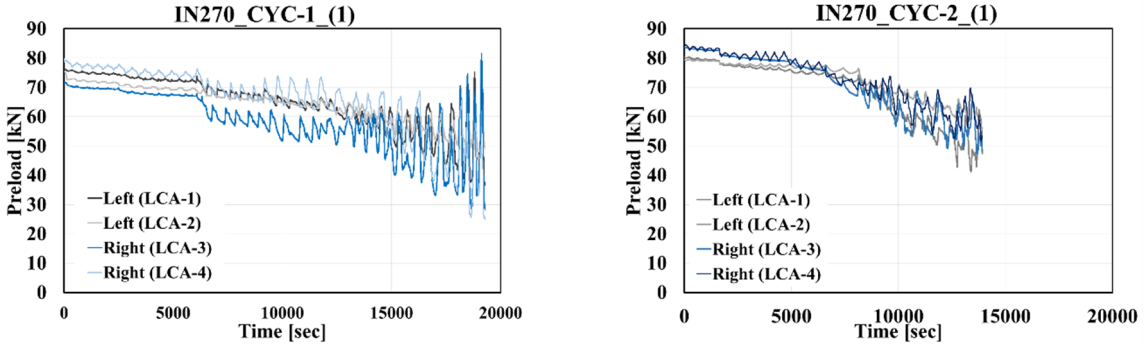
Slika 3.21. Graf moment-zasuk – preizkušanci z IPE450 prečko



Slika 3.22. Deformacije L in T-elementa za vozlišče z IPE270 prečko

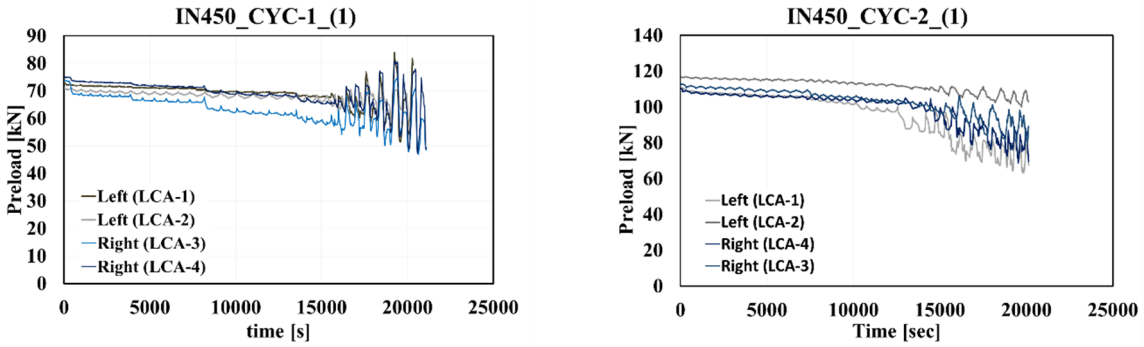


Slika 3.23. Deformacije L in T-elementa a vozlišče z IPE450 prečko



a. IN270_CYC 1_M4 (HE220M/ IPE270 – vodoravna postavitev)

b. IN270_CYC-2_M4 (HE220M/ IPE270 – navpična postavitev)



c. IN450_CYC 1_M4 (HE500B/ IPE450 - vodoravna postavitev)

d. IN450_CYC-2_M4 (HE500B/ IPE450 – navpična postavitev)

Slika 3.24. Natezne sile v vijakih

3.4 ZAKLJUČEK

V tem poglavju so predstavljeni rezultati preizkušanja potresnega obnašanja vozlišč steber-prečka opremljenih z dvema različnima postavitvama tornih naprav. Na osnovi dognanj iz prejšnjih nalog projekta (mehanske lastnosti tornih materialov, vloga Belleville podložk, vpliv izgube sile prednapetja v vijakih) je bilo načrtovanih in preizkušenih 16 spojev steber-prečka. Preizkusi so bili izvedeni v laboratoriju Univerze v Salernu STRENGTH (zunanja vozlišča) in v Univerzi v Coimbri (notranja vozlišča).

Na osnovi rezultatov lahko zaključimo sledeče:

- preizkušeni sta bili dve različni postavitvi: i) s tornim dušilcem nameščenim v vodoravni ravnini vzporedno s pasnico prečke (HFC postavitev) in ii) z dušilcem nameščenim v ravnini stojine prečke, torej navpična postavitev VFC. Razlika v celotnem odzivu vozlišča je majhna, kar kaže, da lahko v praksi uporabimo obe postavitvi. Vseeno je spoj z tornim dušilcem z VFC postavitvijo zagotavlja bolj stabilen in simetričen histerezni odziv;
- v vseh analiziranih primerih so bile za obnašanje značilne, popolne histerezne zanke brez preščipanja in z nizkim upadom sposobnosti sipanja energije, nosilnosti in togosti;
- lokalne meritve izvedene med preizkusi so pokazale, da ustrezno načrtovani torni dušilci zagotavljajo sipanje energije, medtem ko ostali deli spoja (prečka, L in T-elementi) ostanejo skoraj nepoškodovani.

Rezultati vseh preizkusov sestavljajo učinkovito predkvalifikacijo FREEDAM spojev steber-prečka in pripadajočih osnovnih zahtev načrtovanja, ki bodo predstavljeni v drugem delu te publikacije »Priročnik za načrtovanje«, poglavje 7. Predkvalifikacijski postopek načrtovanja bo po komponentni metodi, ki je že zapisana v EC3 [38], določil vse tehnološke podrobnosti in zahteve, ki jih je treba upoštevati za dosego željenega obnašanja.

3.5 LITERATURA

[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 spojs”, Steel Construction, Vol. 4, pp. 53-64, 2011.

[3] M. Latour, V. Piluso, G. Rizzano: “Free from damage beam-to-column vozliščes: Testing and design of DST spojs 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 spoj 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 spoj 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 spoj". 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 vozlišče moment spoj", 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 spojs", 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.

POGLAVJE 4

MODELIRANJE DUŠILCEV FREEDAM IN SPOJEV Z METODO KONČNIH ELEMENTOV

4.1 UVOD

Jekleni momentni okvirji so duktilni konstrukcijski sistemi z možnostjo sipanja energije, ki ob pravilni zasnovi in načrtovanju zagotavljajo odlično potresno obnašanje. Vendar izkoriščanje njihove visoke stopnje duktilnosti pomeni nastanek resnih poškodb v glavnih elementih, kar je neizogibno povezano z velikimi pomiki. Kot neposreden rezultat lahko konstrukcije, ki kažejo odlično potresno obnašanje, zahtevajo drage obnove in stroške popravila. Ker so ti stroški nevzdržni, popravila pa nepraktična, je po močnem potresu stavbo ugodneje porušiti.

Nedavni potresi na Novi Zelandiji (npr. po potresu v Christchurchu 2010) so jasno pokazali to težavo. Zato so postale pomembne raziskave novih tehnik za preprečevanje ali omejevanje poškodb konstrukcij. Globalna težnja je bila preusmeritev k razvoju in implementaciji potresnoodpornih sistemov, v katerih bi prišlo le do manjših poškodb. Tako bi zmanjšali gospodarske učinke potresov, saj bi lahko vsako manjšo škodo enostavno in poceni sanirali in hitro zagotovili ponovno operativnost stavbe.

Glavni cilj projekta FREEDAM je bil razviti in preveriti nove spoje, opremljene s tornimi dušilci, ki preprečujejo poškodbe priključenih elementov in sipajo energijo s pomočjo zdrsa med jeklenimi elementi in tornimi oblogami.

V okviru projekta FREEDAM so bili izvedeni številni testi in analitične študije, pomembnejši rezultati pa so opisani v drugih poglavjih tega dokumenta (glej poglavje 2 za razvoj FREEDAM dušilcev, poglavje 3 za razvoj FREEDAM spojev in poglavje 6 za psevdinamično potresno preizkušanje). Na podlagi kritičnega pregleda stanja so bili opisani glavni vidiki obnašanja spoja. Za opis odziva naprave in njene interakcije z drugimi deli spoja ter ostalimi konstrukcijskimi elementi je bila z numeričnimi simulacijami po metodi končnih elementov izvedena celovita in obsežna parametrična študija. Številne študije so pokazale, da lahko z analizami po metodi končnih elementov predvidimo nelinearno obnašanje spojev s pravilnim razporedom sil med komponentami spoja.

Lokalno obnašanja tornih spojev se je raziskovalo v okviru projekta FREEDAM na dveh numeričnih študijah, kjer se je raziskovalo obnašanje tornih stikov in analiziralo rezultate, ko so bili torni stiki uporabljeni na spojih, kot dušilci energije.

Cilji te študije so bili naslednji:

- razvoj strategije modeliranja za simulacijo kompleksih problemov, ki vključujejo trenje. Predlagani pristop lahko opiše trenje dušilca, nameščenega v vijačnem spoju;
- modeliranje vozlišč steber - prečka, opremljenih s torno napravo, izpostavljenih monotonim in cikličnim obremenitvam;

- karakterizacija mehanskega odziva na lokalni ravni za razvoj učinkovitih priporočil za projektiranje.

Vse naštete teme so opisane in obravnavane v tem poglavju, kjer so povzeti rezultati vseh simulacij po metodi končnih elementov, izvedenih v projektu FREEDAM. Poglavje je organizirano na tri glavne dele: 1) opis in razprava o modeliranju FREEDAM dušilcev in merodajnih značilnosti lokalnega obnašanja; 2) opis in razprava o potresnem odzivu FREEDAM vozlišč steber - prečka in 3) razprava o možnih projektnih določilih, ki izhajajo iz razprave o rezultatih, dobljenimi s simulacijami po metodi končnih elementov.

4.2 NUMERIČNO MODELIRANJE FREEDAM DUŠILCEV

Primarni cilji analiz z metodo končnih elementov so bili oceniti učinke medsebojne interakcije med vijaki in učinke razporeditve obremenitev pod glavami vijakov.

Po ovrednotenju numeričnih modelov s preizkusi so bile izvedene numerične parametrične simulacije obnašanja preklopnih strižnih spojev pod monotono in ciklično obremenitvijo, ki so bile zasnovani za preučitev odziva tornih dušilcev. S simulacijami po metodi končnih elementov se je ocenilo koeficiente trenja osmih različnih materialov, ki so bili uporabljeni v stikih in ovrednotilo njihovo sposobnost prenašanja cikličnih obremenitev v smislu upadanja zmožnosti sipanja energije in upadanja trdnosti. Modele se je primerjalo z eksperimentalnimi rezultati, kjer se je pokazalo njihovo natančnost za simuliranje odziva preklopnih strižnih spojev in vpliv različnih pristopov modeliranja.

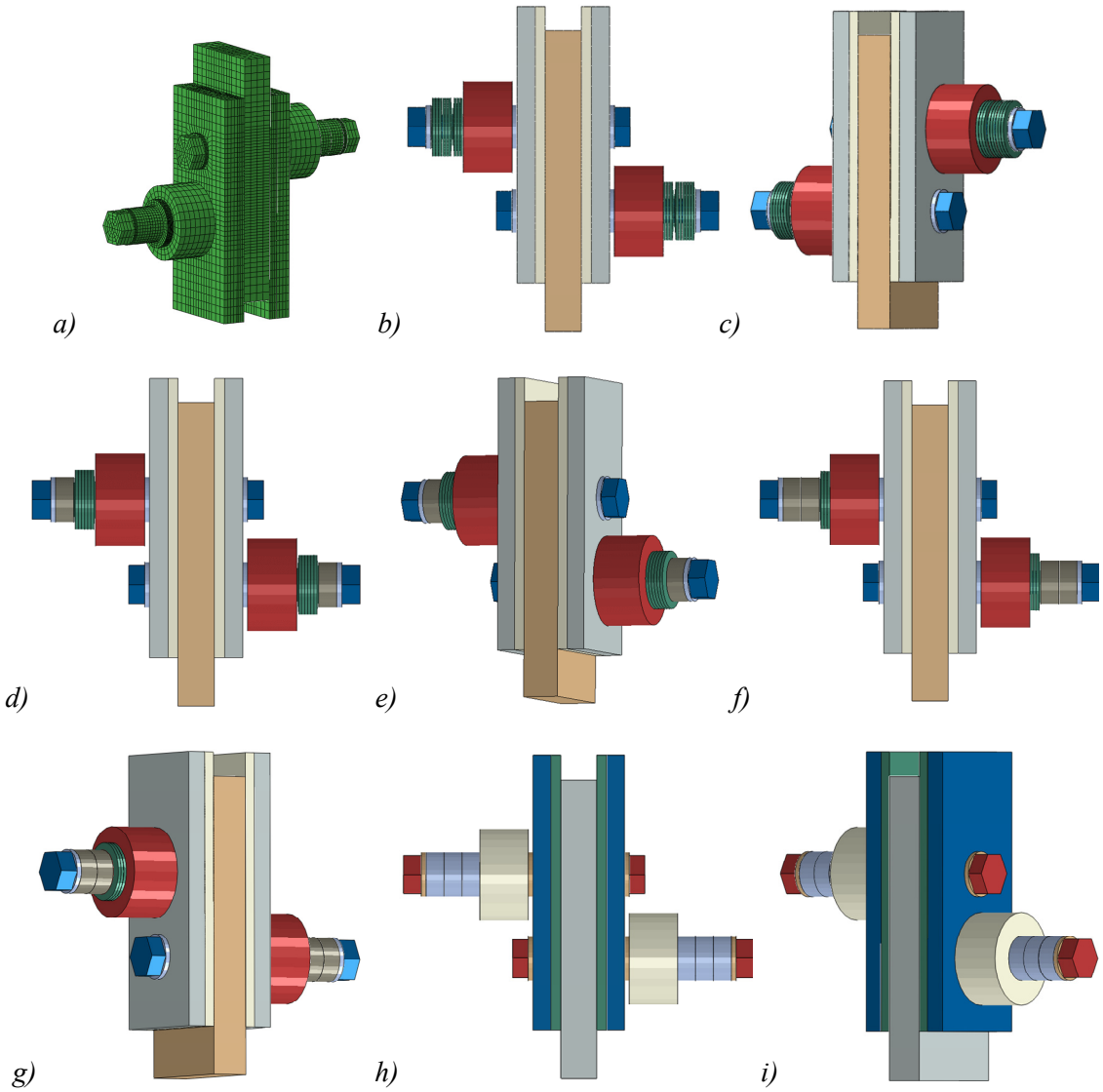
4.2.1 *Predpostavke pri modeliranju*

Numerični modeli po metodi končnih elementov so bili razviti z ABAQUS v.6.14 [2]. Geometrije numeričnih modelov so bile enake nominalnim geometrijam preizkušancev, preizkušenim v projektu FREEDAM (glej sliko 4.1). Modelirani so bili zlasti podsestavi FFD z različnim številom vzmetnih podložk, kot so 9, 6, 3 in 0. Za zmanjšanje računske zahtevnosti (glej sliko 4.1b-i) geometrija fiksnega dela ni bila vključena, saj ne vpliva na rezultate.

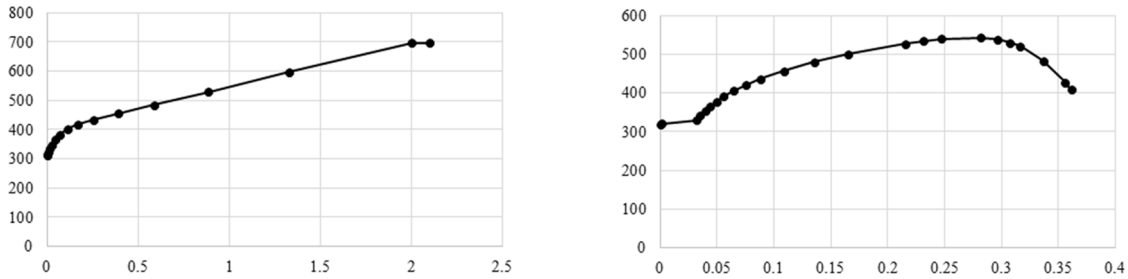
Prostorski končni element tipa C3D8I (linearni 8-vozliščni prostorski končni element z inkompatibilnimi prostostnimi stopnjami) je bil privzet za vse jeklene pločevine in vijake.

Izbira končnega elementa je temeljila na njegovi zmožnosti, da se, za razliko od C3D8R elementa, izogne pojavu strižnega blokiranja, ki lahko bistveno vpliva na začetno togost spoja.

Definirane so bile nominalne vrednosti elastičnih lastnosti jekla, medtem ko je bilo nelinearno obnašanje modelirano z Misesovim kriterijem tečenja. Plastično utrjevanje je bilo predstavljeno z uporabo nelinearnega kinematičnega in izotropnega utrjevanja. Plastičnost je bila na enak način upoštevana tudi pri premaznem sloju M4. Krivulje napetosti in deformacij, uporabljene za material M4 in jeklene pločevine, so podane na sliki 4.2.



Slika 4.1. Ustvarjeni FE modeli preklopnih strižnih spojev: a) primer mreže KE; b-i) podsklopi z različnim številom vzmetnih podložk



a) material M4 (dejanske napetosti in deformacije) b) jeklo (nominalne napetosti in deformacije)

Slika 4.2. Diagrami napetost - deformacija

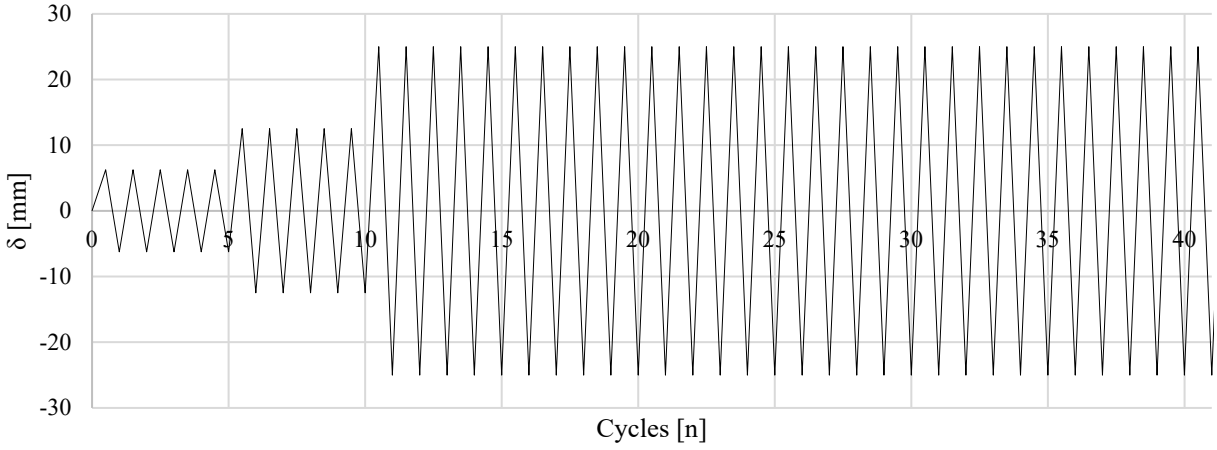
Vijaki so bili modelirani s cilindrom, ki je bil mrežen s končnimi elementi. Dimenzija cilindra je bila enaka nominalnemu bruto prečnemu prerezu vijaka, dejanske krivulje napetosti in deformacij pa so bile izpeljane iz [3, 4].

Vsi možni kontakti med površinami (glava vijaka v kontaktu z zunanjo pločevino, steblo vijaka v kontaktu s stenami luknje za vijak, pločevine v medsebojnem kontaktu) so modelirani s

pomočjo " Surface to Surface contact" s končno drsno formulacijo. Upoštevana sta tangencialno in normalno obnašanje, pri čemer kontakt v tangencialni smeri upošteva trenje s karakteristikami "Penalty" v kombinaciji s funkcijo " slip-rate-dependent data", prilagojeno eksplicitnim analizam. Kontakt v normalni smeri pa je definiran z lastnostmi "Hard-Contact". Premazni sloj M4 na jekleno podložno pločevino je bil modeliran s povezavo prostostnih stopenj vozlišč obeh površin s funkcijo "Tie - constraints".

Sila prednapetja v vijakih je bila modelirana z uporabo funkcije „Bolt force", ki je na voljo v programu Abaqus. Sila prednapetja je bila nanešena v prvem koraku pred obremenjevanjem z zunanjo obtežbo.

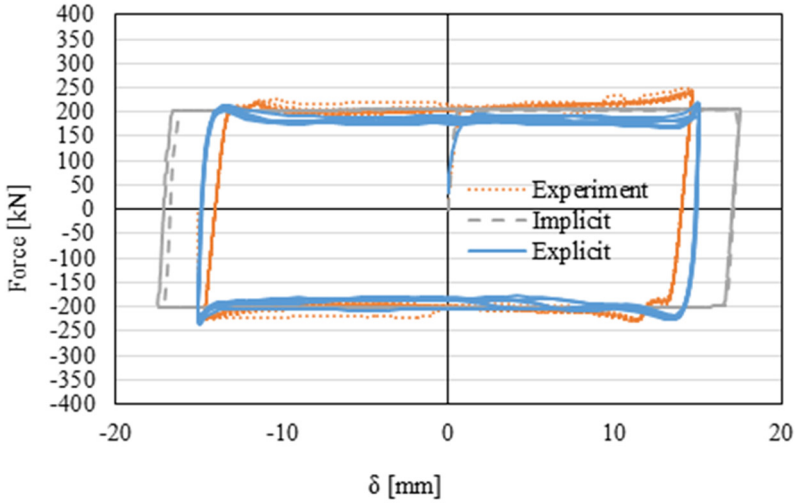
Robni pogoji so bili podani v referenčnih točkah (RP), ki povezuje prostostne stopnje vozlišč, ki pripadajo ploskvi notranje pločevine. Na enem koncu preklopnega spoje so bili RP vsiljeni pomiki. Protokol obremenjevanja in število ciklov v analizah sta bila enaka kot med preizkušanjem (npr. glej sliko 4.3).



Slika 4.3. Protokol obremenjevanja UT-NV

Preizkusi opravljeni v Salernu na vzorcih preklopnih strižnih spojev z in brez vzmetnih podložk, so jasno pokazali segrevanje, ki se je pri velikem skupnem pomiku razvilo zaradi trenja. Ker toplota, ki jo odraz trenja, lahko zaradi temperaturnega raztezanja vpliva na histerezno obnašanje tornih spojev, so bile izvedene termomehanske analize. Za posnemanje temperaturnih sprememb in raztezanja zaradi segrevanja, ki so posledice trenja, so bile upoštevane tudi toplotne lastnosti materiala. Specifična toplota *c* je bila enaka $4.52E^{+8}$ mJ/ton/°C, toplotni koeficient raztezka "α_L" je bil predpostavljen na $1.26 \cdot 10^{-5}$ mm/mm/°C in toplotna prevodnost *k* enaka 48 mW/mm/°C.

Za primerjavo računske učinkovitosti in natančnosti različnih vrst analiz sta bili izvedeni tako implicitna kvazi statična, kot tudi eksplicitna termomehanska dinamična analiza. Na sliki 4.4 je na primeru prikazana razlika med vrstami analiz. Potrebno je poudariti, da sta obe analizi učinkoviti za simulacijo celotnega vedenja tornih spojev. V splošnem dajejo implicitne analize zanesljivejše rezultate kot eksplicitne. Po drugi strani pa eksplicitne analize prinašajo prednosti glede računske zahtevnosti. Tabela 4.1 povzema povprečni računski čas, potreben za izvedbo posamezne vrste analize. Zlahka je mogoče prepoznati, da implicitno reševanje zahteva večje računske napore.



Slika 4.4. Eksperimentalna in numerični krivulji sila -pomik določeni z implicitno in eksplicitno analizo

Tabela 4.1. Primerjava med implicitno in eksplicitno analizo

reševalnik	povprečno trajanje analize	komentar
implicitni	24 ur	rezultati z obema reševalnikoma so podobni eksperimentalnim meritvam
eksplicitni	6 ur	

V tabeli 4.2 so prikazani različni tipi preizkušancev s pripadajočim številom vzmetnih podložk (DS). Geometrija fiksnega dela preizkušancev v numeričnem modelu ni bila upoštevana (glej sliko 1b - 1i), saj nima vpliva na rezultate. Tako je računski čas krajši.

Tabela 4.2. ID preizkušancev z vzmetnimi podložkami

Št. 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

V nadaljevanju so obravnavani naslednji numerični rezultati:

i) sila zdrsa [kN] – pomik [mm] / čas [s];
ii) skupna sila prednapetja [kN] – pomik [mm];
iii) temperatura [kN] – pomik [mm] / čas [s].

4.2.2 *Razprava in preverjanje pravilnosti rezultatov*

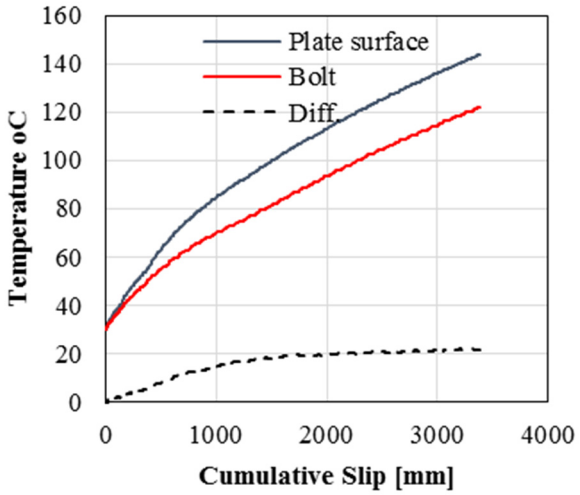
4.2.2.1 Vpliv vzmetnih podložk v preklopnih strižnih spojih s tornim materialom M6 [NV-21-22-23-24]

Na sliki 4.5 so povzeti glavni rezultati lokalnega obnašanja preklopnih strižnih spojev s tornim materialom M6. Na sliki 4.5a je za model NV-21 prikazano, da se temperatura v sestavnih elementih (tj. vijakih in pločevinah) povečuje s skupnim zdrsom. Pričakovano se energija, ki se sipa s trenjem, pretvori v toplotno energijo. Opazimo, da je za vse modele po 3000 mm skupnega

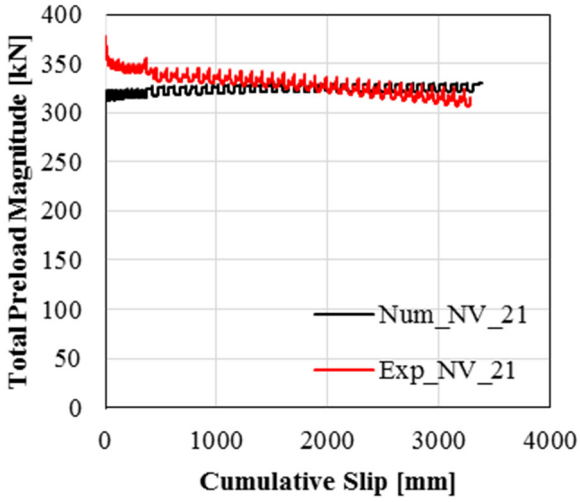
zdrsa povprečna temperaturna razlika med površino pločevine in vijakom približno 15 °C do 20 °C. Zdi se, da toplotne lastnosti niso imele bistvenega vpliva na sile natezno silo v vijakih. Natezna sila v vijakih ostaja nespremenjena (glej sliko 4.5b) predvsem zato, ker se toplotno razteza tako pločevina kot tudi vijaki.

Delna izguba koeficienta trenja je bila modelirana z uporabo temperaturno odvisnih zakonov trenja, umerjenih na podlagi eksperimentalnih rezultatov (glej sliko 4.5c). Z naraščajočo temperaturo se koeficient trenja zmanjšuje. Na sliki 4.5d vidimo, da modeli zadovoljivo napovedujejo ta pojav.

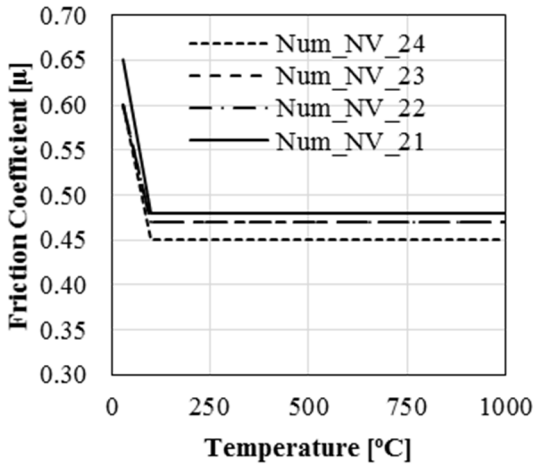
Slika 4.6 prikazuje primerjavo eksperimentalne in numerične krivulje sile trenja v odvisnosti od pomika. Opaziti je, da so numerični modeli sposobni reproducirati celotne histerezne krivulje in tako zagotoviti natančne rezultate.



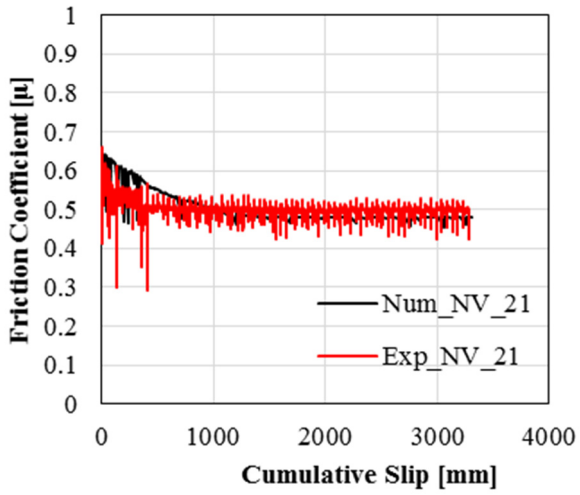
a) temperatura v elementih modela



b) spreminjanje skupne natezne sile v vijakih

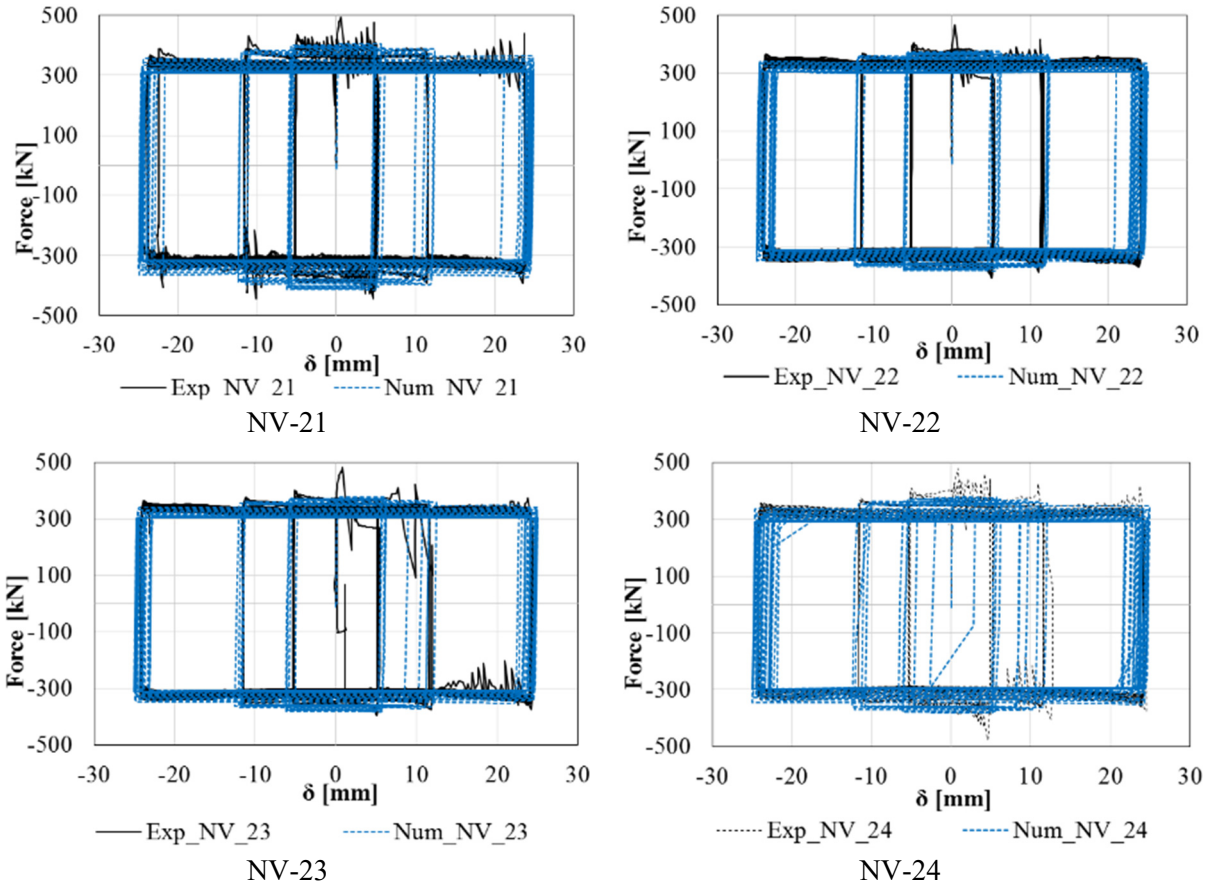


c) temperaturno odvisni koeficient trenja



d) sprememba koeficienta trenja

Slika 4.5. Odziv zdrs – pomik modelov NV-21-22-23-24

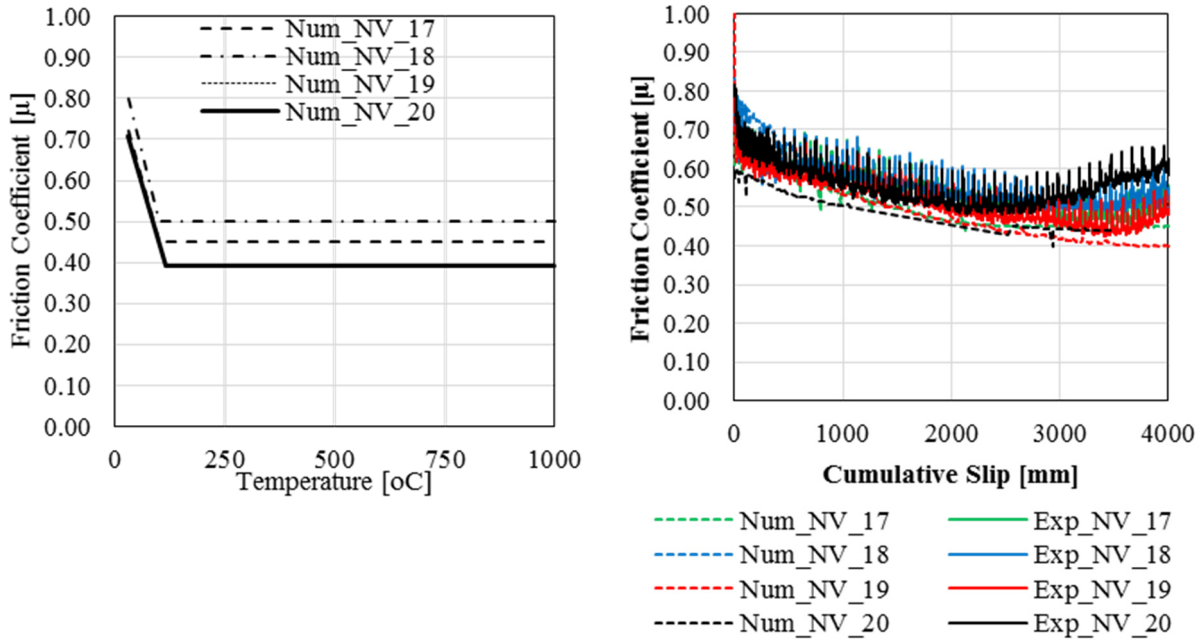


Slika 4.6. Primerjava numeričnih simulacij in rezultatov testov za preklopne spoje z materialom M6 [NV-21-22-23-24]

4.2.2.2 Vpliv vzmetnih podložk v preklopnih strižnih spojih z materialom M4 [NV-17-18-19-20]

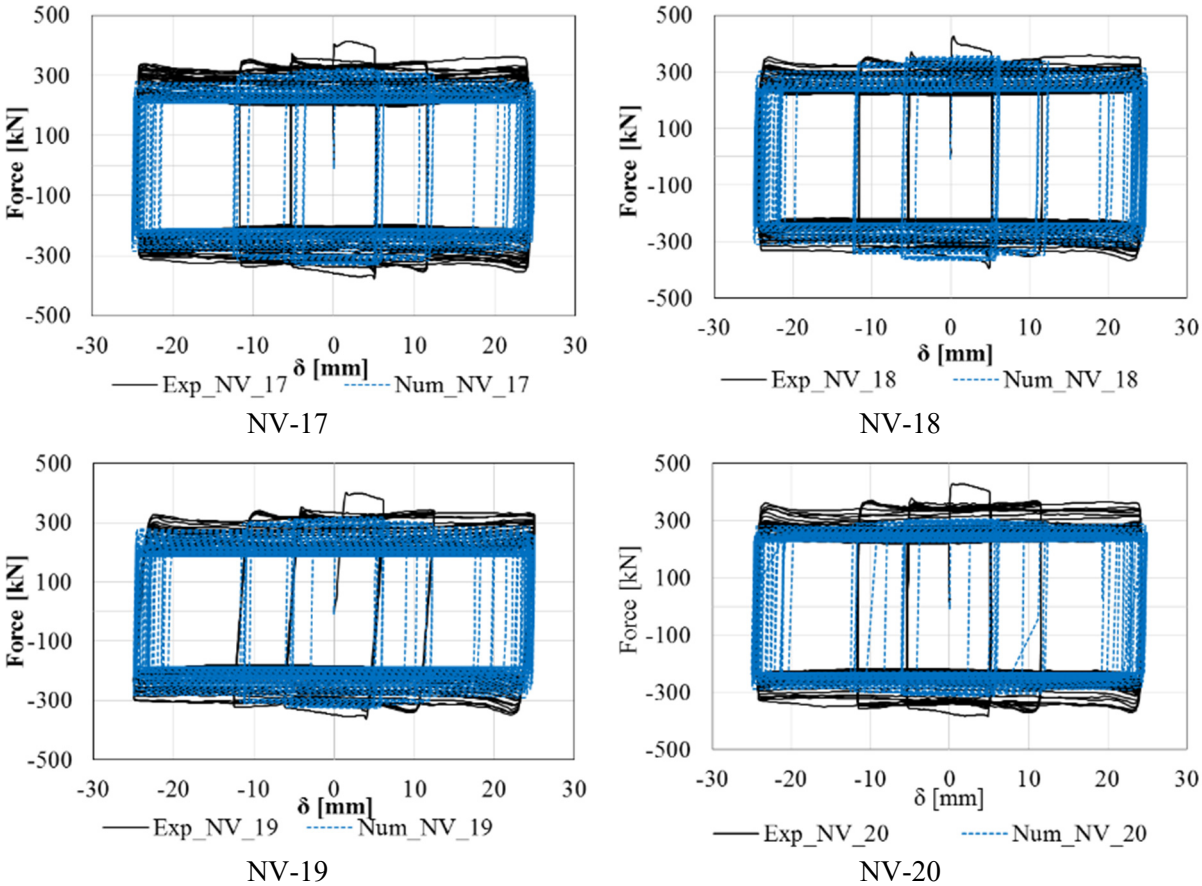
Med preiskavami je bilo opaženo, da material M4 izkazuje večjo degradacijo trenja, zato je modeliranje bolj zapleteno. Med modeli z različnim številom vzmetnih podložk tudi v tem primeru ni opaziti bistvenih razlik v izgubah sile prednapetja. Z naraščajočo temperaturo se koeficient trenja zmanjšuje glede. Model tega pojava je prikazan na sliki 4.7a. Med številom vzmetnih podložk in poslabšanjem koeficientov trenja ni neposredne povezave (glej sliko 4.7b).

Krivulje sila trenja - pomik so prikazane na sliki 4.8, kjer je mogoče opaziti izrazito poslabšanje razpoložljivega zdrsa iz cikla v cikel.



a) temperaturna odvisnost koeficienta trenja b) krivulja koeficient trenja - pomik

Slika 4.7. Krivulje koeficienta trenja za strižne preklopne spoje z materialom M4 [NV-17-18-19-20]



Slika 4.8. Histerezne krivulje za preklopne spoje z materialom M4 [NV-17 do NV-20]

4.2.2.3 Zveza med koeficientom trenja in tlakom

Za vsak kontakt so v numerične analizi beleženi podatki o stični površini in normalni sili zaradi stikanja. Z naslednjim izrazom je mogoče ugotoviti razmerje med izmerjeno silo trenja, kontaktnim tlakom in pripadajočim stičnim območjem:

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

kjer so

F_f sila trenja, izmerjena med preizkusom,

F_{pre} normalna sila, izmerjena med preizkusom (natezna sila v vijakih),

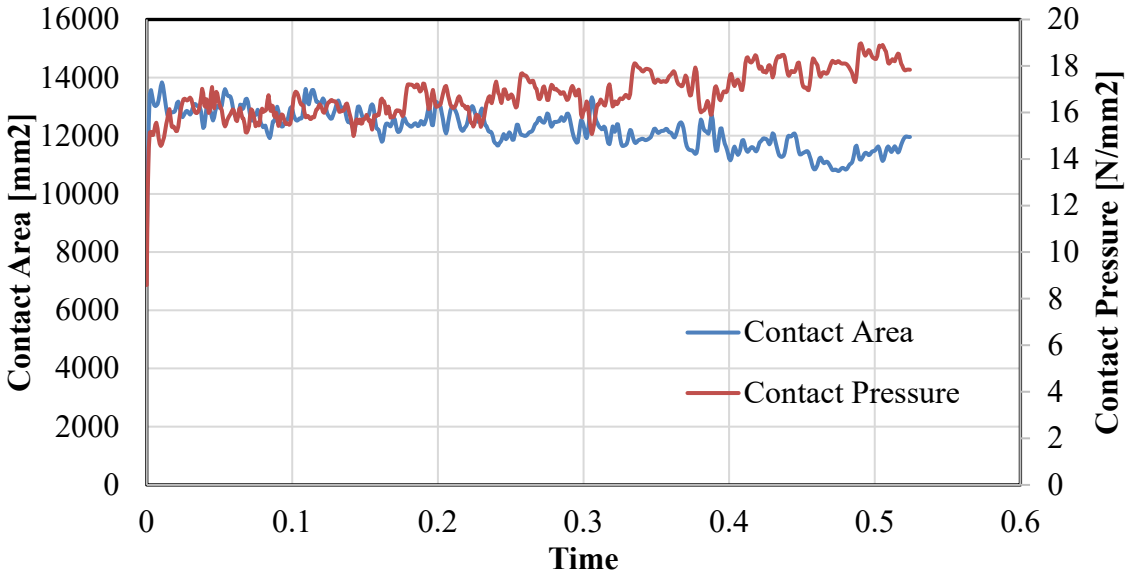
F_N normalna sila, pridobljena iz numerične simulacije,

P kontaktni tlak, pridobljen iz numerične simulacije,

A stična površina, pridobljena iz numerične simulacije,

$\mu(F_{pre})$ koeficient trenja, izračunan iz rezultatov preiskave,

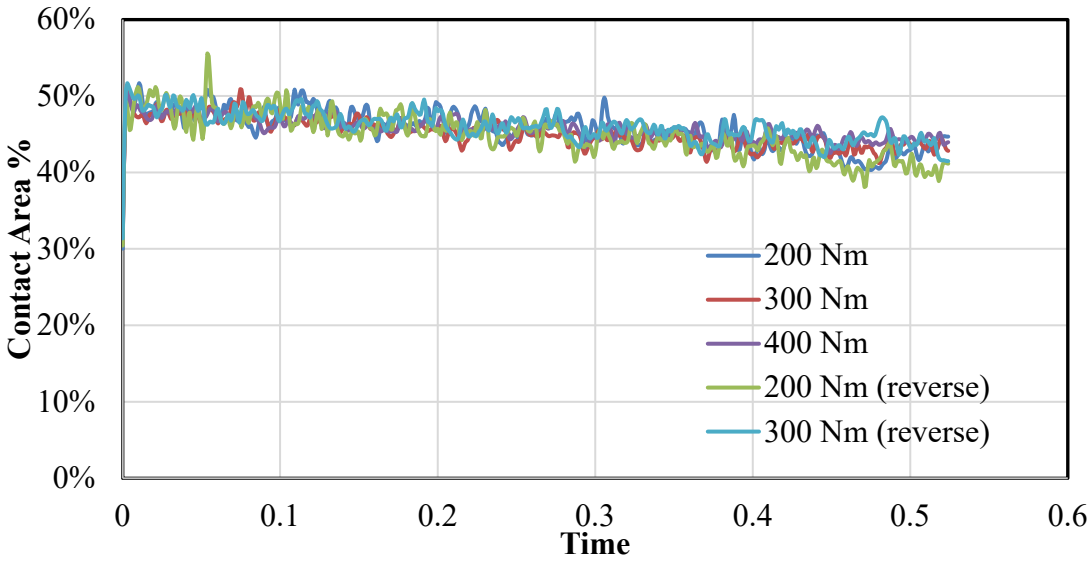
$\mu(F_N)$ koeficient trenja, dobljen iz razmerja med rezultati preiskave in FE simulacijo.



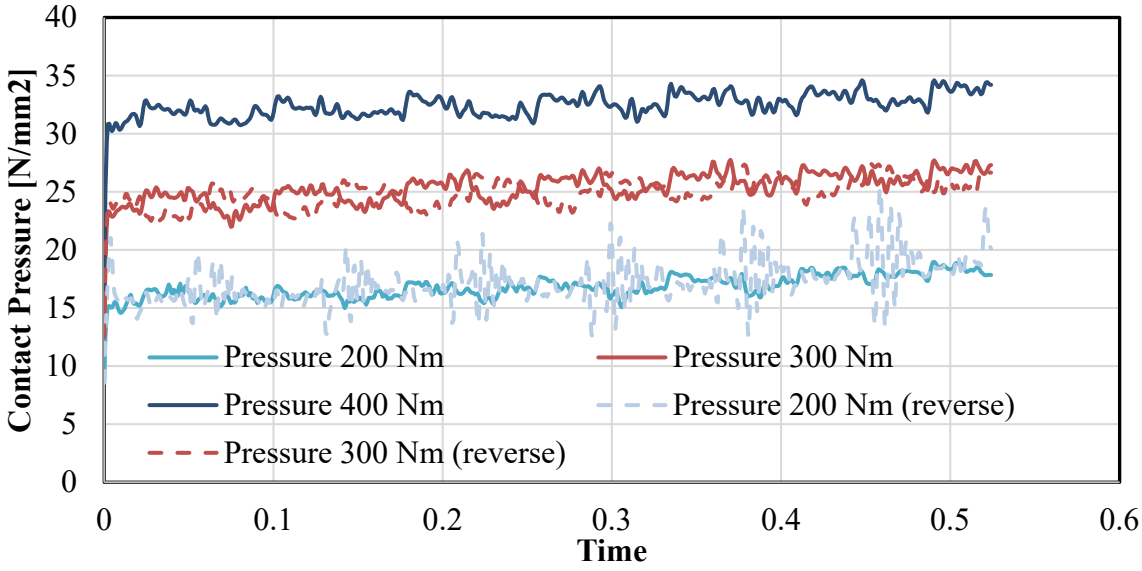
Slika 4.9. Stična površina - tlak

Kot je razvidno iz slike 4.9 se s celotnim gibanjem ne glede na to ali gre za vlečenje ali potiskanje, stična površina nekoliko zmanjšuje, medtem ko kontaktni tlak narašča.

Kontaktni tlak in izmerjena stična površina pri simulacijah enoosnih poskusov FFD vedno sledita istemu trendu ne glede na velikost sile prednapetja (sliki 4.10 in 4.11). To kaže, da so materiali dovolj togi, da nanje kontaktni tlak ne vpliva. Rahlo zmanjšanje stične površine je lahko posledica elastične/plastične deformacije površin ali rahlega upogiba pločevin.



Slika 4.10. Odstotek stične površine v kontaktu pri različnih tehnikah in momentih privitja vijakov



Slika 4.11. Kontaktni pritiski pri različnih tehnikah in momentih privitja vijakov

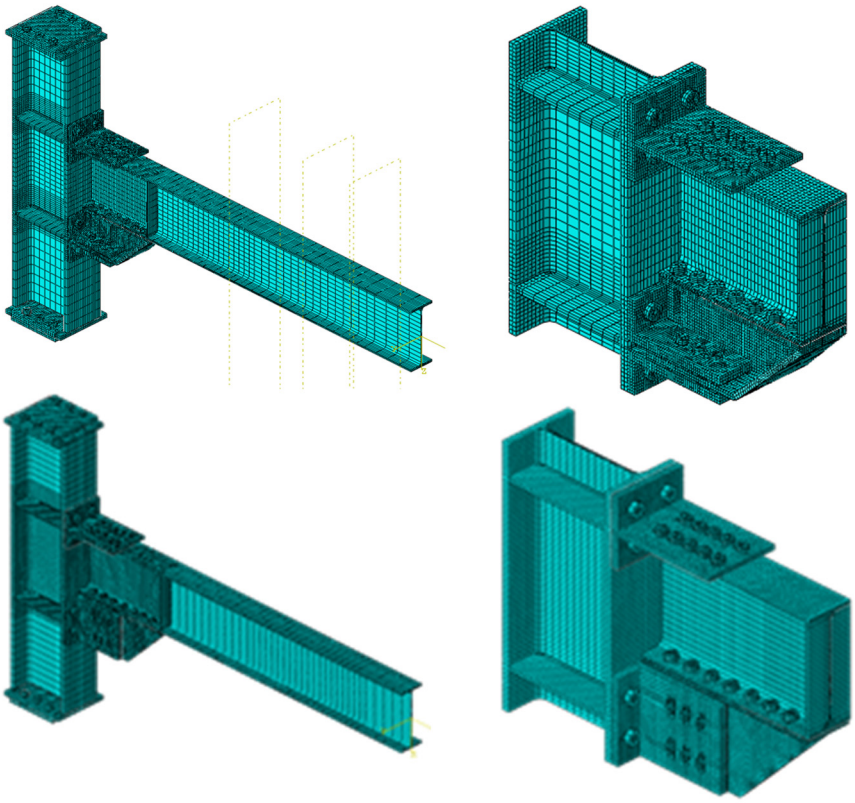
Preizkusi so pokazali, da z višjimi vrednostnimi sil prednapetja dosežemo nižje koeficiente trenja Razlog so tribološke značilnosti torne plasti. Tudi pri neprekinjenem gibanju je bilo opaziti majhno zmanjšanje sile trenja, kar je lahko posledica zmanjšane stične površine in s tem povečanja tlaka.

4.3 NUMERIČNO MODELIRANJE FREEDAM VOZLIŠČ

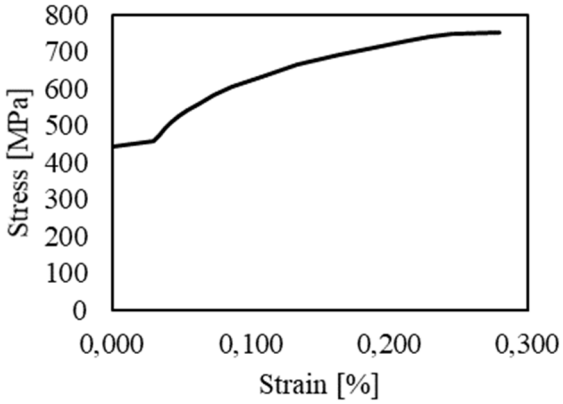
Numerične analize FREEDAM vozlišč so služile preučevanju vpliva lokalnega mehanizma prenosa vplivov iz prečke na steber, lokalne prerazporeditve sil in deformacij med vijaki. Ko so bili modeli ovrednoteni s preizkusi, so bile izvedene parametrične simulacije za preučevanje monotonega in cikličnega obnašanja vozlišč, opremljenih s tornimi dušilci.

4.3.1 *Predpostavke pri modeliranju*

Numerični modeli s končnimi elementi (KE) zgrajeni s programom Abaqus v 6.14 [2] so bili potrjeni s testi. Kvazistatične analize so bile izvedene z uporabo implicitnega dinamičnega reševalnika. Geometrija preizkušenih sklopov je bila v Abaqus-u ponazorjena s prostorskih končnimi elementi C3D8R (linearni 8-vozliščni prostorski končni element z reducirano integracijo). V analizah so bile upoštevane tako geometrijske kot mehanske nelinearnosti. Pri preizkusih je bil na večjih vozliščih prečka - steber zabeležen nepričakovan zdrs v stiku med stebrom in podporo, zato je bila v numeričnem modelu upoštevana tudi ta deformacija. Slika 4.12 prikazuje osnovni model, slika 4.13 pa povprečne vrednosti lastnosti materiala.



Slika 4.12. Prikaz numeričnih modelov vozlišč steber – prečka z FREEDAM dušilci



Slika 4.13. Diagram povprečnih vrednosti napetost – deformacija za jeklo S355

Materialne lastnosti jekla so bile modelirane na podlagi rezultatov standardnih nateznih testov, narejenih v sklopu eksperimentalnega dela projekta. Upoštevane so bile naslednje vrednosti meje tečenja: 380 MPa za prečke, 427 MPa za stebre in 443 MPa za L- in T-elemente. Predpostavljena vrednost modula elastičnosti je bila 210 GPa, Poissonov količnik pa 0.3.

Nelinearni del konstitutivnega zakona je bil modeliran z vnosom polovice cikla (ang. »half cycle input method«) ob predpostavki nelinearnega kinematičnega in izotropnega plastičnega utrjevanja, kot je opisano v [5-10]. Vijaki so bili modelirani kot je navedeno v [3,4].

Med sestavnimi deli modela, ki se stikajo, kot na primer vijaki in pločevine, so bile upoštevane interakcije, ki modelirajo obnašanje v pravokotni smeri na površino z lastnostjo trdega kontakta tako, da je preprečeno prekrivanje površin. Obnašanje v tangencialni smeri pa je bilo opisano z Coulombovim zakonom trenja. Poleg tega je bilo upoštevano padanje koeficienta trenja pri povišani temperaturi (glej 1.2), ki se pojavi zaradi glajenja površinske hrapavosti torne obloge. Referenčne lastnosti trenja so predstavljene v tabeli 4.3. V nadaljevanju so prikazani rezultati simulacij ob predpostavki 5 % centila dinamičnega koeficienta trenja.

Tabela 4.3. Koeficienti trenja

koeficient trenja	***5% centila*** $\mu_{5\%}$	***95% centila*** $\mu_{95\%}$
statični	0.69	0.84
dinamični	0.53	0.65

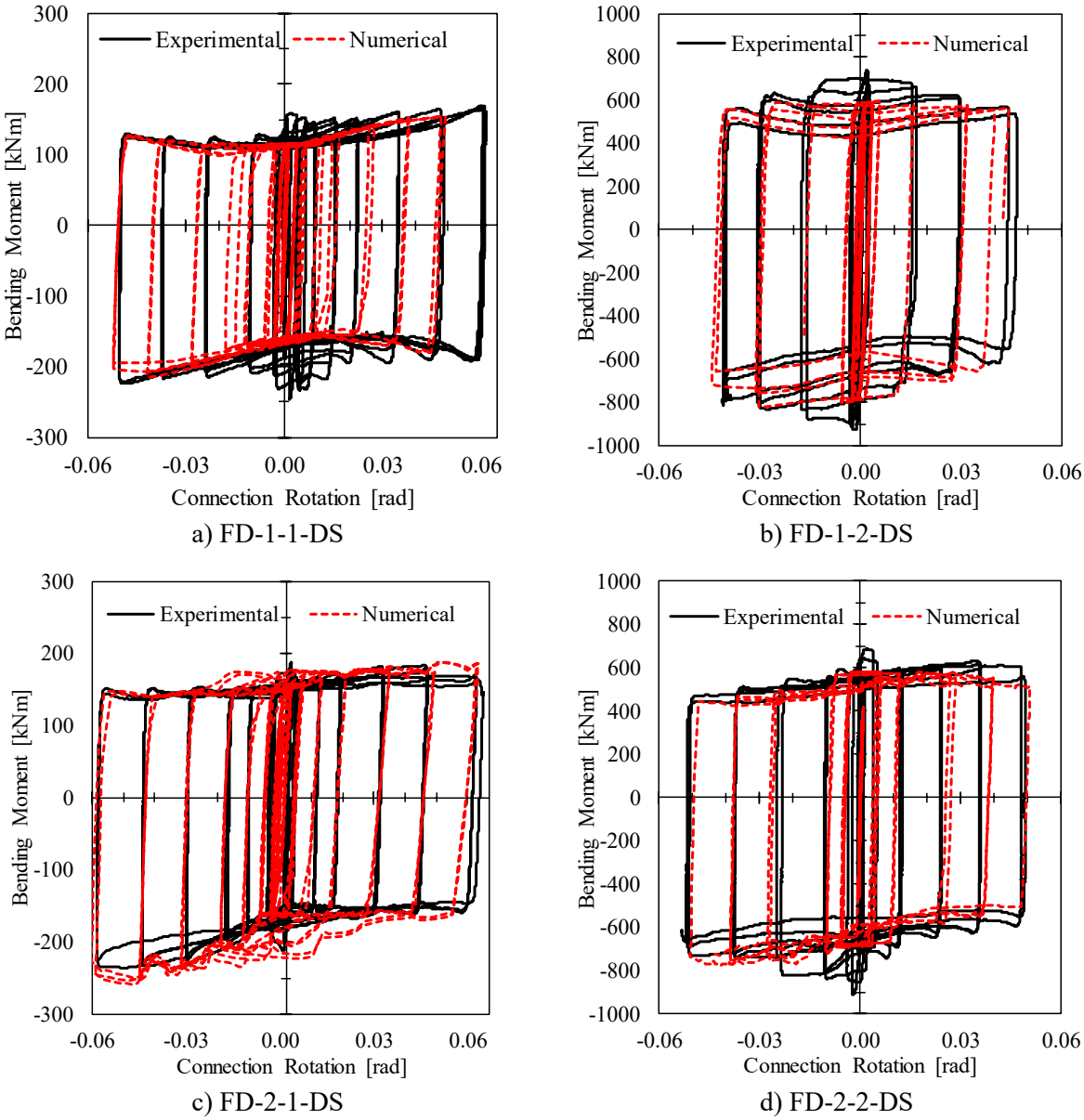
V numeričnem modelu so bili zvari s polno penetracijo modelirani na poenostavljen način, saj v njih ni pričakovati plastičnih deformacij. Vozlišča, ki jih povezujejo zvari so bila med seboj povezana s funkcijo »tie constrain«, ki poveže prostostne stopnje vozlišč.

V analizi so bile obremenitve nanešene v dveh zaporednih korakih: (i) vnos sile prednapetja v vijake in (ii) vsiljevanje protokola pomikov.

Robni pogoji upoštevani v numeričnem modelu ustrezno ponazarjajo robne pogoje med preizkusi. Prečka je bila bočno podprta na enakih odsekih kot v testu tako, da je bila preprečena bočna zvrnitev. Na koncu prečke je bil vsiljen pomik po protokolu AISC 341 [11] z največjo vrednostjo zasuka etaže enakim 5 %.

4.3.2 *Razprava in preverjanje pravilnosti rezultatov za zunanja vozlišča*

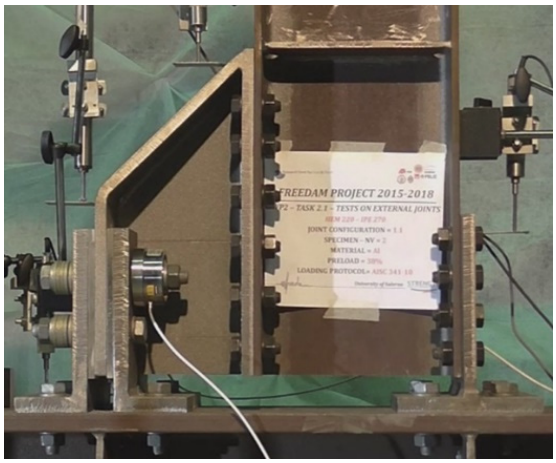
Predpostavke, upoštevane v numeričnih modelih učinkovito simulirajo globalni in lokalni odziv preizkušenih vozlišč, kot je razvidno iz slik 4.14 in 4.15.



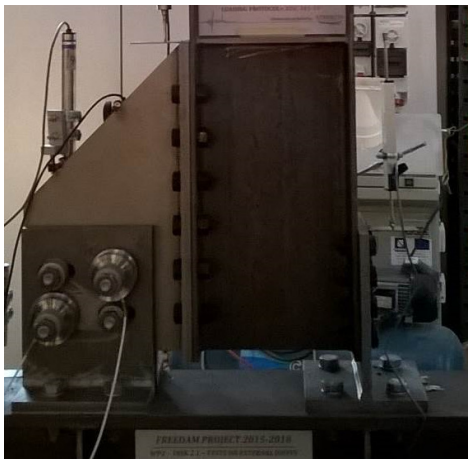
Slika 4.14. Primerjava rezultatov testov in numeričnih rezultatov na diagramih upogibni moment – rotacija spoja

Ker prehod s statičnega na dinamično trenje ni bil modeliran, odziv vozlišča v začetnih ciklih ni natančno ponovljen. S povečanjem števila ciklov ta netočnost izgine.

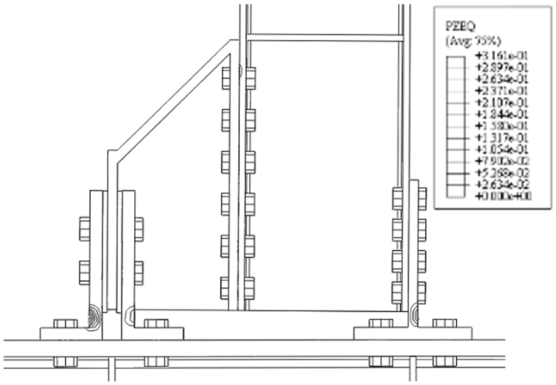
Med preizkusi ni prišlo do opaznih poškodb jeklenih elementov. Vendar numerične analize kažejo nekaj koncentracij manjših plastičnih deformacij. Na sliki 4.16 so te prikazane kot ekvivalentne plastične deformacije (PEEQ), ki se pojavijo v spodnjem delu stojine zgornjega T-elementa (kjer je središče vrtenja), v spodnjem delu L-elementov, na območju zgornje pasnice in stojine nosilca pod T-elementom ter v vijakih tornega dušilca. Pri vodoravni postavitvi dušilcev se v vseh vijakih dušilca kaže rahel upogib stebla vijakov, s plastičnimi deformacijami na več mestih. Pri navpični postavitvi dušilca pa so plastične deformacije vijakov koncentrirane na sredini dolžine stebla vijaka. To vodi do večjih lokalnih plastičnih deformacij (glej sliko 4.16). V tem primeru vijaki, ki so bližje stebru ne kažejo plastičnih deformacij.



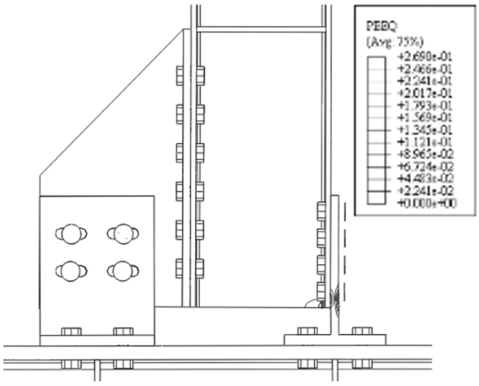
a) preizkušanec FD 1-1



b) preizkušanec FD 2-1

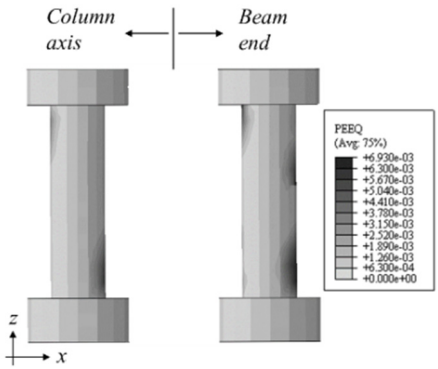


c) razpored PEEQ pri modelu FD 1-1

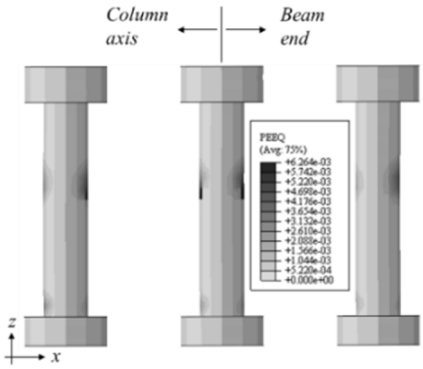


d) razpored PEEQ pri modelu FD 2-1

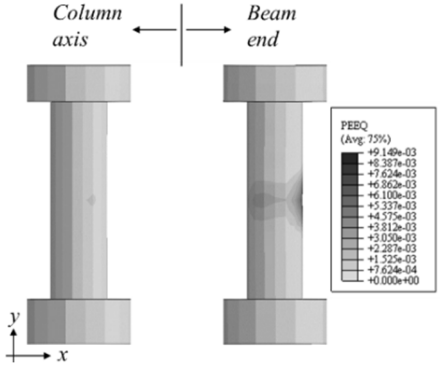
Slika 4.15. Primerjava preizkušancev in numeričnih modelov po cikličnem obremenjevanju do 5 % etažnega zasuka



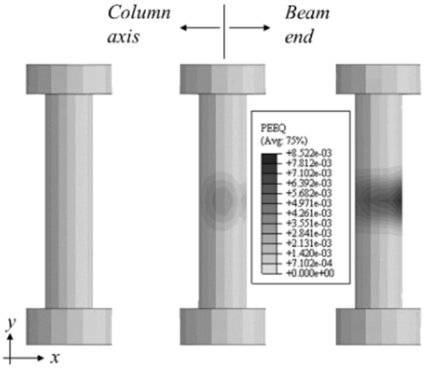
a) FD-1-1



b) FD-1-2



c) FD-2-1



d) FD-2-2

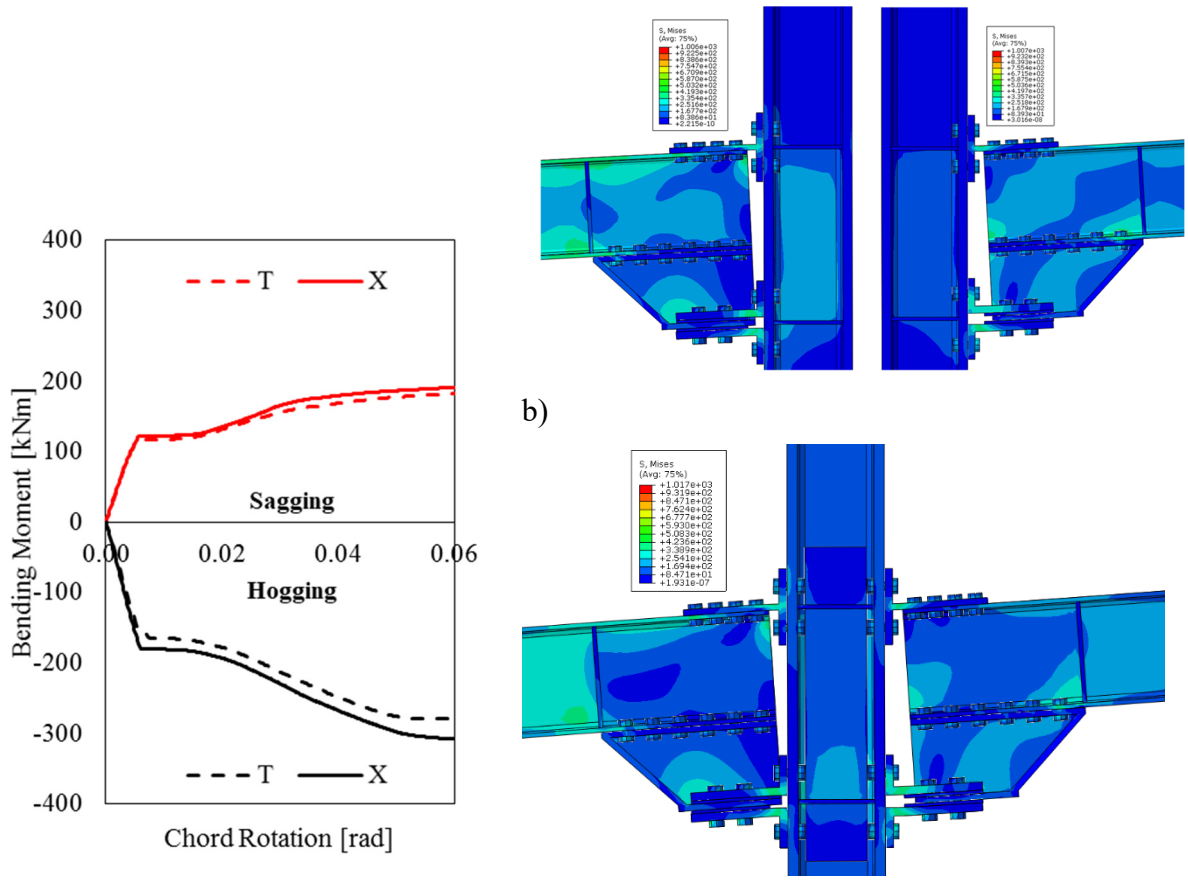
Slika 4.16. Ekvivalentne plastične deformacije (PEEQ) v vijakih dušilca

4.3.3 *Razprava in preverjanje pravilnosti rezultatov za notranja vozlišča*

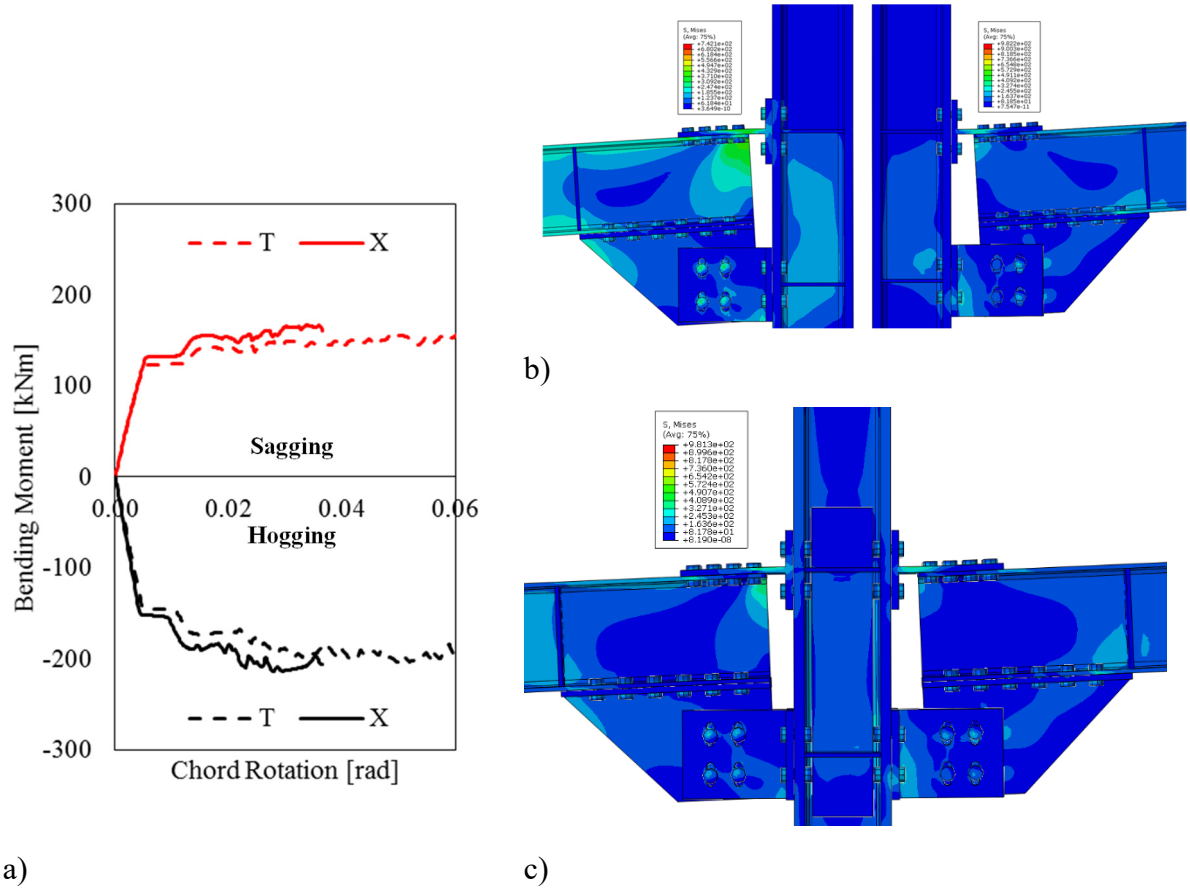
Notranja vozlišča (v nadaljevanju na slikah označena kot "X" vozlišča) kažejo skoraj enako obnašanje kot zunanja vozlišča (v nadaljevanju na slikah označena kot "T" vozlišča), saj se nelinearni mehanizem razvije v FREEDAM dušilcih, stojina stebra pa ostane v elastičnem območju.

Na slikah 4.17a in 4.18a so prikazane krivulje odziva moment - rotacija vozlišč s horizontalno in vertikalno postavitvijo FREEDAM dušilca. Kot je mogoče trivialno opaziti, so razlike zanemarljive in so predvsem posledica različne togosti stebra, ki je v primeru notranjih vozlišč bolj tog. Zato je ob enaki vsiljeni rotaciji prečke prispevek rotacije stebra manjši. Nekoliko večji je zdrs naprave in njegova pripadajoča reakcija.

Deformirana oblika in porazdelitev napetosti sta pri T in X vozliščih skoraj enaki, kar lahko opazimo s primerjavo slik 4.17b in 4.17c za horizontalno in slik 4.18b in 4.18c za vertikalno postavitev dušilca.



Slika 4.17. Primerjava med T in X vozliščem s horizontalno postavitvijo dušilca



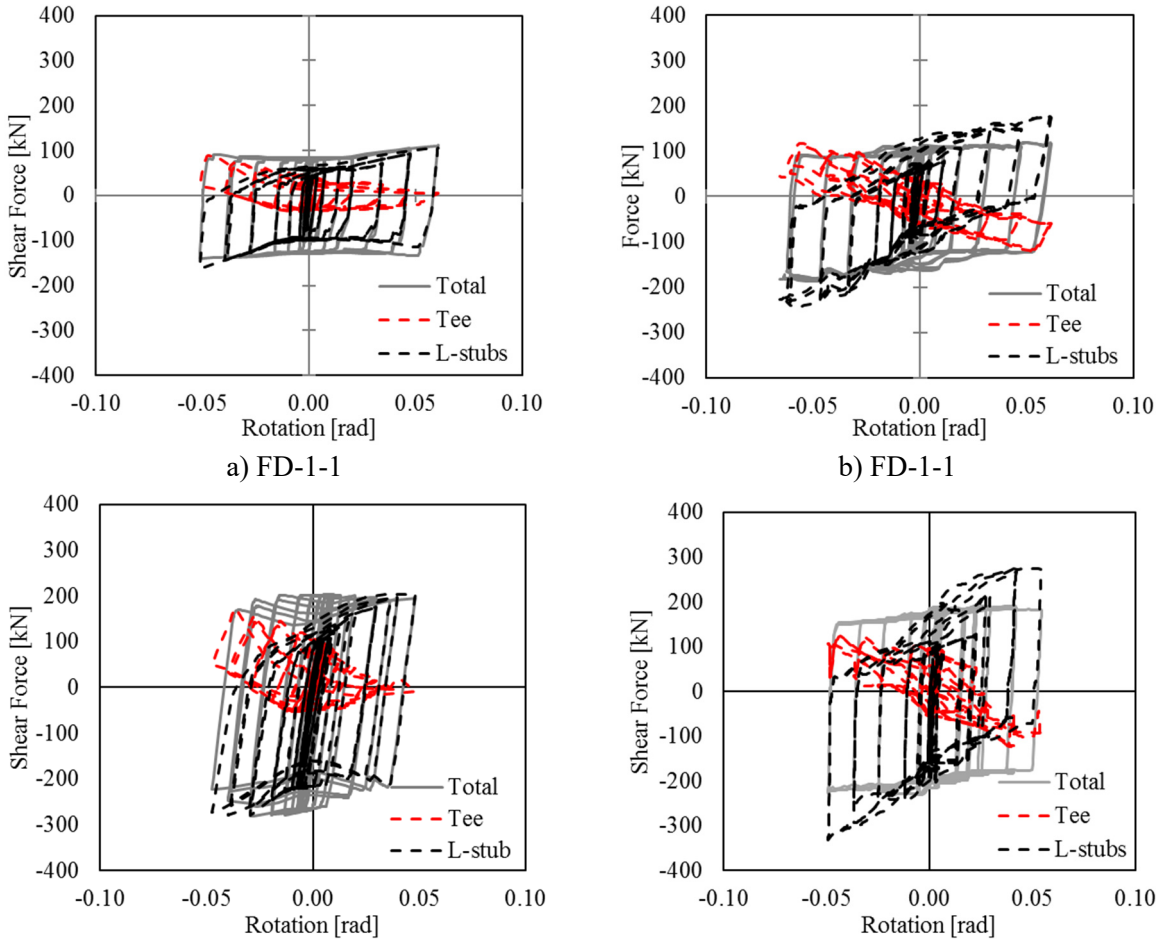
Slika 4.18. Primerjava med T in X vozliščem z vertikalno postavitvijo dušilca

4.4 POVZETEK INFORMACIJ ZA DIMENZIONIRANJE

4.4.1 *Strižna sila v T- in L-elementih*

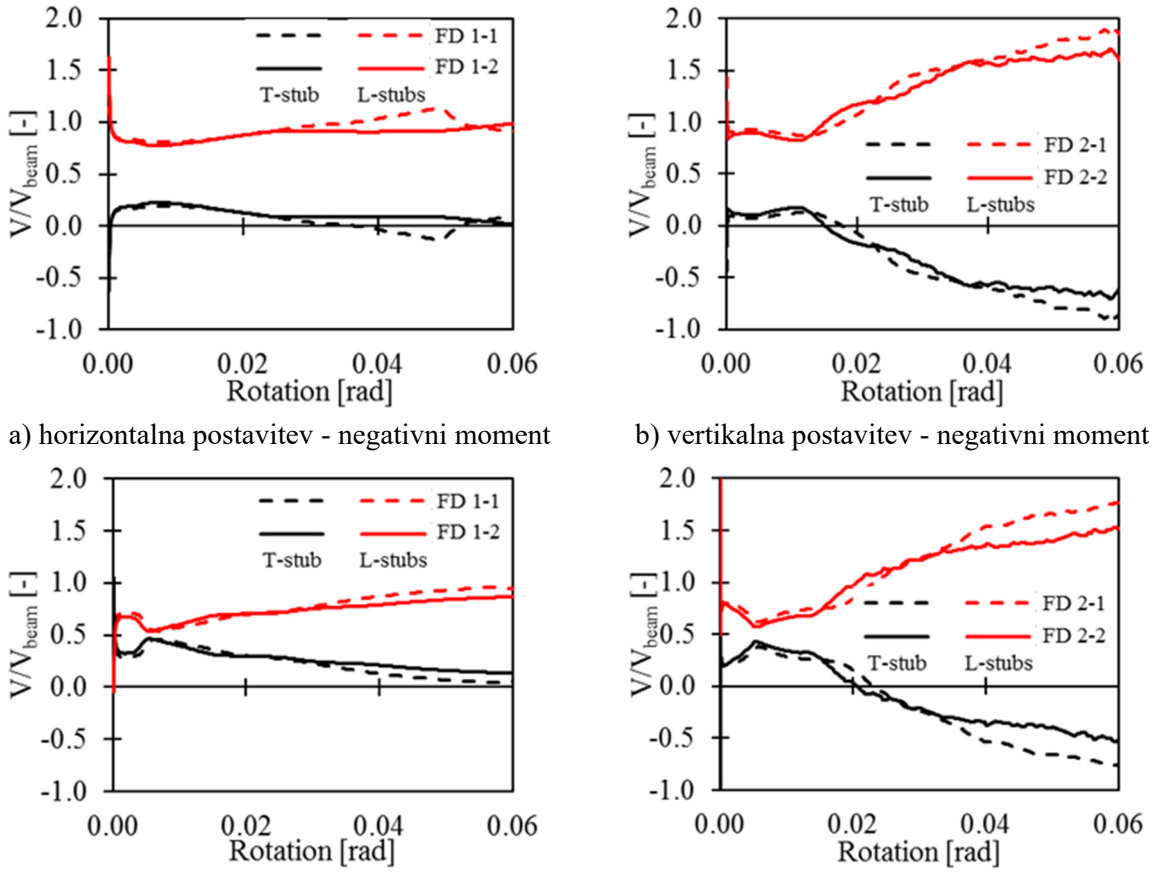
Lokalno obnašanje FREEDAM vozlišč je bilo raziskano s pomočjo numeričnih analiz. Za opredelitev zasnove povezav T- in L-elementa na steber je ključna kontrola striga, ker morajo ti elementi, za preprečitev prezgodnje porušitve, zagotavljati odpornost zaradi kombiniranih vplivov nateznih in strižnih sil.

Slika 4.19 prikazuje porazdelitev strižnih sil na ravni T- in L-elementov ter skupno strižno silo na licu stebra. V obeh preizkušenih konfiguracijah tornih naprav je skupna strižna sila v obeh komponentah (tj. vsota ustreznih absolutnih vrednosti) večja od celotne strižne sile (glej sliki 4.19a) in c) za tip 1 in sliki 4.19b) in d) za tip 2). Razvoj strižne sile z odvisnosti od zasuka vozlišča je bil raziskan z analizami monotonega naraščanja pozitivnega in negativnega momenta.



Slika 4.19. Prenos strižne sile za različne komponente

Rezultati predstavljeni na sliki 4.20 potrjujejo prejšnja opazovanja in ponujajo vpogled v velikost strižne sile, ki jo prenese posamezna komponenta. Za preiskane primere prenašajo L-elementi večjo strižno silo kot T-elementi. V spojih konfiguracije 1 (horizontalna postavitev dušilca) T-element prenaša približno 50 % celotnega striga, medtem ko strižna sila v L-elementih doseže vrednosti blizu 100 % celotnega striga (sliki 4.20 a) in c)). Komponente (T- in L-elementa) konfiguracije 1 prenašajo strižne sile do največjega celotnega striga. Komponente konfiguracije 2 (sliki 4.20 b) in d)) pa kažejo, da strig v obeh komponentah doseže vrednosti, ki so večje od celotnega striga, pri čemer L-elementi dosegajo vrednosti, ki so skoraj 2-krat večje od celotnega striga, ki se pojavi pri zasuku 0.06 rad.



a) horizontalna postavitev - negativni moment

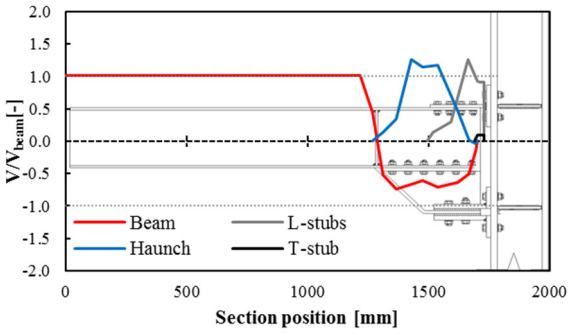
b) vertikalna postavitev - negativni moment

c) horizontalna postavitev - pozitivni moment

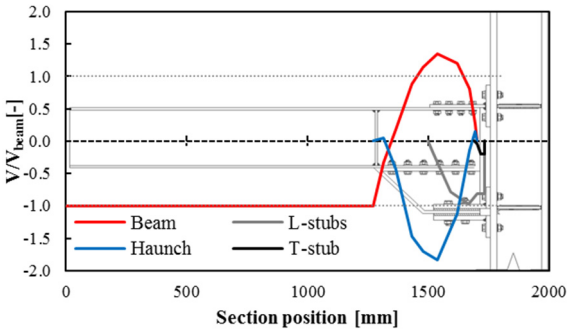
d) vertikalna postavitev - pozitivni moment

Slika 4.20. Strižna sila v spoju

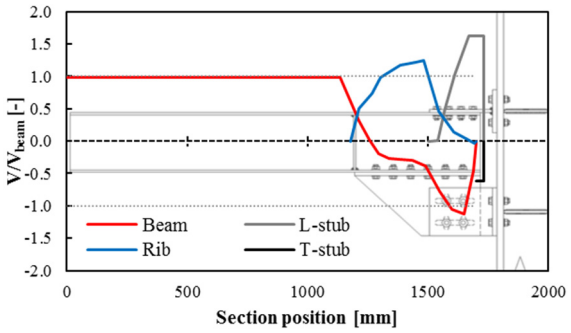
Razlike v porazdelitvi strižne sile med dvema komponentama so predvsem posledica večje togosti, ki jo zagotavljajo L-elementi v navpični ravnini ter navpična drsna komponenta sile. Mehanizem prenosa strižne sile med komponentami (za primerjavo glej sliko 4.16) je zelo zapleten in odvisen od konfiguracije. Za spoj 1 tipa (FD 1-1-DS) so značilne strižne sile istega predznaka, kot jih prenašajo L-elementi in v manjši meri T-elementi. Ker L-elementi nosijo strižno silo, ki je večja od skupnega striga, mora T-element FD 2-1-DS nositi nasprotno predznačeno strižno silo, saj se mora ohranjati ravnotežje na obeh straneh stebra. Pogoji obremenjevanja (pozitivni/negativni moment) vodijo do enake porazdelitve sil med komponentami za isto konfiguracijo, z bolj gladkim prenosom sil v primeru pozitivnega upogibnega momenta.



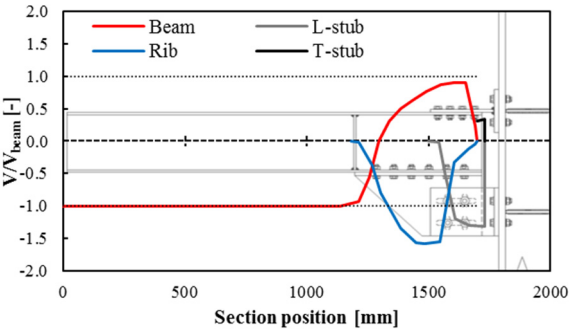
a) FD 1-1-DS negativni moment



b) FD 1-1-DS pozitivni moment



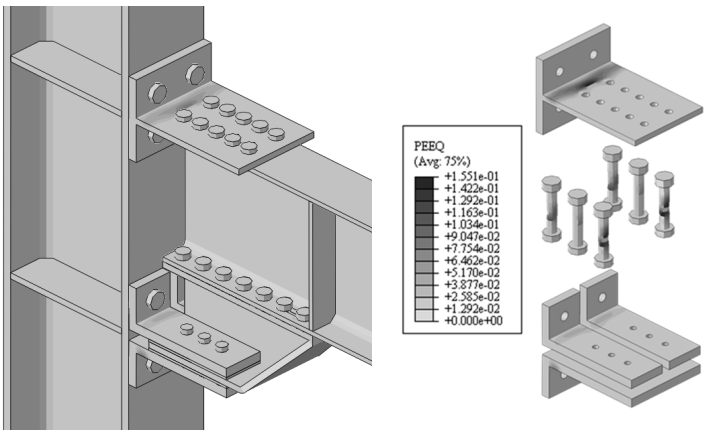
c) FD 2-1-DS negativni moment



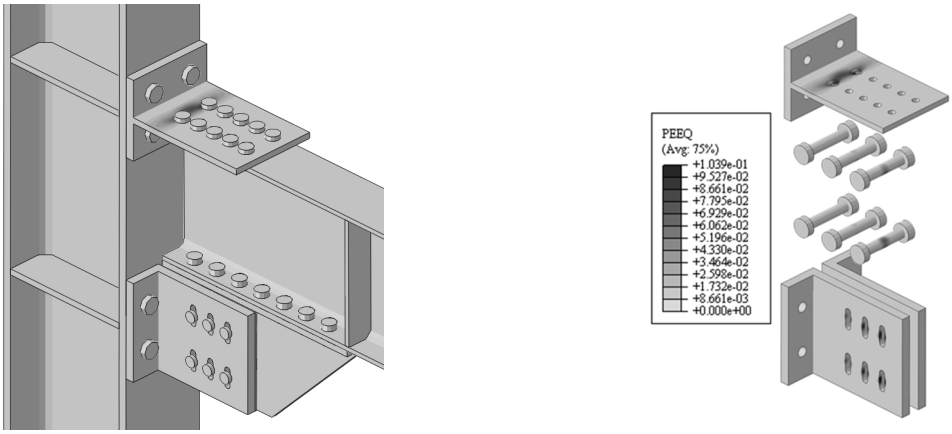
b) FD 2-1-DS pozitivni moment

Slika 4.21. Razporeditev striga v elementih spoja pri zasuku dušilca 0.04 rad

V numeričnih simulacijah testov je bilo opaziti manjše koncentracije poškodb na spodnjem delu T-elementov, L-elementov (v primeru konfiguracije 1), v vijakih tornega dušilca in v zmanjšanem obsegu tudi v prečki (na stičišču pasnice in stojine na koncu prečke tik pod T-elementom in ob podaljšanih luknjah na koncu spoja prečka - vuta). Ti rezultati so predstavljeni na sliki 4.22 v odvisnosti od porazdelitve PEEQ (ekvivalentne plastične deformacije) na velikih sklopih prečka-steber. Kot je razvidno iz legende PEEQ, prikazane pri zasuku 0.05 rad, konfiguracija z vodoravno postavljenim dušilcem vodi do večjih plastičnih deformacij v elementih spoja. Ta rezultat lahko opazimo tudi na sliki 4.23 v odvisnosti od energije sipanja. Energija trenja, normalizirana glede na skupno energijo sipanja za prvo konfiguracijo, je v primerjavi z drugo konfiguracijo manjša. Nasprotno velja za normalizirano plastično energijo. Čeprav druga konfiguracija dušilca vodi do manjših plastičnih poškodb, je potrebno omeniti, da so plastične poškodbe pri obeh konfiguracijah omejene. Največje sipanje plastične energije pri 0.05 rad je manjše od 5% celotne energije.

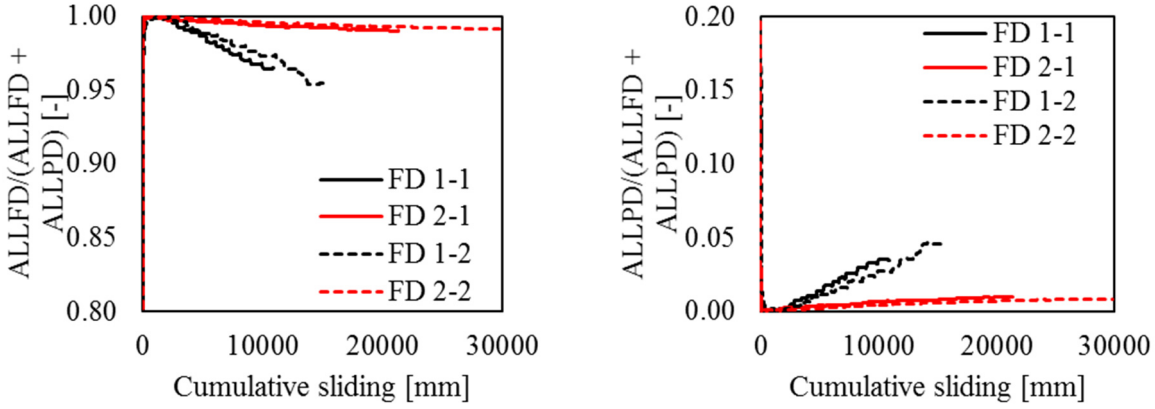


a) FD-1-2



b) FD-2-2

Slika 4.22. Razporeditev PEEQ na koncu ciklične analize za večje sestave



a) b)

Slika 4.23. Normalizirana sipana energija a) energija trenja in b) energija plastičnih deformacij

4.4.2 *Vpliv sile prednapetja*

Eksperimentalne preiskave so potrdile pomembnost začetne sile prednapetja, s katero prednapnemo vijake v napravi. Zato je bila poleg sile prednapetja, ki je bila izbrana za preizkuse (v nadaljnjem besedilu N_b), upoštevana še 50 % manjša (0.5 N_b) in 50% večja vrednost (1.5 N_b). Upoštevati je potrebno, da je vrednost 1.5 N_b v vseh primerih manjša od $F_{p,C}$ (kar je enako 172 kN za vijake M20 10.9).

Slika 4.24 prikazuje primerjavo krivulj odziva za štiri vozlišča (tj. dve konfiguraciji spojev in dva sklopa). V tabelah 4.4 in 4.5 so prikazane numerično določene mehanske lastnosti vozlišč. Nastopajoča upogibna momenta, $M^{(+)}$ in $M^{(-)}$, predstavljajta pozitivni in negativni upogibni moment ob pojavu drsenja. Enačbe (4.2), (4.3) in (4.4) pojasnjujejo pomen mehanskega parametra, navedenega v tabelah.

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

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

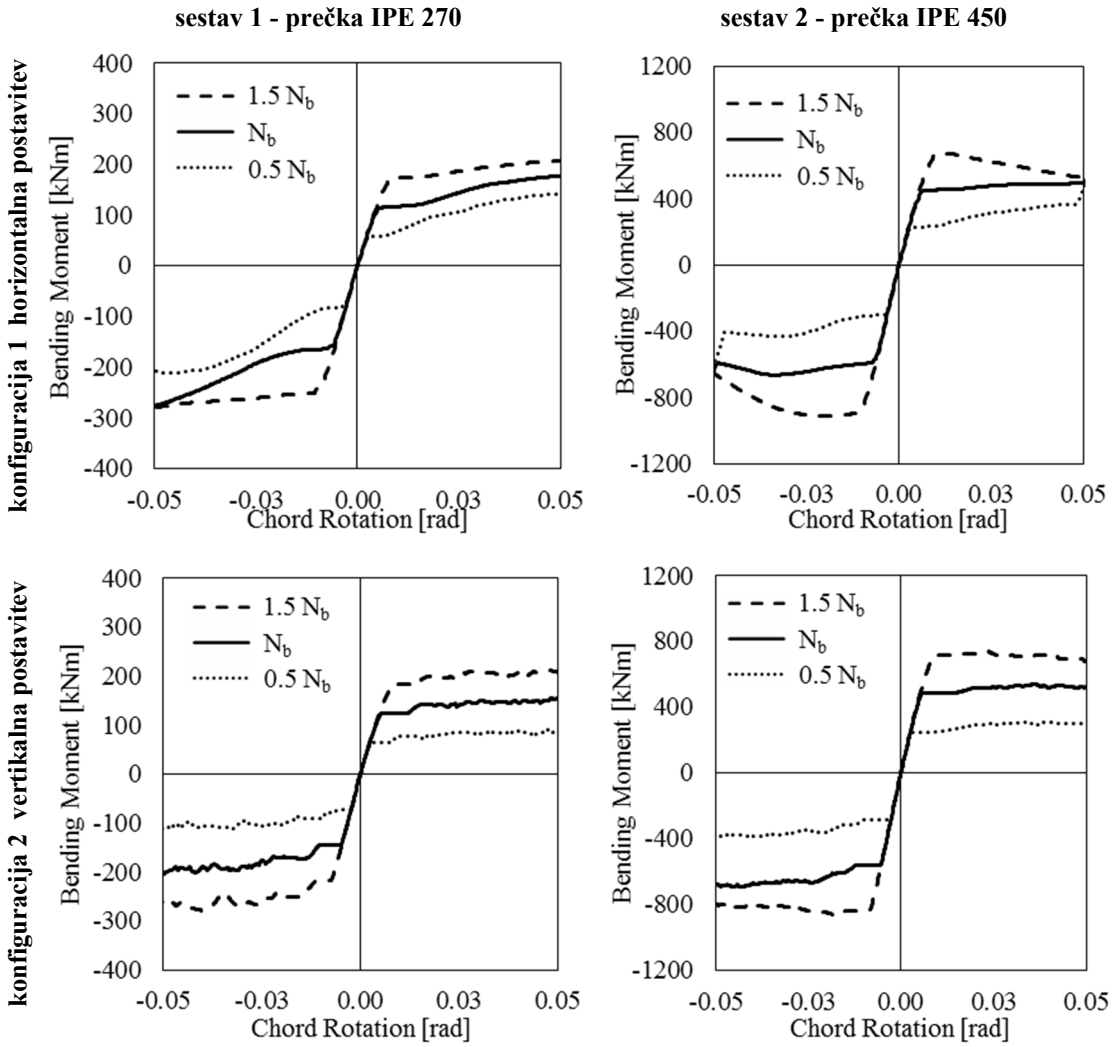
$$\Delta M^{(+/-)} / M^{(-)} = \frac{M^{(-)} - M^{(+)}}{M^{(-)}} \tag{4.4}$$

V enačbah $\Gamma^{(+)}$ in $\Gamma^{(-)}$ predstavljata spremembo nosilnosti pozitivnega in negativnega upogibnega momenta, upoštevajoč spremembo sile prednapetja iz projektne vrednosti N_b na 0.5 N_b in 1.5 N_b; $M^{(+)}$ in $M^{(-)}$ sta pozitivni in negativni upogibni moment. Podpisane vrednosti prikazujejo analizo, iz katere je privzet upogibni moment, npr. za silo prednapetja, ki je enaka bodisi 1.5 N_b, bodisi 0.5 N_b; $\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$ predstavljata razliko med pozitivnim in negativnim upogibnim momentom za posamezno analizo (ob upoštevanju treh vrednosti N_b).

Pričakovano je sprememba upogibnega momenta sorazmerna s prednapetjem vijaka, vendar različno za pozitivni in negativni upogibni moment. Kot je navedeno v tabelah 4.4 in 4.5, je razlika močno povezana s konfiguracijo vozlišča in je konstantna z višino prečke, silo prednapetja ali s koeficientom trenja. Razlika je približno 25% za konfiguracijo 1 in 15% za konfiguracijo 2.

Nadaljnje opažanje, ki ga lahko ugotovimo iz slike 4.24 je, da se odziv vozlišča konfiguracije 1 po prehodu v plastično območje razlikuje glede na velikost sestava prečka-steber in stopnjo prednapetja (glede na največjo silo prednapetja). V spoju s prečko nižje višine in manjšo relativno silo prednapetja pride do utrjevanja (tj. pozitivna togost po tečenju), medtem ko pride v spoju s prečko večje višine in višjo relativno silo prednapetja do mehčanja (tj. negativna togost po tečenju). Slednje je bolj očitno za nižje vrednosti sile prednapetja. Ti pojavi so bolj izraziti v primeru negativnega upogibnega momenta. Druga konfiguracija kaže bolj linearno obnašanje v obeh preizkušenih sklopih.

Na togost vozlišča ne vpliva sprememba sile prednapetja, saj je določena s togostjo drugih komponent vozlišča (spoj na pasnico stebra, strižni panel stebra itd.).



Slika 4.24. Vpliv sile prednapetja na upogibno nosilnost

Tabela 4.4. Upogibni momenti za model FD 1-2-DS pri različnih silah prednapetja

sila prednapetja	$M^{(+)}$ [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%

Tabela 4.5. Upogibni momenti za model FD 2-2-DS pri različnih silah prednapetja

sila prednapetja	$M^{(+)}$ [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 *Vpliv koeficienta trenja*

Naslednji pomemben projektni parameter je koeficient trenja med drsnimi površinami. Zato se za proučitev njegove vloge pri obnašanju spoja upoštevajo tri različne vrednosti koeficienta dinamičnega trenja μ in sicer: 5% centil ($\mu_{5\%}$), povprečna vrednost (μ_{avg}), ki je enaka 0.59 in 95% centil ($\mu_{95\%}$), glej tabelo 4.3.

Slika 4.25 prikazuje numerične krivulje v odvisnosti upogibnega momenta v primerjavi z zasukom prečke. Opaziti je mogoče, da večji kot je centil vrednosti koeficienta trenja, večja je nosilnost spoja. Ta ugotovitev potrjuje potrebo po upoštevanju variabilnosti lastnosti tornih oblog pri načrtovanju konstrukcijskih elementov, ki se ne plastificirajo.

Podobno obnašanje utrjevanja / mehčanja je mogoče opaziti pri obeh konfiguracijah vozlišč. Poleg tega pa se zdi, da so krivulje odziva sorazmerne s koeficientom trenja. Tabeli 4.6 in 4.7 povzemata spreminjanje upogibne nosilnosti modelov FD-1-2-DS in FD-2-2-DS, analiziranih z večjimi vrednostmi koeficienta trenja (μ_{avg} in $\mu_{95\%}$) glede na projektno vrednost ($\mu_{5\%}$), pri obremenitvi z negativnim ($M^{(-)}$) in pozitivnim ($M^{(+)}$) upogibnim momentom.

Tabela 4.6. Upogibni momenti za model FD 1-2-DS pri različnih koeficientih trenja

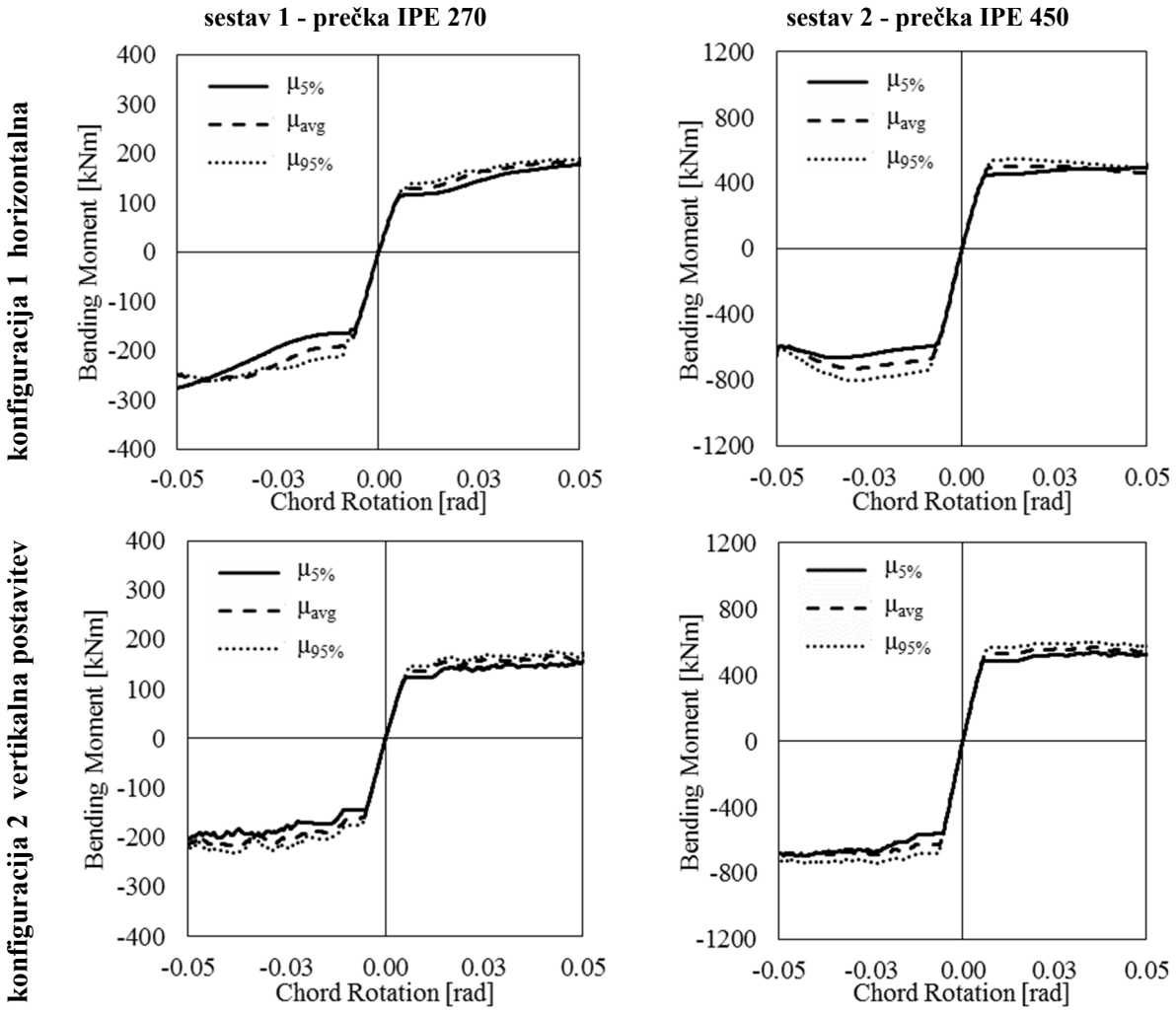
koeficient trenja	$\Delta\mu$ [-]	$M^{(+)}$ [kNm]	$M^{(-)}$ [kNm]	$\Gamma^{(+)}$ [-]	$\Gamma^{(-)}$ [-]	$\Delta M^{(+/-)}/M^{(-)}$ [-]
$\mu_{5\%}$	-	446	593	-	-	25%
μ_{avg}	110%	521	670	117%	113%	22%
$\mu_{95\%}$	117%	535	733	120%	124%	27%

Tabela 4.7. Upogibni momenti za model FD 2-2-DS pri različnih koeficientih trenja

koeficient trenja	$\Delta\mu$ [-]	$M^{(+)}$ [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%

Spremembe v primeru FD-1-2-DS se razlikujejo glede na spremembo koeficienta trenja. Pri enakem povečanju koeficienta trenja lahko opazimo večje povečanje upogibnega momenta. Po drugi strani pa analize modela FD-2-2-DS v tabeli 4.7 kažejo tesnejšo odvisnost upogibne nosilnosti od naključnosti tornih lastnosti.

Parameter $\Delta M^{(+/-)} / M^{(-)}$, ovrednoten tudi za ta sklop analiz, potrjuje predhodno opažanje glede razmerja med konfiguracijo dušilca in različnim odzivom v primeru negativnega in pozitivnega upogibnega momenta (vrednosti se gibljejo okoli 25% za konfiguracijo 1 in 15% za konfiguracijo 2).



Slika 4.25. Vpliv koeficienta trenja na upogibno odpornost

4.5 LITERATURA

[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.

POGLAVJE 5
OBNAŠANJE PRI UDARNIH OBREMENITVAH

5.1 UVOD

Obnašanje vozlišč steber-prečka pri običajnih obremenitvah se razlikuje od obnašanja pri udarnih obremenitvah [1–4]. Glavni razlog so višje hitrosti deformacij v komponentah vozlišča, ki so značilne pri udarnih obremenitvah. Hitrost deformacij je definirana kot sprememba deformacije (d_ε) v časovnem intervalu (d_t), kateri je material podvržen, d_ε/d_t, in vpliva na napetostno-deformacijski diagram jekla. Trdnostne lastnosti se pri večjih hitrostih deformacij načeloma zvišajo, kar je še bolj očitno pri jeklih z visoko duktilnostjo. Na primer, pri mehkih jeklih lahko mejo tečenja pri visokih hitrostih deformacij (približno 600 s^{-1}) smatramo 1.5 krat višjo od meje tečenja določene pri statičnem obremenjevanju [5,6], medtem ko se pri jeklih visoke trdosti, ki se uporabljajo za vijake, meja tečenja ne poveča za več kot 10 % [1,7,8]. Vpliv višje hitrosti deformacij se, poleg spremembe trdnosti, pokaže tudi z zmanjšanjem duktilnosti.

Spremembe trdnostnih lastnosti jekla zaradi povišanih hitrosti deformacij običajno opišemo s faktorjem dinamičnega vpliva" *DIF* Dynamic Increase Factor", ki je podan kot razmerje med trdnostjo izmerjeno pri povišani deformacij in trdnostjo izmerjeno pri statični obremenitvi. Modeli za upoštevanje faktorja dinamičnega vpliva na mejo tečenja so že na voljo v literaturi [9,10], kot na primer Johnson-Cookov model [9], ki poda spremembo trdnosti zaradi hitrosti deformacij kot logaritemsko funkcijo.

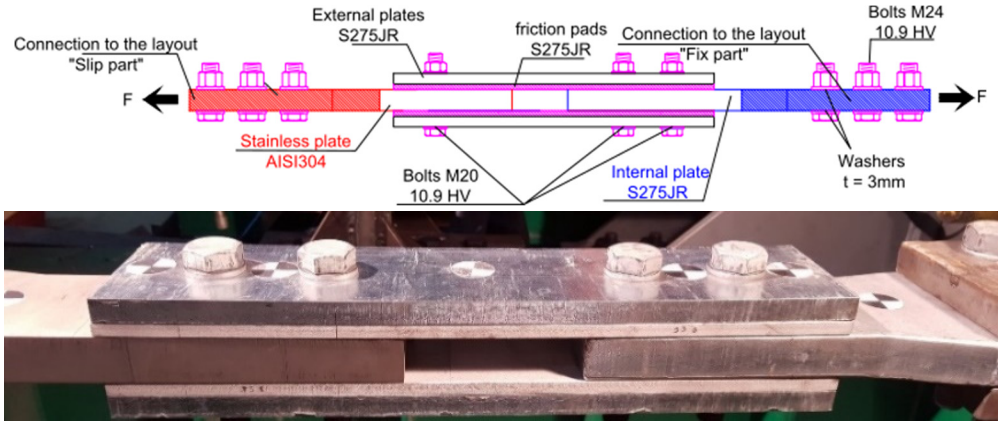
Ker so spoji običajno sestavljeni iz različnih kvalitet jekla (običajno jeklo visoke trdnosti za vijake in mehko jeklo za pločevine), se lahko zaradi vpliva hitrosti deformacij na globalno obnašanje jeklenih spojev, njihov dinamični odziv močno razlikuje od statičnega, odvisno od obnašanja materiala vijakov in materiala pločevin pri višjih hitrosti deformacij. Pri zvišani hitrosti obremenjevanja v splošnem opazimo povečano elastično in mejno nosilnost, medtem ko se duktilnost zmanjša [1–4]. Visoka lokalna duktilnost spojev pomembno vpliva na globalni odziv konatrukcije, saj omogoča razvoj alternativnih potekov obtežb v konstrukcijah [11,12]. S tega vidika je jasno, da moramo pri modeliranju konstrukcij smiselno upoštevati vpliv hitrosti deformacij.

V tem poglavju bomo predstavili povzetek rezultatov in zaključkov dobljenih v okviru projekta FREEDAM [13], ki se nanašajo na FREEDAM vozlišča podvržena udarnim obremenitvam. Bolj podrobne informacije o teh rezultatih so na voljo v doktorski disertaciji raziskovalcev Marine D'Antimo in Ane Francisce Santos [15].

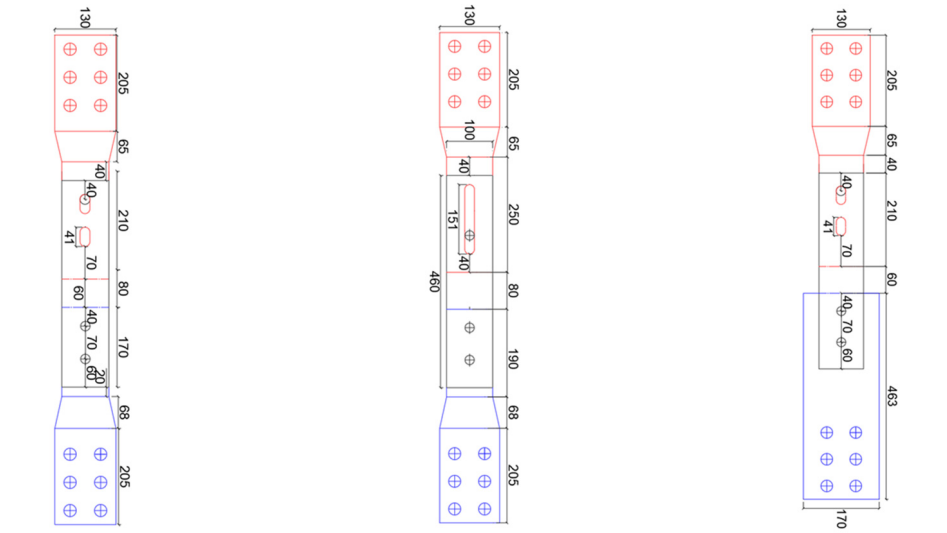
5.2 FREEDAM DUŠILCI PRI UDARNIH OBREMENITVAH

5.2.1 *Opis preizkušancev in poteka testiranja*

Preizkušanci prikazani na naslednji sliki (Slika 5.1) so podobni tistim, ki so bili uporabljeni pri testih s cikličnim obremenjevanjem. Ti preizkušanci so dvojni preklopni strižni spoji s parom dodatnih 8 mm jeklenih pločevin (narejenih iz jekla S275JR) premazanih z brizgano staljeno kovino (torna obloga) in prednapetih z vijaki M20. Vzorec je sestavljen iz dveh različnih delov. Prvi del je "torni del", v katerem ima notranja pločevina (iz nerjavečega jekla AISI304) podaljšane luknje, ki simulirajo pasnico vute FREEDAM spoja. Drugi del je "fiksni del", kjer notranja pločevina iz jekla S275JR povezuje vzorec z opremo za preizkušanje. Dodatno sta med glave vijakov in torne obloge dodani dve zunanji jekleni pločevini debeline 15 mm, ki raznašata silo vijakov na stik. Tri različice "standardne" konfiguracije prikazane na sliki (Slika 5.1) so bile dimenzionirane v skladu s standardom Evrokod 3 [16], z namenom ocenitve načinov porušitve tornih dušilcev (Slika 5.2).



Slika 5.1. FREEDAM vzorec: stranski pogled



Konfiguracija *a* Konfiguracija *b* Konfiguracija *c*

Slika 5.2. Preizkušanci: pogled od spredaj (dimenzije v mm).

Celotni potek preizkusa je povzet v preglednici (Tabela 5.1) in je razdeljen v tri skupine. V skupini A je bila uporabljena vzorčna konfiguracija *a* (Slika 5.2) z notranjo pločevino debeline 30 mm, ki ima dve podaljšani luknji s skupno dolžino 41 mm in prenapete vijake M20 10.9 HV. V skupini B so bili v vseh osmih preizkusih uporabljeni navadi vijaki M20 8.8 SB. V preizkusih je bil za statični test uporabljen vzorec *a*, za udarne preizkuse je bil uporabljen vzorec *b*, ki se od vzorca *a* razlikuje v dolžini podaljšanih lukenj (ima samo eno podaljšano luknjo, Slika 5.2). V skupini C je bil uporabljen vzorec *c*, ki se od konfiguracije *a* razlikuje v debelini notranjih pločevin (uporabljena je bila debelina 10 mm), tako da so se pločevine porušile v bočnem pritisku vijaka. Dodatno je bila povečana širina notranje pločevine na fiksnem delu, da se je zagotovila porušitev v zdrsnem delu vzorca. Poleg tega so bili v vsaki skupini uporabljeni trije različni premazi izbrani iz rezultatov cikličnih testov FREEDAM dušilcev in sicer M1, M4 in M6.

Tabela 5.1. Potek preizkusa

[(1)]ID	konfigu-racija	vijak	sila prednapetja	[(2)] tip preizkusa
skupina A				
T3- M4/M1/M6-SI-30	a	M20 10.9 HV	122.5 kN	4 udarci. 20 bar; 50 bar; 75 bar; 100 bar
T4- M1/M6- FI-30				100 bar
T8-M4/M6/M1-St.-30				monotono FC: 0.2 kN/s
T10/11 –M4–St. 30				monotono DC: 0.01 mm/s
skupina B				
T1-M1- SI-30	b	M20 8.8 SB	98 kN	3 udarci: 40 bar; 60 bar; 80 bar
T2-M1- FI-30				80 bar
T1-M6- SI-30				3 udarci: 20 bar;40 bar; 60 bar
T7-M1/M6-St.-30	a			monotono FC: 0.2kN/s
skupina C				
T5-M4- SI-10	c	M20 10.9 HV	122.5 kN	5 udarci: 50 bar; 80 bar; 100 bar; 120 bar; 150 bar
T5-M1/M6- SI-10				3 udarci:50 bar; 100 bar; 150 bar
T9-M1-St.-10				monotono [(2)]FC: 0.2kN/s

[(1)]ID-Test: Tn°- X- Tt – Pt: Tn°=Številka testa- X=ID Premazi (M4, M1, M6) – Tt=Tip testa: postopno (SI), polni udarec (FI), statično (St.) – Pt=debelina notranje plošče [mm])

[(2)]FC – kontrola sile; DC- kontrola pomika

Skupaj je bilo preizkušenih 32 udarnih preizkusov. Za ugotovitev osnovnega odziva vzorcev in primerjavo le-teh z udarnimi, je bilo narejenih še 8 kvazistatičnih preizkusov. Pred vsakim preizkusom so bili vijaki priviti s kalibriranim momentnim ključem do sile prednapetja F_p enaki $0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s$ (f_{ub} je mejna nosilnost vijaka in A_s je površina vijaka čez navoje). Velikost momenta privitja posameznega vijaka je odvisna od računske sile prednapetja F_p, premera vijaka d in k-faktorja vijaka.

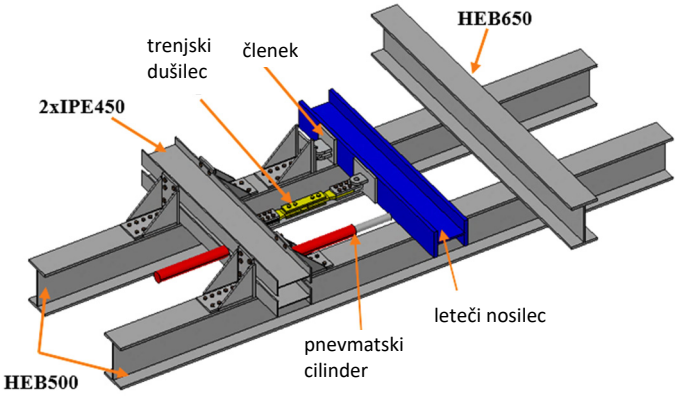
5.2.2 *Opis postavitve preizkusa*

Na naslednji sliki (Slika 5.3) je prikazana shema postavitve udarnega preizkusa. Sestoji iz dveh horizontalno položenih HEB 500 nosilcev, ki so pritrjeni na reakcijsko ploščo laboratorija. Na eni strani so bili nosilci privijačeni na tog reakcijski okvir iz dveh IPE450 profilov, na drugi strani pa na HEB650 profil, ki potekajo pravokotno na HEB 500. Vsi jekleni elementi so bili izdelani iz jekla kvalitete S355. Na ta način lahko zelo toga konstrukcija prenese udarne obremenitve brez deformacij ali rotacij. Dodatno je bil nosilec, preko katerega se je nanašala udarna obtežba ("*leteči nosilec*"), postavljen vzporedno s togim reakcijskim okvirjem. Uporabljen je bil prereza HEM340, da pri udarcih ne bi prišlo do deformacij. Na drugem koncu je bil nosilec pritrjen z vrtljivo podporo. Dodatni opisi preizkuševališča so v [17].

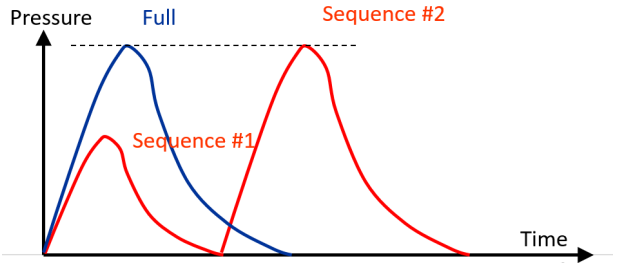
Vzorec za preizkus je povezan z letečim nosilcem in reakcijskim okvirjem. Robni pogoji vzorca so odvisni od tipa obtežbe. V tem primeru je bil vzorec povezan z dvema členkoma, da bi prevzel samo enoosne natezne sile (Slika 5.3).

S to razporeditvijo lahko izvedemo dva tipa udarnih preizkusov– polni in postopni (FI – »Full Impact« in SI – »Sequential Impact«). Pri postopnem preizkusu je isti vzorec večkrat obremenjen in razbremenjen, v vsakem koraku z višjo silo do porušitve (Slika 5.4 - rdeče črte). Na ta način je mogoče določiti približno vrednost porušne sile. Poleg tega lahko iz razbremenjevalne faze ocenimo elastično togost vzorca. Za preizkus s polnim udarcem uporabimo končno silo postopnega preizkusa.

Za preizkušanje vzorca z udarnimi obtežbami potrebujemo posebno opremo, ki aradi dinamičnih lastnosti obremenjevanja, ni enaka opremi za kvazistatično obremenjevanje. Prvič, ne smemo zanemariti vztrajnostnih sil sistema in drugič, merilna oprema mora zajemati podatke z visoko frekvenco. Poleg sil in pomikov je potrebno meriti tudi pospeške in hitrosti. Sila je bila merjena z merilno celico, medtem ko so bile deformacije vzorca in letečega nosilca merjene z laserskim triangulacijskim senzorjem. Uporabljena je bila tudi hitra kamera Photron, ki je posnela celoten preizkus in omogočila odčitavanje pomikov, hitrosti in pospeškov na določenih točkah vzorca tekom preizkusa. Da bi lahko upoštevali vztrajnostne sile nosilca, smo poleg tega uporabili še dva pospeškometra, da smo lahko izmerili pospeške v težišču letečega nosilca a_{cm} in na točki vnosa sile a_f.



Slika 5.3. Risba postavitve preizkusa za obremenitev z udarcem – preizkus tornega dušilca



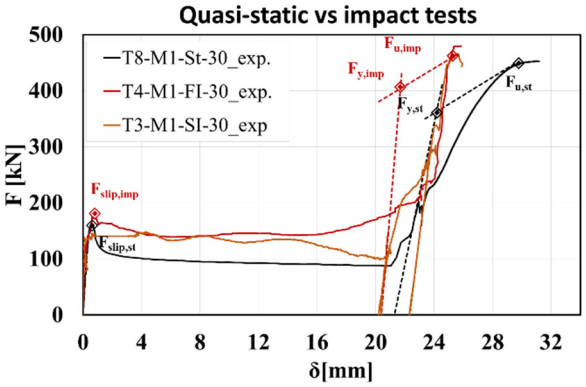
Slika 5.4. Tipi preizkusov z udarcem – časovni potek sile

5.2.3 *Rezultati preizkusov*

Glavni namen teh preizkusov je bil proučevanje FREEDAM dušilcev pri udarnih obremenitvah in ugotavljanje, če hitrost deformacij pomembno spremeni običajno obnašanje vzorcev v primerjavi z obnašanjem med kvazistatičnim obremenjevanjem. To smo ocenili z dinamičnim faktorjem "*DF*" (enačba 5.1):

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

ki je razmerje med določenim parametrom (P_i) pri udarni obremenitvi (*imp*) in istim parametrom pri kvazistatični obremenitvi (*st*). Izbranih je bilo pet parametrov obnašanja in sicer: statični koeficient trenja μ, projektna in mejna nosilnost (F_y in F_u), začetna elastična togost po pojavu zdrsa S_{ini} in kapaciteta duktilnosti dušilca po pojavu zdrsa δ_u. Kot primer so na sliki (Slika 5.5) prikazani ti parametri za preizkuse skupine A (Tabela 5.1) s premazom M1. V naslednjih tabelah (Tabela 5.2 in Tabela 5.3) so podani dinamični faktorji za vse preizkušane primere.



Slika 5.5. Krivulje sila-pomik iz preizkusov (skupina A, M1)

Tabela 5.2. Povzetek vrednosti tornih dinamičnih faktorjev in degradacija torne nosilnosti

material	vijaki	F_k/F_{slip}		DF_{frict}
		statična	udarec	
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 – kinematična sila zdrsa (sila na koncu zdrsa); F_{slip} – začetna sila zdrsa (Slika 5.5)

Tabela 5.3. Povzetek vrednosti dinamičnih faktorjev po pojavu zdrsa

parameter	DF	skupina		
		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

Glavni zaključki povezani z obnašanjem FREEDAM dušilcev, podani na podlagi rezultatov so:

- začetna torna nosilnost se je pri udarni obremenitvi običajno povečala (Tabela 5.2 – glej $DF_{friction}$). Med zdrsom je prišlo do degradacije sile zdrsa, tako pri kvazistatičnih preizkusih, kot pri udarnih obtežbah (Tabela 5.2 – glej F_k/F_{slip}). Degradacija, ki je neodvisna od premaza, je bila manj opazna pri udarnih obremenitvah, verjetno zato, ker je pri hitrem nanašanju sil začetni torni koeficient bližje kinematičnemu koeficientu. S tem lahko torni dušilci v spojih izboljšajo obnašanje spojev pri hitrih obremenitvah, saj je njihova torna nosilnost zvišana zaradi visokih deformacijskih hitrosti;
- pri višjih hitrostih obremenjevanja se je povečala tudi elastična togost po zdrsu (S), kar je povezano s povečano trdnostjo materialov, iz katerih so narejene komponente tornega dušilca;
- vpliv hitrosti obremenjevanja na mejno nosilnost in duktilnost tornih dušilcev je bil večji, ko se je porušila pločevina zaradi bočnih pritiskov vijaka namesto, strižne porušitve vijaka (povečanje nosilnosti za 11% namesto 5% in zmanjšanje duktilnosti za 50% namesto za 30%). Nerjaveče jeklo, iz katerega so izdelane pločevine je namreč bolj občutljivo na hitrost deformacij kot jeklo, uporabljeno za izdelavo visokovrednih vijakov [18,19];
- načini porušitev statično obremenjenih preizkušancev se pri visokih hitrostih obremenjevanja niso spremenili. Razlike med porušitvami statično in dinamično obremenjenih spojev še vedno niso povsem razumljene, saj izgleda, da so odvisne od različnih parametrov, kot so mehanske in geometrijske lastnosti posameznih delov

spoja (kot je debelina pločevin in/ali kvaliteta vijakov), hitrosti obremenjevanja in robnih pogojev preizkusa. Na primer, parametrična študija, ki so jo izvedli Ribeiro *et al.* [20] je pokazala, da se T-element z višanjem hitrosti obremenjevanja poruši na krhek način. Po drugi strani, so drugi avtorji, kot na primer [3,4], vedno opazili enak način porušitve, neodvisno od debeline pločevin ali hitrosti obremenjevanja.

5.2.4 *Simulacije rezultatov preizkusov*

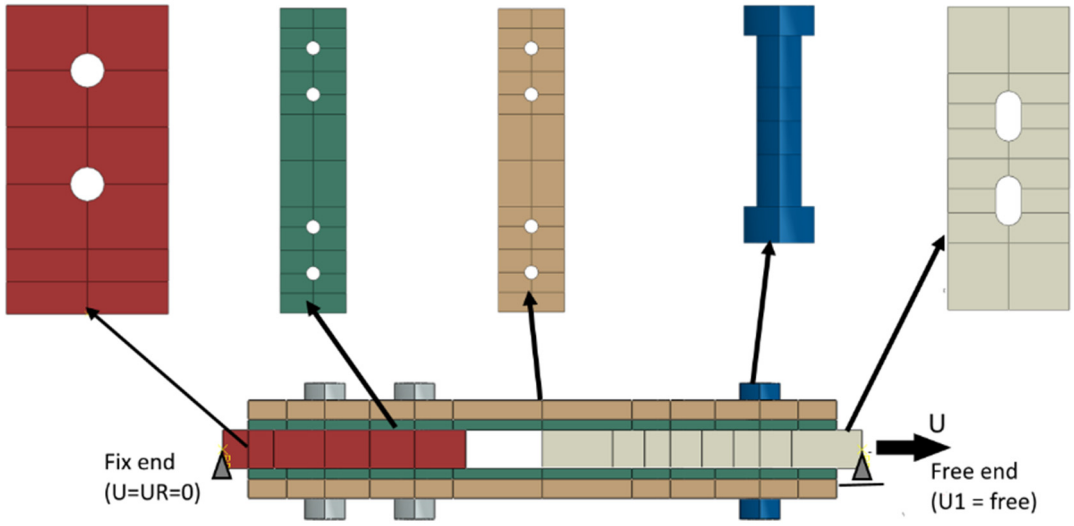
Po zaključku eksperimentalnega dela opisanega v prejšnjem poglavju, smo izvedli numerično študijo, da bi razširili znanje o obnašanju tornega dušilca. Najprej je bil model kalibriran s simuliranjem rezultatov eksperimenta. Po kalibraciji je bila izvedena parametrična študija za: i) štiri debeline notranjih pločevin in sicer 8 mm, 10 mm, 15 mm in 30 mm, da bi aktivirali različne načine porušitev, ii) različne začetne sile prednapetja vijakov in iii) različne hitrosti obremenjevanja.

Vse numerične študije so bile izvedene s programsko opremo ABAQUS, z uporabo implicitnega dinamičnega reševalnika [21] s kvazistatično proceduro za kvazistatično obremenjevanje in zmerno disipacijsko proceduro za dinamično obnašanje vzorca.

Model ima enako geometrijo kot že opisna vzorec iz preizkusa (Slika 5.6). Drsna pločevina ni bila podprta, na drugi strani pa je bila notranja pločevina podprta v smeri vnosa pomika. Pri vnašanju obremenitve sta bila določena dva zaporedna koraka. Najprej so bili vijaki prednapeti z uporabo temperaturnega gradienta, nato je bila povlečena notranja plošča iz nerjavečega jekla. Pri kvazistatični analizi so bili pomiki vsiljeni monotono. Za kalibracijo dinamičnega numeričnega modela so bile uporabljene eksperimentalne krivulje pomik-čas.

Model je bil mrežen s končnimi elementi tipa C3D8R (linearni 8-vozliščni prostorski končni element z reducirano integracijo) s heksagonalno obliko, ki dovoljujejo nelinearno geometrijsko in materialno obnašanje. Kontakt v normalni smeri, ki dovoli separacijo, je bil definiran z lastnostjo trdega kontakta “hard-contact”. Obnašanje kontakta v tangencialni smeri je bilo definirano na različne načine, v odvisnosti od kontaktnih površin. Za dele, ki niso bili v kontaktu s tornimi oblogami, je bil uporabljen koeficient trenja 0.2, za preostale dele je bil uporabljen koeficient trenja, ki je bil dobljen iz eksperimentov. Trenje je bilo modelirano s Coulombovo formulacijo trenja. Kot je bilo opisno v prejšnjem poglavju, je med zdrsom običajno opaziti degradacijo torne nosilnosti tornih dušilcev. Ta efekt je bil upoštevan z degradacijo sile prednapetja v vijakih glede na rezultate eksperimentov. Za udarne preizkuse je bil uporabljen model odvisen od hitrosti zdrsa, ki je upošteval DF_{frict}, podan v preglednici (Tabela 5.2).

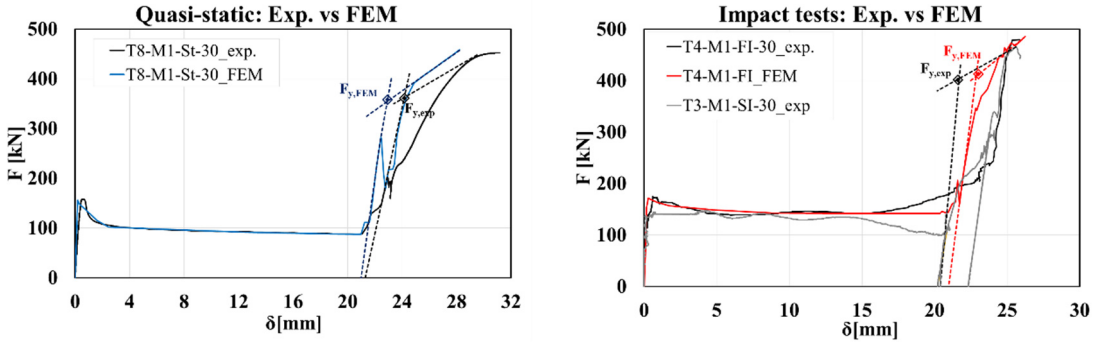
Ključni vidik numeričnih simulacij je bila karakterizacija materialnih lastnosti posameznih delov dušilca. Za oceno celotnega obnašanja dušilcev (statičnega in dinamičnega) je potrebno karakterizirati celotne napetostno-deformacijske krivulje materialov upoštevaje poškodbe, kot tudi vpliv hitrosti deformacij na te krivulje. Poškodbe materialov se je upoštevalo z uporabo modela duktilnih poškodb, ki je na razpolago v programu ABAQUS, medtem ko je bil vpliv hitrosti deformacij upoštevan z Johnson-Cookvim modelom [22].



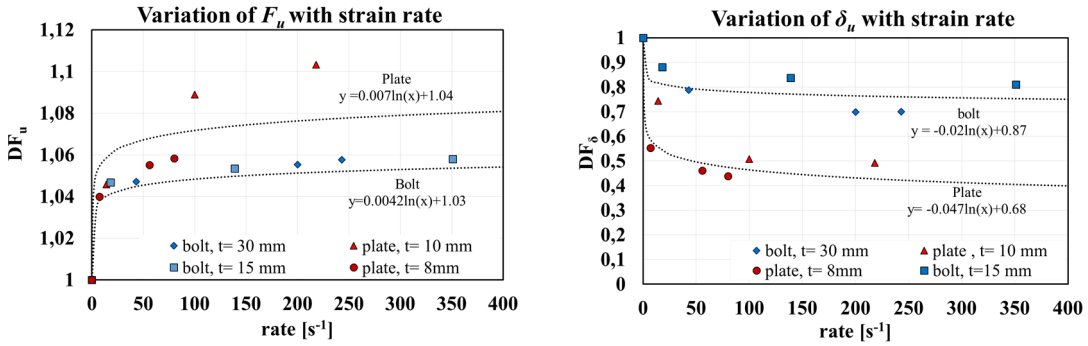
Slika 5.6. Numerični model tornega dušilca: geometrija in robni pogoji

Slika 5.7 prikazuje eksperimentalne in numerične krivulje sila-pomik, ki kažejo, da numerični modeli kar dobro opišejo obnašanje opaženo med eksperimenti.

Parametrična študija je omogočila opazovanje različnih načinov porušitev in deformacijskih nivojev vseh komponent dušilca. Rezultate lahko opišemo s trendnimi linijami, ki opisujejo vpliv hitrosti deformacij na posamezen parameter, kot je prikazano na sliki (Slika 5.8), ki prikazuje mejne nosilnosti in deformacije vijakov in drsnih pločevin. Te trendne linije so bile kasneje aplicirane v analitičnem modelu za karakterizacijo teh elementov [23].



Slika 5.7. Rezultati preizkusa in numerične simulacije



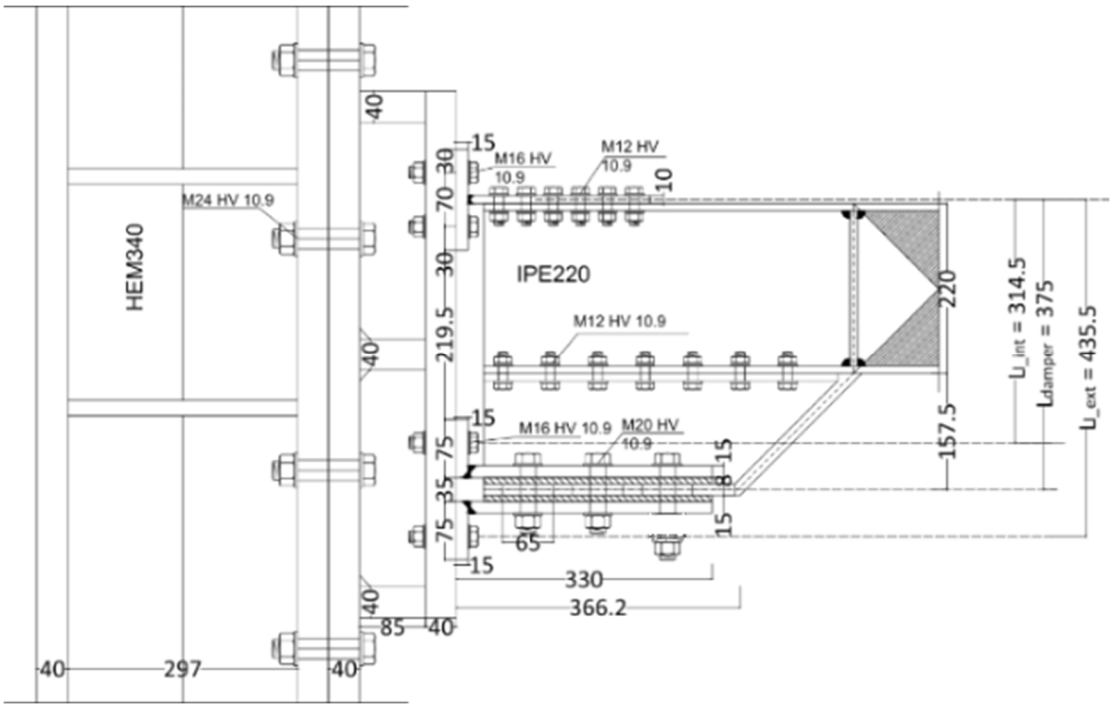
Slika 5.8. Vpliv hitrosti na obnašanje tornih dušilcev

5.3 FREEDAM VOZLIŠČA PRI UDARNIH OBREMENITVAH

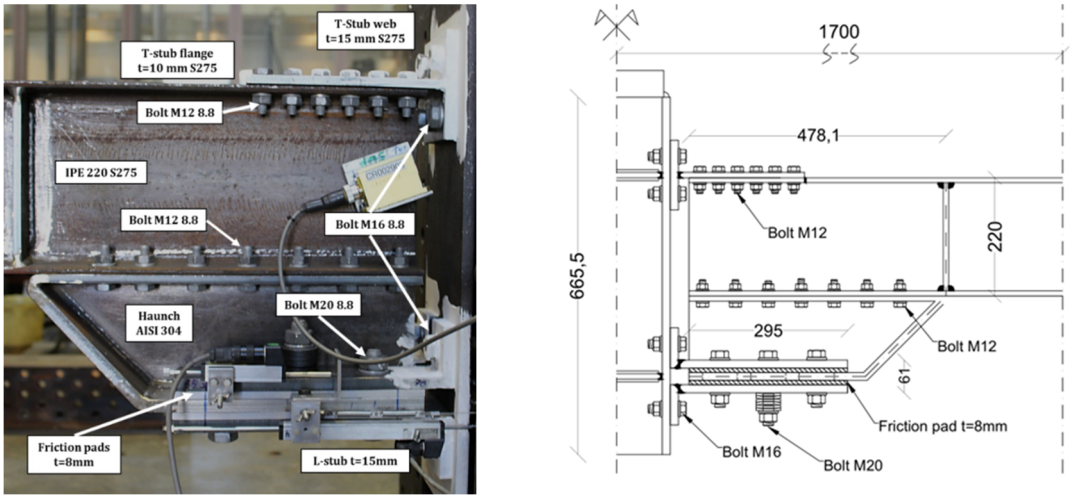
5.3.1 *Testirane tipologije*

Vzorci preizkušeni na Univerzi v Coimbri in Univerzi v Liege-u imajo z izjemo stebrov podobne konfiguracije. Pri stebrih so za zunanje vozlišče uporabili HEM340, za notranje pa HEB220, kot je prikazano na naslednjih slikah (Slika 5.9 in Slika 5.10). Ti vzorci so modificirani spoji s T-elementi ob pasnicah, kjer je spodnji T-element zamenjan s tornim dušilcem sestavljenim iz para kotnikov (L-elementov) in tornimi oblogami lociranimi na dodatnih vutah, privijačenih na spodnjo pasnico nosilca IPE220 s prednapetimi vijaki M12 10.9 HV. Kotniki in torne obloge, ki sestavljajo torni dušilec so povezani s šestimi vijaki M20 10.9 HV, kje sta dva izmed njih prednapeta 59 kN, kar je 30 % polne sile prednapetja definirane v EN 1993-1-8 [24].

Zgornja pasnica prečke je na steber privijačenega preko T-elementa, medtem ko je spodnja pasnica privijačena na dodatno vuto, ki je na steber povezana preko sistema dveh kotnikov. Torne obloge, ki so prekrite s posebnim materialom (poimenovanim kot M4) so locirane med vutami in kotniki in predstavljajo torni dušilec. Pasnica vute ima več podaljšanih lukenj, da zagotovi primeren hod tornega dušilca. Pasnica vute je izdelana iz nerjavečega jekla AISI 304, vsi ostali elementi so izdelani iz jekla S275JR.



Slika 5.9.Zunanje vozlišče (Univerza v Coimbri)



Slika 5.10. Glavne komponente notranjega vozlišča (Univerza v Liegeu)

5.3.2 *Študije na zunanjih vozliščih*

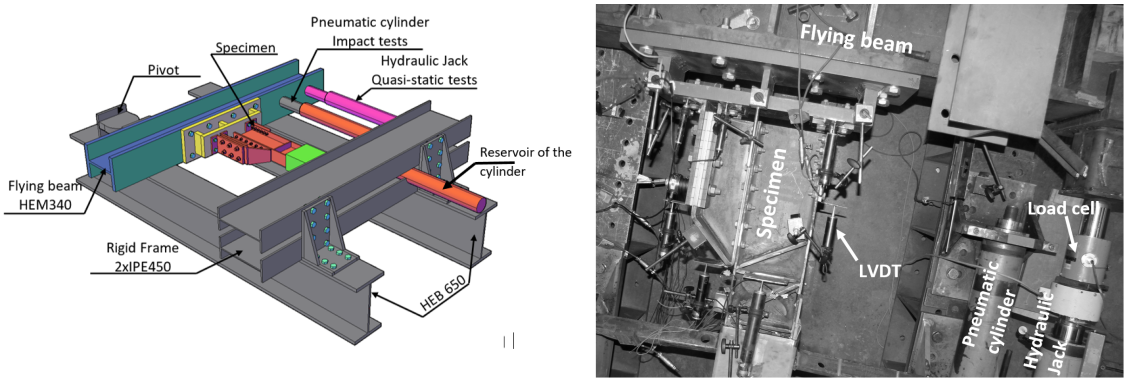
5.3.2.1 Opis preizkuševališča in poteka preizkusa

Vozlišče je bilo preizkušeno z negativnim upogibnim momentom, testni program pa je zajemal skupaj štiri preizkuse (Tabela 5.4): en kvazistatični preizkus in tri udarne preizkuse. Med udarnim preizkusom je bila sila udarca aplicirana postopno. Hitrosti, ki so v naslednji preglednici (Tabela 5.4) podane za pritiskom, ustrezajo ocenjeni začetni hitrosti aktuatorja. Hitrost med potekom preizkusa ni konstantna.

Preizkuševališče je enako kot pri preizkusih FREEDAM dušilcev (poglavje 5.2), s to razliko, da je v tem primeru vozlišče pritrjeno neposredno na leteči nosilec, na drugi strani pa je pritrjeno na podporo, ki onemogoča navpične pomike nosilca, vendar dovoli drsenje v vodoravni smeri (Slika 5.11). Uporabljena merilna oprema je bila enaka kot pri preizkusu FREEDAM dušilcev (poglavje 5.2).

Tabela 5.4. Potek preizkusa

tip preizkusa	**kvazistatičen**	**udarec**
potek obremenjevanja	monotono:	postopni udarci:
	kontrola pomikov 0.02 mm/s	75 bar (500 mm/s); 120 bar (1000 mm/s); 200 bar (1200 mm/s)



a) 3D risba preizkuševališča b) fotografija dela postavitve preizkusa

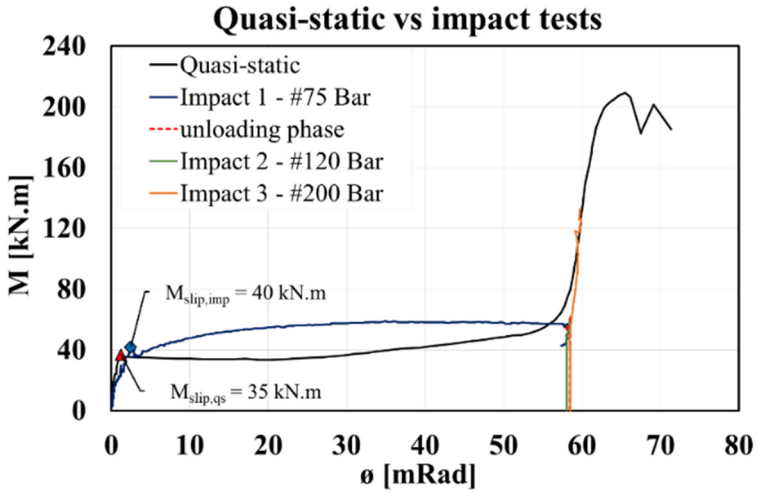
Slika 5.11. Postavitev preizkusa

5.3.2.2 Rezultati preizkusov

Slika 5.12 prikazuje krivulje upogibni moment-rotacija (M–Ø) izmerjene v vsakem koraku udarca (udarec 1, udarec 2 in udarec 3) ter kvazistatično krivuljo M–Ø.

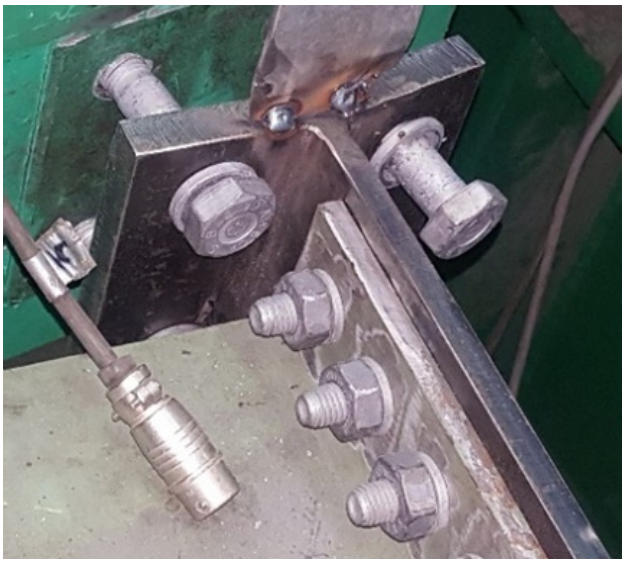
Začetni odziv vozlišča, ki je neodvisen od tipa obremenjevanja, narekuje odziv trenjskega dušilca vse do konca hoda lukenj. Primerjava kvazistatičnega obremenjevanja in udarnega obremenjevanja (udarec 1 - #75 bar) pokaže, da je faktor *DF* za torno nosilnost enak 1.14 (Slika 5.12, M_{slip}). Poleg tega je pri kvazistatičnem obremenjevanju med zdrsom vidna degradacija torne nosilnosti, medtem ko je pri udarni obremenitvi ta vrednost narasla, kar je povezano s povišano hitrostjo med zdrsom [25].

Ko se zdrs torne naprave v celoti izvede, se aktivirajo dodatne komponente vozlišča, s pričetkom plastifikacije nekaterih nedisipativnih delov spoja. Porušitev preizkušanca pri kvazistatičnem obremenjevanju nastane zaradi upogiba T-elementa s porušitvijo navojev vijakov, nameščenih na pasnici T-elementa (Slika 5.13). Čeprav je ta porušitev neželena, je ta način porušitve tipičen za vijake HV v nategu in posledično za T-element s HV vijaki, kadar je dimenzioniran na porušitev v načinu 2 ali 3 [1,26,27].



Slika 5.12. Rotacijsko obnašanje vozlišča med preizkusom: kvazistatično obremenjevanje in obremenjevanje z udarci

Pri udarnem preizkušanju sta bila po prvem udarcu (udarec 1 - #75bar) izvedena še dva dodatna testa pri višjih pritiskih bata. Na žalost, te sile niso bile dovolj velike, da bi povzročile porušitev vozlišča. Vseeno lahko opazimo, da je obnašanje po zdrsu enako kot pri statičnem obremenjevanju.



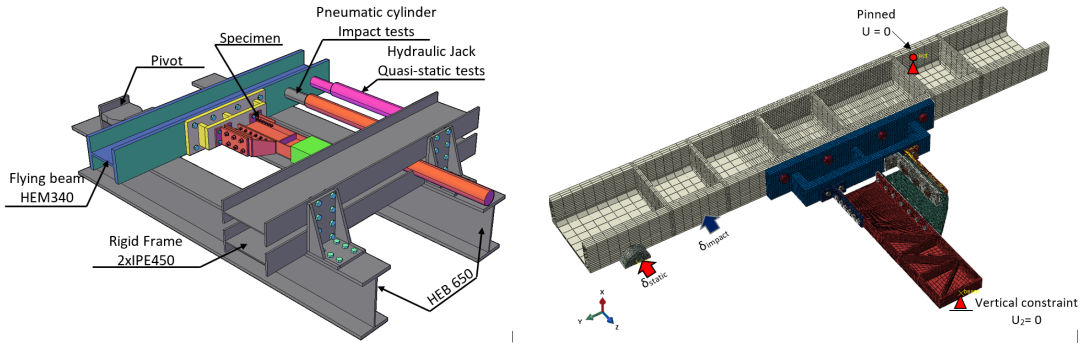
Slika 5.13. Vozlišče po porušitvi: T element

5.3.2.3 Simulacija rezultatov preizkusa

Simulacije preizkusa FREEDAM vozlišča so bile na poenostavljenih modelih izvedene s programsko opremo ABAQUS. Simetrija v ravnini XX je omogočala modeliranje samo polovico postavitve. Reakcijski okvir ni bil modeliran. Podpore so bile modelirane z referenčnimi točkami z ustrezno preprečenimi prostostnimi stopnjami (točkovna podpora in navpična podpora na sliki 5.14b), medtem ko je bil bat modeliran kot togo telo, ki mu je vsiljen protokol pomika. S temi poenostavitvami se je skrajšal računski čas analiz.

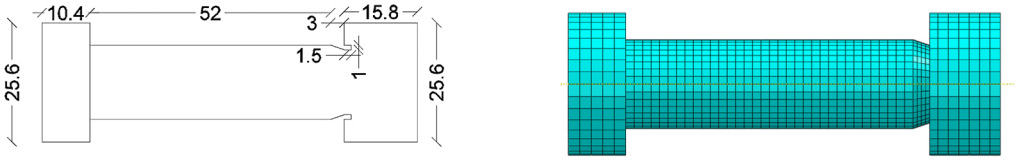
Modeliranih je bilo pet sestavnih delov: i) nosilec HEM 340 “leteči nosilec”; ii) nosilec IPE 220; iii) bat; iv) togo telo, ki povezuje vozlišče z nosilcem HEM 340 in v) vsi deli FREEDAM vozlišča. Vijačeni sestav (vijak z glavo in matica) je bil modeliran kot en kos, z izjemo vijakov M16 HV, kjer je bil modeliran prehod med gladkim delom stebla vijaka in navoji. S takšnim modelom lahko natančneje določimo porušitev navojev stebla vijaka in matice, ki je bila zaznana med preizkusi. Tak model so predlagali Grimsno *et al.* [28] (Slika 5.15).

Ostale lastnosti in predpostavke modela (mreža končnih elementov, lastnosti kontaktov, sila prednapetja, materialne lastnosti, itd.) so bile modelirane na enak način kot pri modeliranju FREEDAM dušilcev.



a) 3D risba preizkuševališča b) model

Slika 5.14. Numerični modeli: robni pogoji



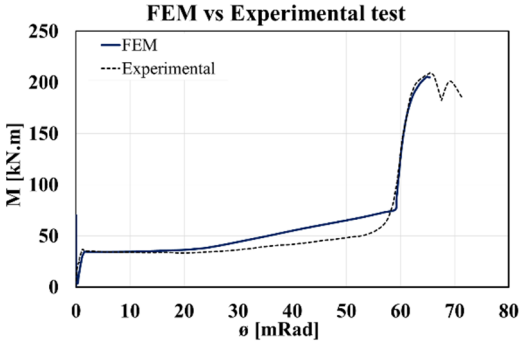
a) dimenzije (v mm) b) mreža

Slika 5.15. Modeliranje vijakov M16 HV

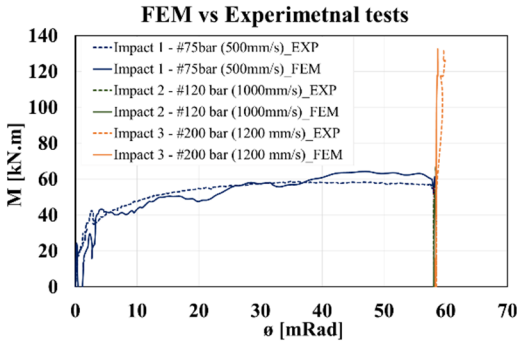
Numerične simulacije so bile razdeljene v dva dela: najprej se je simuliralo test (Slika 5.16), nato se je izvedla še parametrična študija, ki je zajemala: i) smer upogiba (negativni in pozitivni moment), ii) vpliv duktilnosti vijakov, z modelom dveh matic na vijakih HV in iii) hitrost obremenjevanja.

Na podlagi rezultatov numerične analize lahko zaključimo:

- numerična študija je pokazala, da se vozlišče pri negativnem in pozitivnem momentu ne obnaša simetrično (Slika 5.17a). Dokler spoj ne zdrsne je ta asimetrija pri negativnem momentu povezana z večjim odpiranjem L-elementa v primerjavi z odpiranjem T-elementa [29]. Po zdrsu je asimetrično obnašanje posledica različnih prispevkov zgornjega in spodnjega L-elementa, ki je večinoma videti kot posledica deformacij vijakov tornega dušilca v strigu. Ker vijaki niso bili v kontaktu z obema stojinama L-elementa, so razlike nastale tudi v mejni nosilnosti. Rezultati numerične analize z dvema maticama so pokazale, da se z dvema maticama lahko prepreči trganje navojev matice vijakov T-elementa (Slika 5.17a), kar izboljša odziv;
- z višjimi hitrostmi obremenjevanja se v splošnem pri dinamičnem odzivu vozlišč poviša začetna torna nosilnost ($DF_{friction}$ med 1.02 in 1.14), elastična nosilnost (DF_{MRd} med 1.1 in 1.15) in mejna nosilnost (DF_{Mu} med 1.05 in 1.12). Nasprotno, se kapaciteta duktilnosti nekoliko zmanjša ($DF_{\Theta u}$ med 1.0 in 0.88). Znatnih sprememb začetne togosti ni bilo zaznati (Slika 5.17b).

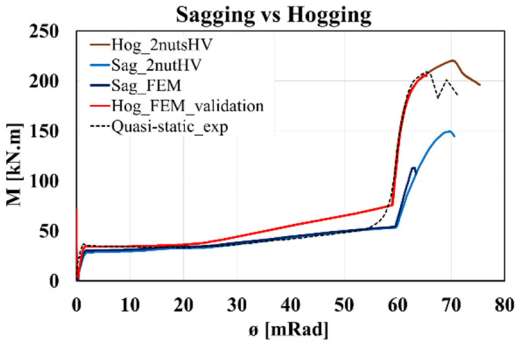


a) kvazistatični preizkus

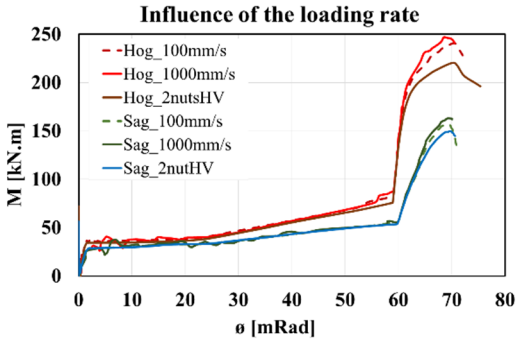


b) preizkus z udarcem

Slika 5.16. Primerjava FEM-a in preizkusa



a) vpliv smeri obremenjevanja in duktilnost vijakov



a) vpliv hitrosti obremenjevanja

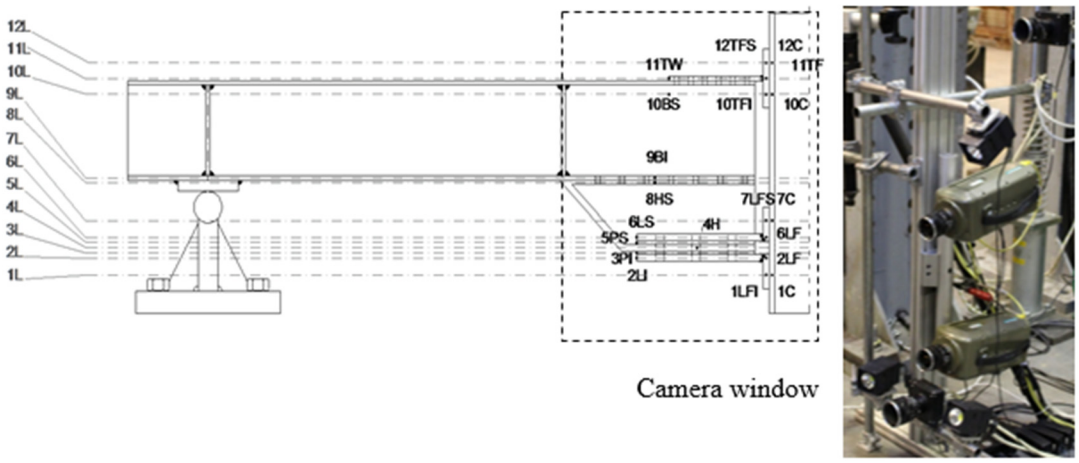
Slika 5.17. Rezultati parametrične numerične študije

5.3.3 *Študije na notranjih vozliščih*

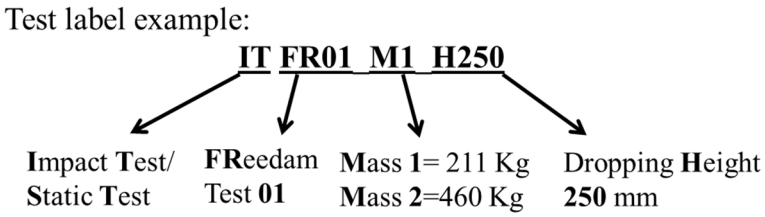
5.3.3.1 Opis preizkuševališča

Testni program na notranjih vozliščih sta sestavljala naslednja dva sklopa preizkusov: preizkus z monotonim obremenjevanjem in obremenjevanjem s padcem uteži na dva različna vzorca spoja steber-prečka, opremljena s simetričnimi tornimi dušilci (Slika 5.18)

Udarni preizkusi so bili zasnovani kot spust klade, ki je z različnimi hitrostmi zadela glavo stebra (Slika 5.18 in Slika 5.20). V preizkusu sta se spreminjala naslednja dva parametra: masa klade (M1 = 211 kg in M2 = 460 kg – Slika 5.20) in višina, s katere je bila klada spuščena, kjer je bila najvišja višina 4.1 m. Ti parametri so določeni glede na željeno energijo udarca pri preizkusu. Padajoča klada je pritrjena na cevna vodila (Slika 5.20), ki klado vodijo do udarca in med odbojem. Vsi vzorci so identificirani z alfanumeričnim zapisom, ki opisuje glavne značilnosti preizkusa kot je prikazano na sliki (Slika 5.19). Zapis pove: (i) tip preizkusa (IT za udarni preizkus ali ST za statični preizkus), (ii) konfiguracijo vozlišča (FR za FREEDAM vozlišče), (iii) številka preizkusa (01, 02, itd.), (iv) masa klade (M1 = 211 kg ali M2 = 460 kg) in (v) višina spusta (H250 pomeni višino 250 mm).



Slika 5.18. Konfiguracija (pol vzorca) preizkusa z udarcem z meritvami korealcije digitalnih slik



Slika 5.19. Poimenovanje vzorca

Kot je prikazano v preglednici (Tabela 5.5) je bilo opravljenih 6 udarnih preizkusov. Pri kladi z maso M1 je bila višina spusta med 250 mm in 4300 mm, pri kaldi M2 med 250 mm in 3744 mm (največja možna višina glede na obremenitev vzorca in mase). Hitrosti padanja so bile med 2.04 m/s in 8.45 m/s. Preizkušena sta bila dva vzorca. Vzorec 1 je bil udarjen 5 krat, vzorec 2 je bil udarno obremenjen samo enkrat in sicer z maksimalno možno energijo udarca. Tabela 5.5 povzema udarne teste, kjer "1*" pomeni postopni udarec na istem vzorcu.

Merilna oprema je bila v kalibracijskih testih umerjena pred testiranjem, materialne lastnosti pa so bile izmerjene z nateznimi preizkusi. Kalibracijske teste so predstavljali preliminarnimi udarni preizkusi na prostoležečih nosilcih [30]. Vse meritve pomikov so bile izvedene s korelacijo digitalnih slik (DIC) (Slika 5.18).

Tabela 5.5. Glavne lastnosti preizkusa z udarcem

preizkus z udarcem	vzorec	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

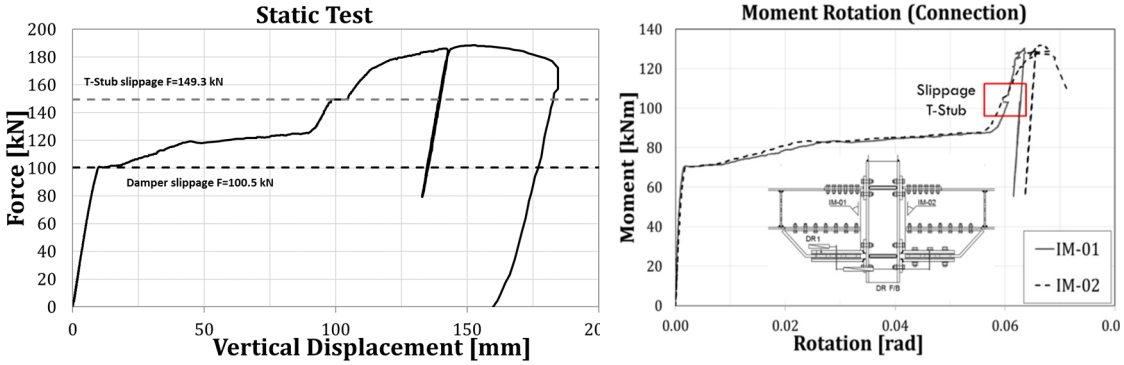
(a) *(b)* *(c)*

Slika 5.20. Postavitev preizkusa z udarcem: kladi z maso M1 (211 kg) (b) in M2 (460 kg) (c)

5.3.3.2 Rezultati preizkusov

Slika 5.21 prikazuje krivulji sila-navpični pomik in moment-rotacija, ki sta bili izmerjeni pri statičnem preizkusu. Skoraj simetrično obnašanje vzorcev je bilo pričakovano. Nosilnost je bila nepričakovano omejena z globalno nestabilnostjo vzorca izven ravnine. Ta pojav se je pri udarnih preizkusih preprečilo z ojačitvijo bočnih podpor.

Te krivulje so služile kot referenca za validacijo numeričnega pristopa pri parametričnih študijah.

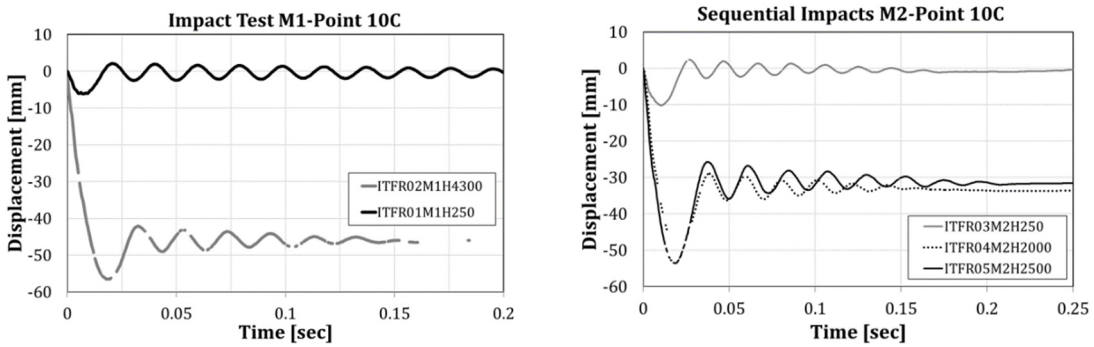


Slika 5.21. Krivulje sila-navpični pomik in moment-rotacija statičnega preizkusa

Dva udarna preizkusa sta bila izvedena s klado M1 na vzorcu 1: preizkus ITFR01-M1-H250 in ITFR02-M1-H4300 (Tabela 5.5). Da bi ostali v elastičnem območju (tj. material se v nobeni komponenti vozlišča ne sme plastificirati), je bil prvi preizkus izveden z nizko višino spusta 250 mm, medtem ko je bil preizkušanec pri drugem preizkusu izpostavljen plastifikaciji materiala z višino spusta 4300 mm.

Z maso M2 so bili izvedeni štirje preizkusi: trije (ITFR03, ITFR04 in ITFR05) na vzorcu 1, tj. postopni udarci na vzorcih, ki so bili pred tem preizkušeni z maso M1, z glavnim namenom kalibracije preizkuševališča za maso 2; zadnji četrti (ITFR06) je bil izveden z maksimalno kapaciteto sistema v smislu energije in hitrosti na vzorcu 2.

Več točk na glavnih komponentah vozlišča je bilo med udarcem posnetih s kamerami. Slika 5.22 prikazuje nekaj primerov, kjer lahko za različne preizkuse vidimo navpični pomik točke 10C (Slika 5.18 prikazuje točko 10C) v času. Na slikah lahko opazimo podobne trende poteka pomikov za vse izmerjene točke.



Slika 5.22. Rezultati preizkusa z udarcem – primer pomikov točke 10C v času

Pri preizkusih ITFR01-M1-H250 in ITFR03-M2-H250 vse ostane v elastičnem območju in vzorec ne kaže plastičnih deformacij po zaključku preizkusa. Na preizkušancu ITFR02-M1-H4300 je po zaključku preizkusa nastala permanentna deformacija 46.2 mm, vendar je bil nivo plastifikacije še vedno omejen. Vsekakor energija povezana z udarcem klade M1 ni bila zadostna za plastifikacijo komponent vozlišča. Torna naprava je zdrsnila za približno 20 mm, kar je bil vzrok zgoraj omenjenih permanentnih deformacij. Glede na to, da so bile dolžine podaljšanih lukenj 65 mm in da so bili vijaki postavljeni na sredino lukenj, so vijaki prišli do konca hoda lukenj. Preizkus z maksimalno možno energijo in hitrostjo (ITFR06) je pokazal zdrs tornih dušilcev za 24 mm in permanentno deformacijo v velikosti 88.5 mm (Slika 5.25).

V vseh izvedenih preizkusih so bile izračunane teoretične udarne hitrosti ($v_{theo,imp}$ – glej enačbo (5.1)) malenkost drugačne od tistih izmerjenih s sistemom za zajem podatkov ($v_{act,imp}$). Dejanske hitrosti so običajno nižje od teoretičnih in temu primerno je enako opaziti pri energijah ($E_{act,imp}$ je dejanska energija in $E_{theo,imp}$ teoretična – glej enačbo (5.2)).

$$v_{theo,imp} = \sqrt{2\,g\,h} < v_{act,imp} \tag{5.1}$$

$$E_{theo,imp} = \frac{m\,v_{theo,imp}^2}{2} < E_{act,imp} \tag{5.2}$$

V enačbah je g gravitacijski pospešek, m je masa spuščene klade in h je višina spusta. Tabela 5.6 podaja dejanske in teoretične vrednosti, ki kažejo večji raztros pri nižji višini spusta. Opažena razlika je v večini povezana s trenjem, ki se razvije med klado in vodili le-te, česar se v teoretičnih izračunih ne upošteva. Vseeno je v vseh preizkusih razmerje med teoretično in dejansko hitrostjo blizu 1, kar kaže na zanemarljiv vpliv trenja med

klado in vodili. V isti preglednici so prikazane tudi največji (δ_{max}) in permanentni (δ_{perm}) pomik preizkušanca v točki 10C. Pri preizkusih s postopnimi udarci (ITFR03, ITFR04 in ITFR05) se permanentni pomiki nanašajo na prejšnji preizkus; *i*-ti največji pomik ($\delta_{max,i}$) je potrebno prišteti k pomikom zaradi prejšnjih udarcev. Jasno je, da večja višina spusta povzroči povečanje permanentnih pomikov.

Če je hitrost udarca blizu odbojni, torej hitrosti, s katero se klada odbije od vzorca, je udarec smatran kot elastičen. V realnosti udarec nikoli ni popolnoma elastičen. Del energije se izgubi pri deformaciji udarjenega telesa. Vrsta udarca je lahko opisana s količnikom teh hitrosti, imenovanim koeficient odboja "*COR*" (ang. »*Coefficient of Restitution*«). Tabela 5.6 podaja vrednosti *COR*, definicijo količnika pa podaja enačba (5.3). Vrednost koeficienta *COR* blizu 1 pomeni, da je odziv vzorca večinoma elastičen.

$$COR = \frac{v_{reb}}{v_{theo,imp}} \leq 1 \tag{5.3}$$

Za opravljene preizkuse se koeficient *COR* giblje med 0.58 za ITFR03 in 0.16 za ITFR02. Slednji kaže, da povečanje energije udarca (masa in višina) vodi do večje disipacije energije, ki se sipa preko plastičnih deformacij. Udarec torej postane močno neelastičen.

Tabela 5.6. Rezultati preizkusov z udarcem

preizkus z udarcem	**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-M1-H250	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-M2-H250	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

Na koncu udarnih preizkusov je bilo zaznati precejšnjo plastifikacijo L- in T-elementov. Prav tako je bil viden zdrs torne naprave in obrabo materiala torne obloge.

Zaradi omejenih kapacitet laboratorija, udarna sila med preizkusom ni bila direktno beležena, zato sta bila za njeno določitev uporabljena izrek o sunku sile in grafični pristop ([14] & [30]).

Tabela 5.7 podaja rezultate teh dveh metodologij za ocenjevanje maksimalnih udarnih sil. Čeprav z metodologijama dobimo samo grobo oceno sile, so koeficienti *DF* izračunani samo za neelastične udarce, saj ima koeficient *DF* fizikalni pomen samo v teh primerih. Poleg tega, se je zdrs za udarna preizkusa ITFR04 in ITFR05 zgodil že v prejšnjem preizkusu in tako lahko maksimalne pomike in permanentne deformacije ne morejo biti uporabljene za grafično metodo in niso podane v preglednici.

Koeficient *DF* izračunan s to metodo za preizkus ITFR06, zaradi navedenega, verjetno ni točen. Vsekakor je bila med statičnim testom prisotna bočna zvrnitev.

V skladu s tem je bil numerični model, ki je predstavljen v naslednjem poglavju in validiran z rezultati testov, najprej uporabljen za kontrolo pričakovanih vrednosti sil in nato, s parametrično študijo, še za razširitev rezultatov preizkusov.

Tabela 5.7. Izračunani koeficienti DIF

preizkus	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]	DF_{GR}	DF_{IT}
masa M1										
ITFR02 M1 H4300	56.5	46.2	8.97	1.49	0.018	118.5	123.1	122.6	1.039	1.03
masa M2										
ITFR06 M2 H3744	102.6	88.5	8.45	1.46	0.027	158.7	164.6	168.8	1.037	1.06

M	masa spuščene klade;	F_{ST}	ekvivalent statične sile;
$v_{act,imp}$	izmerjena hitrost;	F_{GR}	udarna sila ocenjena z grafično metodo
v_{reb}	izmerjena hitrost pri prvem odboju;	F_{IT}	maksimalna udarna sila ocenjena z izrekom o sunku sile
t_{pulse}	trajanje sunka;		

5.3.3.3 Simulacije rezultatov preizkusov

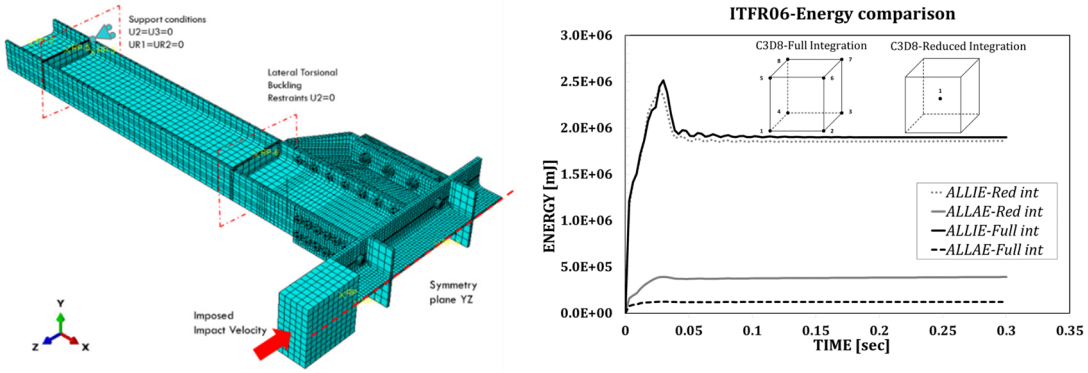
Predpostavke modeliranja

Preliminarni numerični model statičnega preizkusa je bil narejen v ABAQUS/CAE z uporabo implicitnega dinamičnega reševalnika, kot je opisano v [31]. Ta model ni upošteval razvoja materialnih poškodb, implicitni dinamični reševalnik, ki se sicer lahko uporablja tudi za udarne preizkuse, pa je časovno potraten. Zato se je pri numeričnih simulacijah FREEDAM vozlišč uporabil reševalnik z eksplicitno časovno integracijo. S tem se je izognilo konvergenčnim problemom in skrajšalo računski čas. Metode eksplicitnega reševanja so bile razvite za probleme z visokimi hitrostmi, kjer ima vztrajnost mase pomembno vlogo [21]. Zaradi doslednosti je bil eksplicitni reševalnik razširjen tudi na statično analizo vzorca in primerjan z eksperimentalnimi rezultati.

Tukaj je opisan pristop k izdelavi numeričnega modela z eksplicitnim reševalnikom. Upoštevana je bila simetrija sistema, kjer je bil kratek steber (polovica HEB 200 profila) preko spoja z drsnim členkom povezan z nosilcem. Na koncu prečke je bil postavljen valj, ki poustvarja robne pogoje preizkusa (Slika 5.23). Bočni in torzijski podpori dveh prečnih prerezov prečke poustvarjata podpiranje prečke na preizkuševališču.

Udarec je bil simuliran s 3D diskretnim togim telesom z izotropsko vztrajnostjo, na katerem je napeta mreža togih končnih elementov. Ojačitve na stebru in prečki so bile s stebrom oziroma prečko povezane s togimi vezmi (»*Tie constraints*«). Za vse elemente je bila upoštevana formulacija splošnega kontakta med površinami, z lastnostmi trdega kontakta (»Hard contact«) v normalni smeri in z lastnostmi klasičnega Coloumbovega trenja v tangencialni smeri s koeficientom trenja 0.3. Kontakt med tornimi oblogami in vuto s podaljšanimi luknjami je bil definiran s posebnim koeficientom trenja. Udarna glava je bila postavljena v neposreden stik z vzorcem. Masi je bila pripisana začetna

hitrost (Tabela 5.6, $v_{act,imp}$) iz dejanskih preizkusov. Končni elementi C3D8 s polno integracijo so bili izbrani kot najbolj primerni.



a) b)

Slika 5.23. Detajl numeričnega modela in primerjava energij

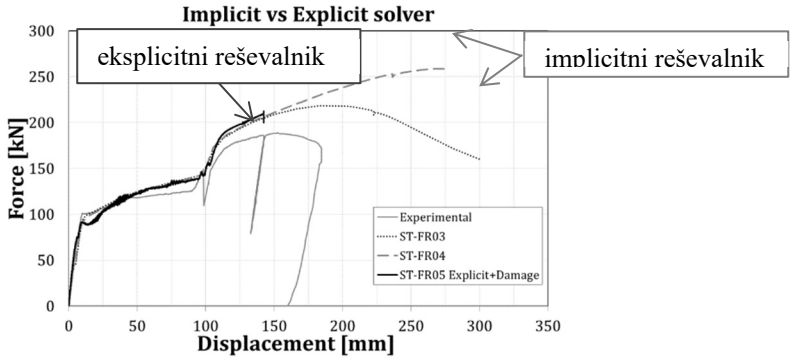
Gostota mreže končnih elementov je bila določena z analizo občutljivosti tako, da je bil dosežen najboljši kompromis med natančnostjo rezultatov in računskim časom. Na splošno je bila mreža izgrajena iz 33737 končnih elementov. Računski čas za vsako simulacijo je bil med 20 h in 48 h, odvisno tudi od gostote željenega izpisa. Poleg tega sta bili narejeni dve različni analizi: prva, kjer so bili vijaki prednapeti in druga dinamična analiza, kjer so bili začetni pogoji taki, da so upoštevali stanje deformacij zaradi prednapetja (kot začetno polje napetosti). Vijaki so bili modelirani z upoštevanjem nominalnih premerov in skaliranjem nominalnih napetosti materiala, kot je opisano v [32–36]. Sila prednapetja v vijakih je podana na srednjem delu stebla vijaka, z uporabo opcije “Bolt Force”. Dušenje je bilo modelirano po postopku opisanem v [30,37], s klasično Rayleigh-ovo teorijo s kalibriranjem zgolj proporcionalnega koeficienta mase ($\alpha = 11$) s koeficientom dušenja približno 2%.

Materialni modeli upoštevani v ABAQUS-u so izpeljani iz standardnih nateznih testov. Inženirske napetostno-deformacijske krivulje so v ABAQUS vključene kot krivulje dejanskih napetosti in deformacij z modulom elastičnosti 210 GPa in Poissonovim količnikom 0.3. Materialni model z duktilnimi poškodbami je bil upoštevan po postopku kot ga je opisal Pavlović [38]. Poškodbe so bile podane samo v elementih, kjer se pričakuje visoko platifikacijo: T-elementi, L-elementi in vijaki. Vhodne podatke za razvoj poškodb se lahko določi s kalibracijo materialnih parametrov pri numerični simulaciji standardnega nateznega testa [14,30]. Uporabljen je poenostavljen model vijakov z ekvivalentnim steblom, kot je razloženo v [36]. Ker standardni natezni testi niso bili narejeni, se je referenčne vrednosti privzelo iz literature [32]. Pri dinamičnih obremenitvah je potrebno v modelu upoštevati hitrost deformacij. Glede na rezultate v [30] je implementacija Johnson-Cook-ove formulacije v numeričnih modelih najboljši način upoštevanja hitrosti deformacij, kar je bilo uporabljeno tudi v tej študiji.

Glavni rezultati

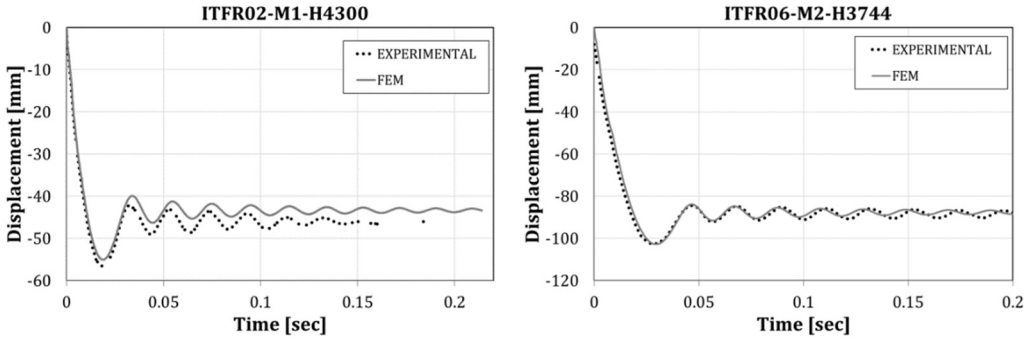
Statični preizkusi so bili simulirani z vnosom pomika na stebru in odčitavanjem reakcijske sile na podpori, upoštevajoč simetrijo. Obnašanje vzorca, ko je bočna zvrnitev

preprečena, se pokaže s povečanjem odpornosti in zmanjšanjem duktilnosti. Poleg tega se lahko, z upoštevanjem materialnih poškodb, v modelu vidi pretrg vijakov, čemur ni tako v numeričnih simulacijah predstavljenih v [31,39], kjer je bila duktilnost precenjena. Dinamična simulacija poda dobro napoved največje nosilnosti iz testa ob upoštevanjem poškodb in bočnega podpiranja. Porušitev se zgodi v strižno in natezno obremenjenih vijakih spodnjega L-elementa.



Slika 5.24. Primerjava testov in simulacij statičnega preizkusa z implicitnim in eksplicitnim reševalnikom

Ta model je bil uporabljen za simulacijo obnašanja pri udarcu. Slika 5.25 prikazuje, da se lahko tak numerični model dobro ujema s testom.



Slika 5.25. Rezultati numerične analize modeliranja in preizkusov

Tabela 5.8 prikazuje primerjavo med numerično analizo (FEM) in rezultati preizkusov. Prikazana sta največji in permanentni pomik (δ_{max} in δ_{perm}) ter relativne napake napovedanih vrednosti. Gledano v celoti, je videti, da numerična simulacija z dobro natančnostjo napove obe vrednosti z maksimalno napako okoli 9% pri preizkusu ITFR01.

Tabela 5.8. Primerjava numerično izračunanih in izmerjenih pomikov

preizkus z udarcem	$\delta_{max,Exp}$ **[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%

Ker med preizkusom ni bilo možno meriti udarne sile je tako validiran numerični model uporabno orodje za oceno udarne sile, ki jo dobimo s seštevanjem reakcij na podporah. Za numerični izračun kvocienta *DF* je bila, namesto eksperimentalno pridobljene sile (F_{ST}), uporabljena statična nosilnost dobljena z numeričnim modelom ($F_{ST,FEM}$), saj pri statičnem preizkusu bočna zvrnitev ni bila preprečena, medtem ko je bila preprečena tako pri udarnem preizkusu, kot v numeričnih simulacijah. Tabela 5.9 podaja primerjavo med kvocienti *DF* izračunanimi z različnimi metodami. Iz primerjave je videti, da z izrekom sunka sile podcenimo kvocient *DF*.

Tabela 5.9. Ocena udarne sile in kvocienta DF

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]	DF_{FEM} [-]	DF_{GR} [-]	DF_{IT} [-]
ITFR02 M1 H4300	56.5	46.2	55.1	118.5	124.9	136.8	4774.2	1.09	1.04	1.03
ITFR06 M2 H3744	102.6	88.5	102.8	159.7	153.2	179.2	11234	1.14	1.04	1.06

$\delta_{max,EX}$ *maksimalni pomik pri preizkusih;*
$\delta_{perm,EX}$ *permanentna deformacija pri preizkusih;*
$\delta_{max,FEM}$ *maksimalni pomik pri izračunih z numerično simulacijo;*
F_{ST} *ekvivalent statične sile;*
$F_{ST,FEM}$ *statična sila ocenjena z numerično analizo*
$F_{DYN,FEM}$ *sila udarca;*
E_{Diss} *disipirana energija.*

Z validiranim numeričnim modelom so bile, za razširitev rezultatov preizkusov z udarcem, izvedene parametrične študije. Energija udarca je bila v splošnem najbolj vpliven parameter, ki je vplival na obnašanje vozlišča, vendar je bilo, pri različnih masah in hitrostih udarca, opaziti različno obnašanje vozlišča. Razpoložljiva sipana energija, ki je najboljši parameter za oceno odziva, je določena s pomočjo hitrosti sipanja energije R_e [40]. Izvedene so bile tri parametrične študije s skupno 25 simulacijami:

- pri prvi skupini (skupina 1) se je raziskovalo vpliv hitrosti udarca z masami (M1 = 0.106 t, M2 = 0.23 t in M3 = 0.3 t);
- pri skupini 2 se je osredotočalo na vpliv različnih mas na odziv vozlišča pri konstantni hitrosti (V5 = 6.26 m/s);
- pri zadnji skupini (skupina 3) se je proučevalo vpliv sočasnega spreminjanja mase in hitrosti pri konstantni energiji udarca (E11 = $8.83 \cdot 10^3$ J).

Povzamemo lahko naslednje glavne rezultate parametrične študije:

- povečanje hitrosti ali mase poveča R_E. Ko je energija udarca konstantna, se vozlišče, zaradi vpliva hitrosti deformacij, bolje upira višjim hitrostim kot večjim masam, čeprav je raziskano območje hitrosti deformacij omejeval pretrg vijakov. Navpični pomik je videti bolj občutljiv na maso kot hitrost udarca;
- ni jasne povezave med kvocientom *DF* in hitrostjo rotacije vozlišča, saj veliko dejavnikov prispeva k drugačni porazdelitvi hitrosti v komponentah vozlišča (hitrost, masa in energija udarca);
- za globalni kvocient vozlišča *DF* ni jasne povezave z maksimalno izmerjeno hitrostjo deformacij, ki se pojavi v preizkušancu.

5.4 POVZETEK NOVIH INFORMACIJ ZA SMERNICE PROJEKTIRANJA

Splošen rezultat izvedene študije je dokaz, da FREEDAM vozlišče in njegovi torni dušilci kažejo dobro in duktilno obnašanje pri dinamičnih obremenitvah, še posebej pri udarnih obremenitvah. Pomemben del energije se lahko disipira preko aktivacije tornih dušilcev in pripadajočih pomikov le-teh.

Dinamični efekti vplivajo na globalni odziv vozlišča. Dokazano je bilo, da dinamični efekti povišajo nosilnosti zaradi povečanja koeficienta trenja tornih oblog in zaradi vpliva hitrosti deformacij na nivoju komponent vozlišča s tem, da je duktilnost rahlo prizadeta.

Pozitivne vplive lahko pri projektiranju upoštevamo, če je zagotovljena aktivacija duktilnih komponent pri porušitvi s tem, da preprečimo krhke porušitve, še posebej pretrg vijakov v strigu in/ali nategu.

Pri projektiranju lahko nosilnost FREEDAM vozlišča ocenimo z upoštevanjem statičnih pravil projektiranja in z upoštevanjem vpliva hitrosti deformacij. Na voljo je nekaj načinov, s katerimi lahko upoštevamo hitrosti deformacij na obnašanje vozlišča. Na preprost način lahko določimo globalno dinamično obnašanje z množenjem statične nosilnosti s kvocientom *DF*, ki je med 1.0 in 1.2 in s statične torne nosilnosti z 1.1. Druga možnost je vpeljava vpliva hitrosti deformacij za vsako posamezno komponento vozlišča, ki jih nato uporabimo pri projektiranju. Te vplive je možno vpeljati z uporabo trendnih linij, kot so podane na sliki 5.8, ki se jih lahko uporabi za nosilnost in duktilnost komponent. Na ta način je mogoče analitično oceniti globalno in lokalno obnašanje tovrstnih vozlišč pri različnih hitrostih obremenjevanja, v odvisnosti od vsiljene hitrosti deformacij [22,25].

Podana so naslednja priporočila kako v naprednih numeričnih analizah zajeti FREEDAM vozlišč:

- hitrosti deformacij se upošteva z Johnson-Cookovim zakonom z vrednostmi parametrov priporočenimi v [30];
- potrjene in predlagane so metode za primerno simulacijo sile prednapetja v vijakih;
- postopek, ki ga je podal Pavlović v [38] za simulacijo materialnih poškodb je bil uporabljen in potrjen. Vrednosti za parametre, ki jih je treba uporabiti pri tem postopku so podane v [14].

5.5 LITERATURA

[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.

POGLAVJE 6

SIMULACIJA POTRESA S PSEVDO-DINAMIČNIMI TESTI

6.1 UVOD

V predhodnih poglavjih je opisan eksperimentalni in numerični odziv FREEDAM vozlišč in tudi samih tornih dušilcev. V tem poglavju pa so predstavljeni rezultati preizkusov na konstrukcijah neravne velikosti, ki so bile testirane v okviru projekta FREEDAM. Rezultati so še toliko bolj pomembni, ker do zdaj v dejanski velikosti še ni bilo preizkušene konstrukcije s tornimi vozlišči. Raziskave potresnega obnašanja jeklenih konstrukcij v naravni velikosti so redke. Zaradi tega ostaja nekaj negotovosti glede veljavnosti pristopov k modeliranju, ki se jih običajno uporablja pri nelinearnih analizah časovnega odziva. Numerični modeli so splošno sprejeti, vendar projektanti pogosto ne poznajo njihovih omejitev, saj je na voljo le omejeno število testov v naravni velikosti, s katerimi se preveri analitične pristope. Pomanjkanje podatkov gre na račun omejenih virov, pomanjkanja opreme za preizkušanje konstrukcij v naravnem merilu in znatnega napora potrebnega za izvedbo preizkušanja konstrukcij v naravni velikosti.

V tem poglavju je predstavljena ocena dinamičnega odziva konstrukcij v naravni velikosti s FREEDAM vozlišči in s prečkami z reduciranim prerezom (RBS). Psevdo-dinamični preizkusi so bili izvedeni v laboratoriju STRENGTH Univerze v Salernu. Velja opozoriti, da je to preizkušanje del širšega programa, ki obsega raziskave petih različnih vrst spojev, ki so vsi načrtovani tako, da zagotavljajo rotacijsko kapaciteto višjo od minimalne zahteve za visok razred duktilnosti (DCH), kot je definiran v evrokodu 8. Ti spoji so: spoj s prečko z oslabljenim prerezom prečke (spoj z RBS prečko; RBS = Reduced Beam Section); spoji z nizkimi poškodbami (FREEDAM), spoji s podaljšano čelno pločevino, spoji s T-elementom ob pasnicah prečke (DST) in spoji s T-elementom ob pasnicah prečke, kjer je stojina T-elementa oslabljena in ima obliko črke X (DST-X). V trenutku nastajanja te publikacije se preizkuša dve dvonadstropne jeklene stavbe v naravni velikosti. Prva konstrukcija je bila opremljena s spoji s prečko RBS, druga pa s FREEDAM vozlišči. V tem poglavju so predstavljeni rezultati psevdo-dinamičnih preizkusov, ki kažejo prednosti, ki jih prinaša uporaba spojev z nizkimi poškodbami v primerjavi s tradicionalnimi pristopi k načrtovanju vozlišč steber-prečka.

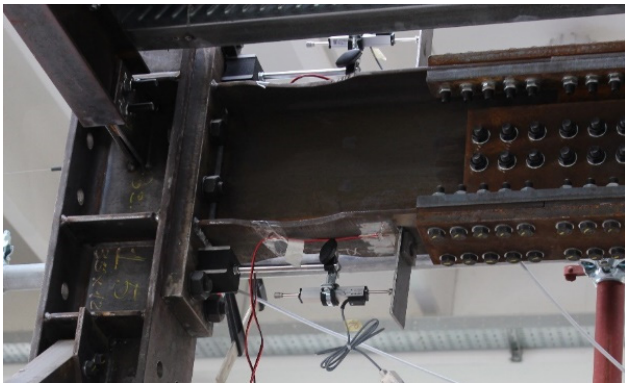
6.2 VZORČNA STAVBA

Vzorčna stavba je dvonadstropna jeklena konstrukcija z enim razponom sestavljena iz dveh momentnih okvirjev, ki potekata v vzdolžni smeri. V prečni smeri sta okvirja povezana z diagonalami, da se prepreči neželene vplive naključne torzijske zasuke. Vzdolžni razpon znaša 4 m, prečni razpon 2 m, etažna višina pa je 2.40 m. Ker je cilj preiskav ocena obnašanja spojev z RBS prečko in FREEDAM spojev, nameščenih v konstrukciji v naravni velikosti, je bila vzorčna stavba zasnovana tako, da se omogoči enostavno menjavo spojev in poškodovanih stebrov ali prečk. Tako je bila omogočena izvedba dveh serij preizkusov za vsako vrsto spoja

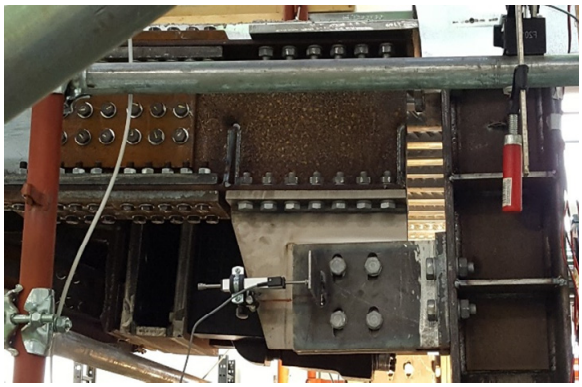
(slika 6.1). Za oceno potresnega odziva stavbe je uporabljena psevdo-dinamična metoda preizkušanja. Potresni odziv konstrukcije na serijo izbranih potresov se oceni brez vsiljevanja talnih pospeškov, temveč se z dvema batoma vnaša v konstrukcijo etažne pomike, ki se za vsak korak izračunajo iz dinamičnih enačb [1-3].

a) vzorčna stavba s spoji z RBS prečko

b) vzorčna stavba s FREEDAM spoji



c) spoj z RBS prečko



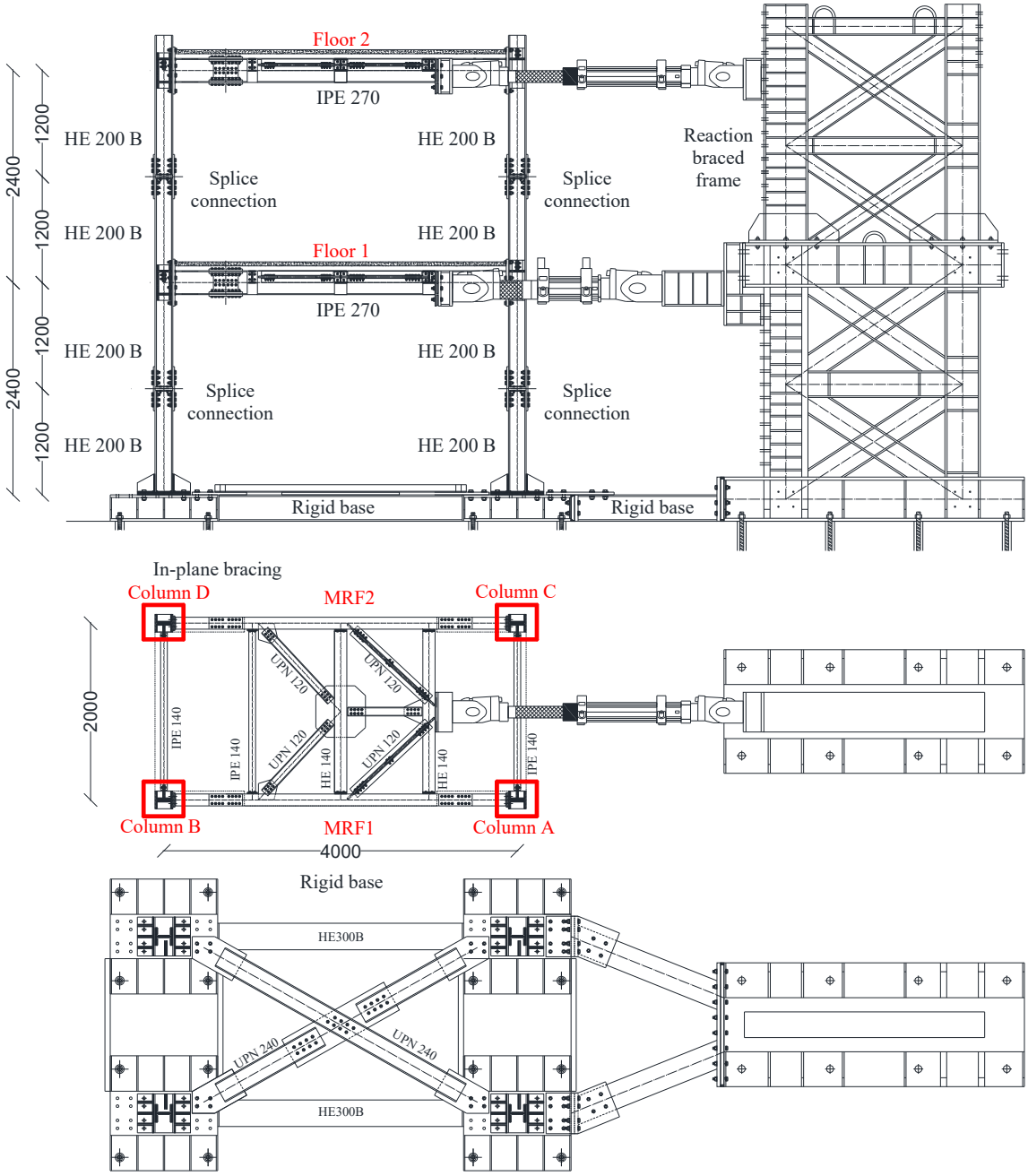
d) FREEDAM spoj

Slika 6.1. Vzorčna stavba in spoji

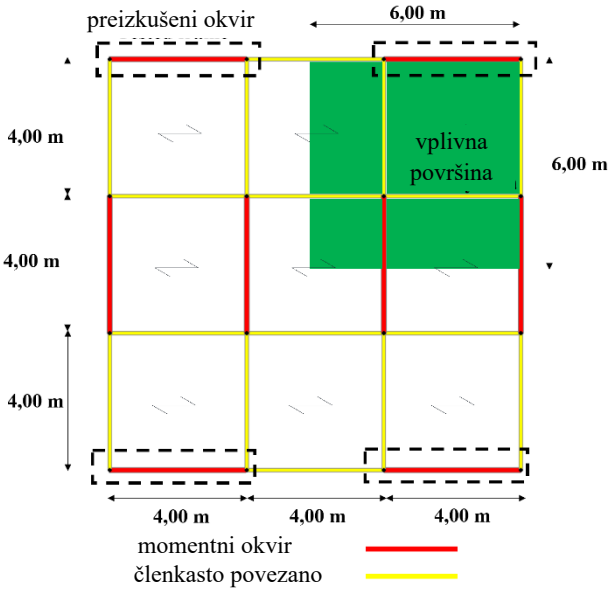
Sledi kratek opis konstrukcije vzorčne stavbe. Etažno konstrukcijo predstavlja sovprežna plošča s trapezno pločevino HI-BOND A55. Sovprežna plošča skupne višine 100 mm je dodatno armirana. Plošča raznaša vertikalno obtežbo na pet sekundarnih prečk IPE 140 ali HEB 140 (Slika 6.2), ki so na enaki medsebojni razdalji. Prečka okvirja ne izkazuje sovprežnega delovanja, saj v konstrukciji manjkajo varjeni čepi za prenos strižnih sil. Prav tako pa je bilo poskrbljeno za primerno dilatacijo med sovprežno ploščo in stebri, kot je to predlagano v evrokodu 8. Stebri okvirja so preko podstavkov vpeti v tla laboratorija, ki s prednapetimi dywidag navojnimi palicami visoke trdnosti zagotavljajo vpeto podporo. Poleg tega sta jeklena podstavka med seboj povezana s togim nosilcem.

Momentni okvir vzorčne stavbe predstavljajo IPE 270 prečke iz jekla S275JR in HEB 200 stebri iz S355JR jekla. Okvir je bil načrtovan v skladu z določili evrokoda 8 [4, 5]. Momentni okvirji so bili načrtovani za visoki razred duktilnosti DCH, z upoštevanjem zahtev za mejno stanje nosilnosti in uporabnosti (faktor obnašanja 6, spekter tip-1, maksimalni pospešek temeljnih tal 0.35 g in zemljina tip-B, omejitev etažnega pomika na 1% ob pogoju, da predelne stene ne ovirajo deformacij nosilne konstrukcije). Konstrukcijska zasnova preizkušene vzorčne stavbe je bila izbrana tako, da se potresni vplivi v obeh smereh prenašajo preko enopoljnih momentnih okvirjev z razponom 4 m (Slika 6.3). Referenčna stavba ima v vsaki smeri štiri enopoljne momentne okvire, ostale prečke pa so členkasto pritrjene na stebre (slika 6.3). Projektne

vrednosti obtežb so sledeče: i) stalna obtežba znaša 3.9 kN/m^2 na vmesni etaži in 3.6 kN/m^2 na strešni plošči; ii) spremenljiva obtežba je 3 kN/m^2 na vmesni etaži in 0.5 kN/m^2 strehi. Vplivna površina za vsak momentni okvir ustreza 1/4 celotne površine etaže. Težo konstrukcijskih elementov in podkonstrukcij se je upoštevalo s povečanjem obtežb za 10%. Obtežbe vnesene na vsak okvir ustrezajo masi 19 ton na prvi etaži in 14.2 ton na drugi.



Slika 6.2. Vzorčna stavba (s spoji z RBS prečko)



a) konstrukcija referenčne stavbe - 3D pogled *b) tlorisni pogled in položaj preizkušenega okvirja*

Slika 6.3. Referenčna stavba in položaj preizkušenih momentnih okvirjev

Testiranje v laboratoriju STRENGTH Univerze v Salernu spadajo v širši raziskovalni program, ki je usmerjen v raziskave vpliva različnih spojev steber-prečka na potresno obnašanje konstrukcije. Zaradi tega je bilo privzeto zaporedje akcelerogramov enako za preizkušanje spojev z RBS prečko [5] in FREEDAM vozlišč. Izbrani akcelerogrami in njihovi maksimalni pospeški temeljnih tal (PGA) so predstavljeni v tabeli 6.1. Omeniti velja, da je bil med preizkušanjem in sicer med testom 1 in 2 izveden še dodaten test, vendar je bil izveden samo delno, zato v poročilu ni omenjen.

Tabela 6.1. Akcelerogrami uporabljeni za izvedbo preizkusov

test št.	akcelerogram	PGA
1	Imperial Valley	1.10g
2	Spitak	0.80g
3	simuliran akcelerogram	0.50g
4	Santa Barbara	0.80g
5	Coalinga (delni)	0.80g

6.3 PSEVDO-DINAMIČNO PREIZKUŠANJE VZORČNE STAVBE S SPOJI Z RBS PREČKO

V tem delu so predstavljeni in analizirani podatki o preizkušanju konstrukcije opremljene s spoji z RBS prečko.

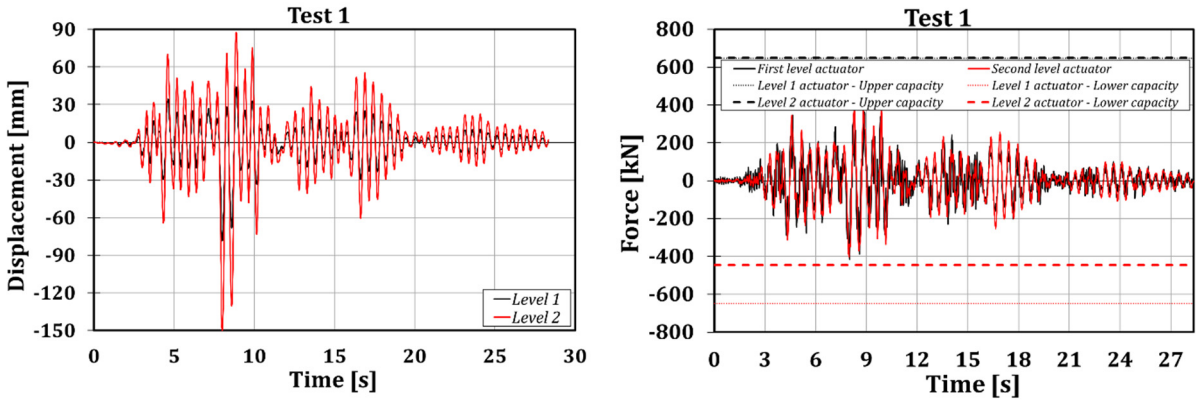
Iz analize eksperimentalnih rezultatov je možno pričakovati, da se največji etažni pomiki in največje sile v batih pojavijo istočasno pri vseh preizkusih, saj je konstrukcija pravilnih oblik s prevladujočo prvo nihajno obliko. Tabela 6.2 povzema rezultati testov.

Tabela 6.2. Rezultati preizkusov (konstrukcija s spoji z RBS prečko)

Imperial Valley 1.1 g			test 1	test 2	test 3	test 4	test 5
največja celotna prečna sila (kN)	vlečenje		-751	-652	-444	-586	-630
	potiskanje		667	670	555	592	612
največji pomik prve etaže (mm)	vlečenje		-78	-17	-29	-48	-47
	potiskanje		44	85	40	41	62
največji pomik vrhnje etaže (mm)	vlečenje		-150	-34	-66	-99	-94
	potiskanje		88	171	83	85	129
največji zasuk etaže (%)	vlečenje	etaža 1	-3.3	-0.7	-1.2	-2.0	-2.0
		etaža 2	-3.0	-0.7	-1.5	-2.2	-2.0
	potiskanje	etaža 1	1.9	3.5	1.7	1.7	2.6
		etaža 2	1.9	3.6	1.8	1.8	2.8

6.3.1 *Imperial Valley (PGA = 1.10 g)*

Pri prvem preizkusu (test 1) se je na konstrukcijo vnašala potresna obtežba ekvivalentna pospešku temeljnih tal, zabeleženemu na postaji v Imperial Valley (ZDA) leta 1979. Pomembno je opozoriti, da je bil dejanski maksimalni pospešek temeljnih tal enak 0.37 g, v tem primeru pa je bil uporabljen akcelerogram normiran na 1.10 g PGA.

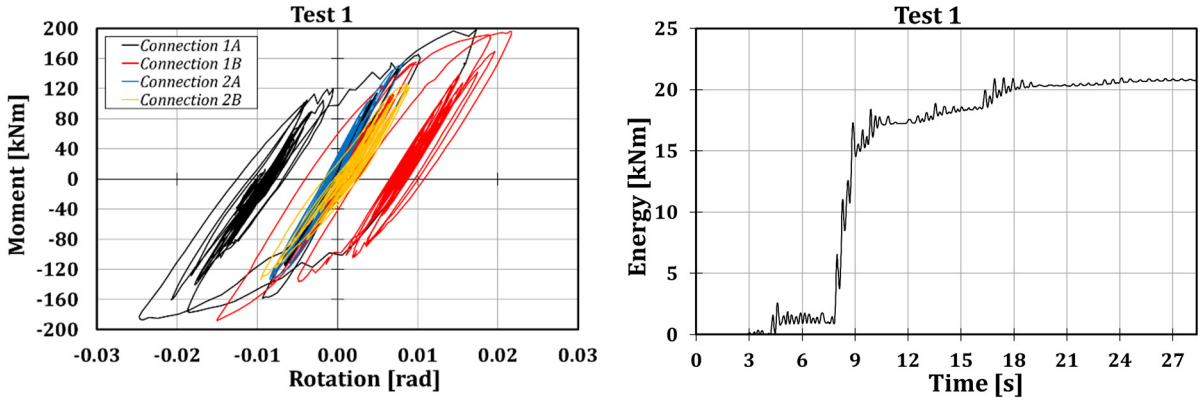


Slika 6.4. Pomiki (levo) in reakcije (desno) v odvisnosti od časa za test 1

Slika 6.4 kaže, da se je sila bata v prvi etaži spreminjala bolj kot sila bata v drugi etaži. Vzrok je v natančnosti merilca sile vgrajenega v batu MTS 243.60-02, ki ima nižjo natančnost. Medtem, ko je zgornji bat (MTS 243.45-01) opremljen z merilno celico z merilnimi lističi, je spodnji bat

opremljen merilno celico, ki deluje na razliko v tlakih. Največja celotna prečna sila, največji pomiki in medetažni pomiki so predstavljeni v tabeli 6.2.

Največji zasuk etažne je okoli 3 %, kar pomeni znatno tečenje elementov konstrukcije. Naprave za merjenje lokalnih pomikov so pokazale, da so poškodbe nastale v spojih z RBS prečko in tudi v spodnjih delih stebrov. Poškodbe so bile večje v spojih z RBS prečko v prvi etaži in manjše v spojih z RBS prečko v drugi etaži. Izmerjena sila tečenja spojev z RBS prečko se ujema s projektnimi vrednostmi (127.5 kNm).



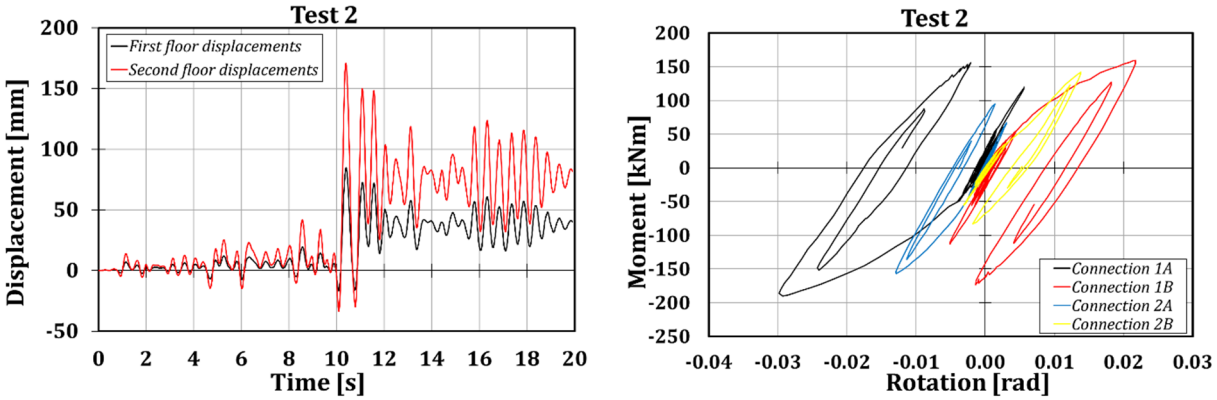
Slika 6.5. Histerezne zanke spojev z RBS prečko (levo) in sipanje energije (desno) za test 1 (MRF-1)

Stanje poškodb v konstrukciji med testom 1 je bila posledica velikega števila ciklov v plastičnem območju, ki jih bili izpostavljeni spoji z RBS prečko v prvi etaži. Slika 6.5 prikazuje graf histerezne zanke spojev z RBS prečko na levi, desni graf pa prikazuje količino sipane energije v spojih z RBS prečko, izračunano z integracijo po histereznih zankah. Spoji z RBS prečko so dosegli maksimalni lokalni zasuk rahlo nižji od 30 mrad, kar je zelo blizu meje podane v EC8 za DCH spoje steber-prečka (35 mrad).

6.3.2 *Spitak (PGA = 0.80 g)*

Drugi akcelerogram je precej drugačen od prejšnjega, ker ima le en močan potresni sunek, medtem ko jih ima prejšnji večje število. Razlika je vidna tudi v rezultatih preizkusa. Pri potresu Spitak je bila konstrukcija le enkrat potisnjena v plastično območje. Takrat je bil zasuk etaže 3.6 %. Ves ostali čas je bila konstrukcija v elastičnem območju. To jasno razvidno na primer iz analize lokalnih meritev odziva moment-zasuk spoja z RBS prečko (slika 6.6). Za odziv moment-zasuk najbolj obremenjenega spoja z RBS prečko je značilen največji zasuk 30 mrad, z upogibnim momentom 200 kNm v sredini oslabitve prečke.

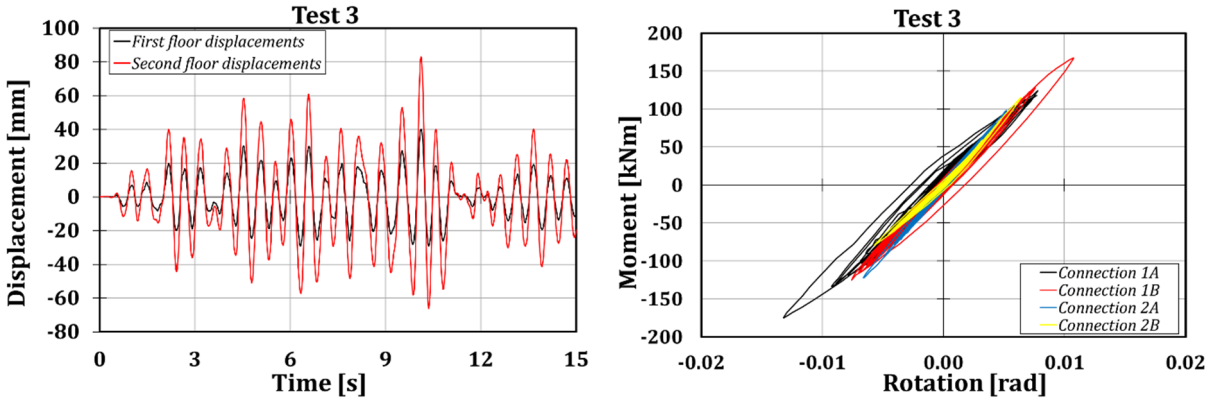
Največja vrednost momenta je precej višja od pričakovane vrednosti, ki je bila uporabljena pri načrtovanju spoja. Ta vrednost je bila določena z upoštevanjem popolnoma plastificiranega in utrjenega prereza (140 kNm). To pomeni da je količnik dodatne nosilnosti 1.1, predlagan v EC8, precej podcenjen. V tem primeru je razmerje med izmerjenim upogibnim momentom in nominalno vrednostjo plastične upogibne nosilnosti spoja z RBS prečko približno 1.6. Taka zaloga dodatne nosilnosti, ki močno presega vrednosti predlagane v standardih, je najbrž nastala zaradi zmanjšanja razmerja širine proti debelini pasnice prečke v območju oslabitve prereza, kar prepreči lokalno izbočenje prereza. Na to kaže način porušitve, ki se je kazal kot lom zvara ali pretrg pasnice.



Slika 6.6. Pomiki etaž po času (levo) in grafi moment-zasuk (desno)

6.3.3 *Simuliran akcelerogram (PGA = 0.50g)*

Tretji akcelerogram je bil simuliran z uporabo orodja SIMQKE tako, da bi ustrezal privzetemu projektnemu spektru. Taka izbira je bila narejena, da bi raziskali učinke potresa, za katerega je značilno veliko število vrhov v smislu pospeškov. Izbran je bil maksimalni pospešek tal (PGA) v velikosti 0.50 g.

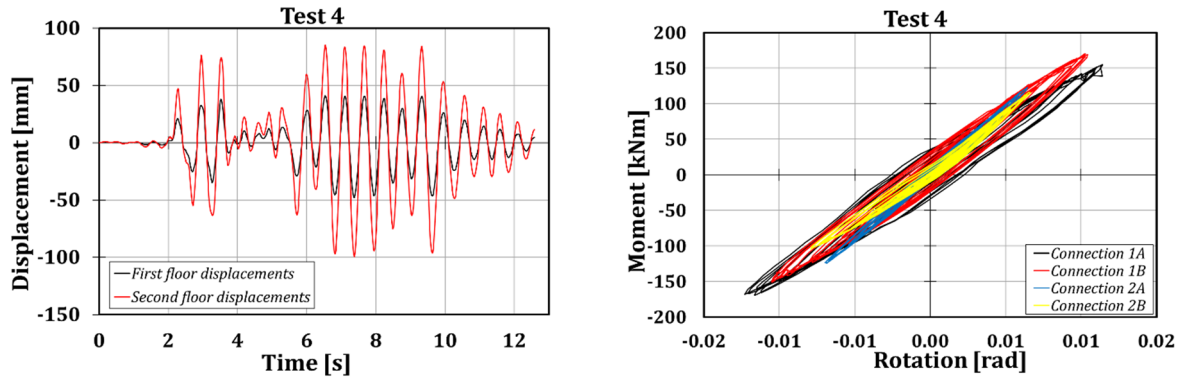


Slika 6.7. Pomiki etaž po času (levo) in grafi moment-zasuk (desno)

Med tretjim preizkusom so se v spojih z RBS prečko prve etaže pojavili upogibni momenti okoli 170 kNm, medtem ko so bili spoji druge etaže le rahlo poškodovani, z največjimi upogibnimi momenti okoli 120 kNm in zasuki nižjimi kot 10 mrad (slika 6.7). Največja celotna prečna sila je bila 555 kN, največji pomik v strešni etaži je znašal okoli 83 mm, največji med etažni zasuk pa je bil približno 1.8 %. Iz grafov moment-zasuk je videti, da so RBS spoji ostali skoraj v celoti v elastičnem območju.

6.3.4 *Santa Barbara (PGA = 0.80 g)*

Pri četrtem preizkusu (test 4) se je na konstrukcijo vnašala potresna obtežba Santa Barbara akcelerograma. Ta preizkus ni pokazal dodatnega znatnega tečenja spojev z RBS prečko. Odziv konstrukcije je bil skoraj v celoti v elastičnem področju, kot je jasno razvidno iz poteka pomikov etaž in histereznih zank moment-zasuk prikazanih na naslednji sliki 6.8. Tabela 6.2 podaja vse pomembne rezultate tega testa.

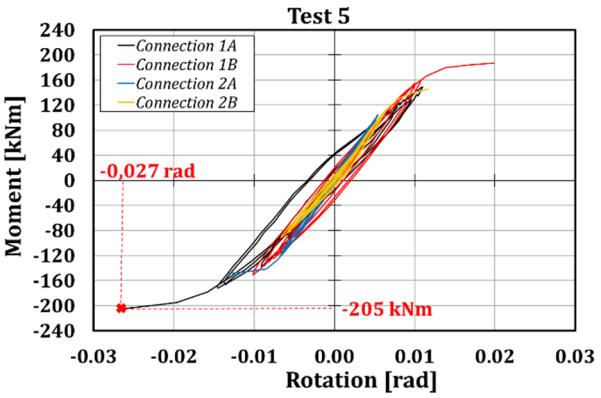


Slika 6.8. Pomiki etaž po času (levo) in grafi moment-zasuk (desno)

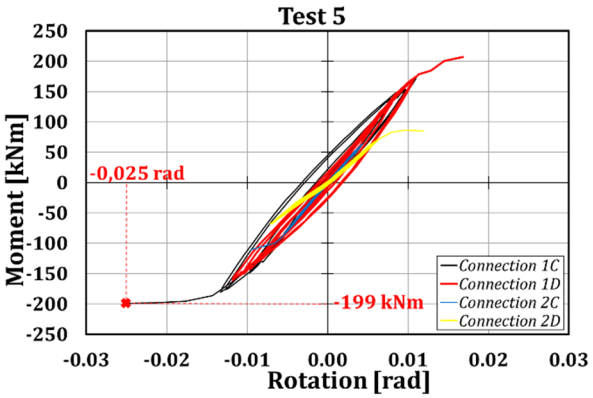
6.3.5 *Coalinga (PGA = 0.80 g)*

Med petim preizkusom (test 5) se je konstrukcija porušila. Preizkus je bil prekinjen, ko sta se porušila dva spoja z RBS prečko v prvi etaži na dveh nasprotnih okvirjih na strani batov (slika 6.9). Porušitev se je začela s porušitvijo zvara v RBS-1A, kasneje se je zaradi razporeditve obremenitev porušil tudi spoj RBS-1C. S porušitvijo spoja RBS-1A se je na stavbo pojavil torzijski moment in preobremenil nasprotni okvir. Popolno porušitev RBS-1A gre pripisati utrujanju materiala zvara in nepričakovano visoki vrednosti upogibnega momenta na nivoju pasnice stebra. V trenutku porušitve je bil spoj RBS-1A obremenjen z upogibnim momentom 205 kNm. Ta vrednost, kot je bilo že prej omenjeno je višja od nazivne vrednosti nosilnosti oslabljenega prereza prečke za okoli 60% (slika 6.9).

Kljub temu, da porušitev zvara med pasnico prečke in pasnico stebra ni pričakovan način porušitve, je potrebno upoštevati, da je običajni protokol obremenjevanja uporabljan za preizkušanje cikličnega obnašanja spojev z RBS prečko (ponavadi na enostavnih sestavih steber-spoj) popolnoma drugačen od pogojev obremenjevanja med preizkušanjem dvonadstropne konstrukcije, na katero se je naneslo zaporedje petih potresov. Izgleda, da je lom zvara posledica utrujanja zaradi ponavljajočih potresov, ki imajo visoko število ciklov z razmeroma nizkimi amplitudami, ki ne vodijo do lokalnega izbočenja, in samo nekaj ciklov z visoko amplitudo, ki pa zaradi zmanjšanja razmerja širina-debelina v območju oslabitve pasnice prečke, tudi ne vodijo do lokalnega izbočenja.



a) test 7 – stebra A-B, 1. in 2. etaža



b) test 7 – stebra C-D, 1. in 2. etaža

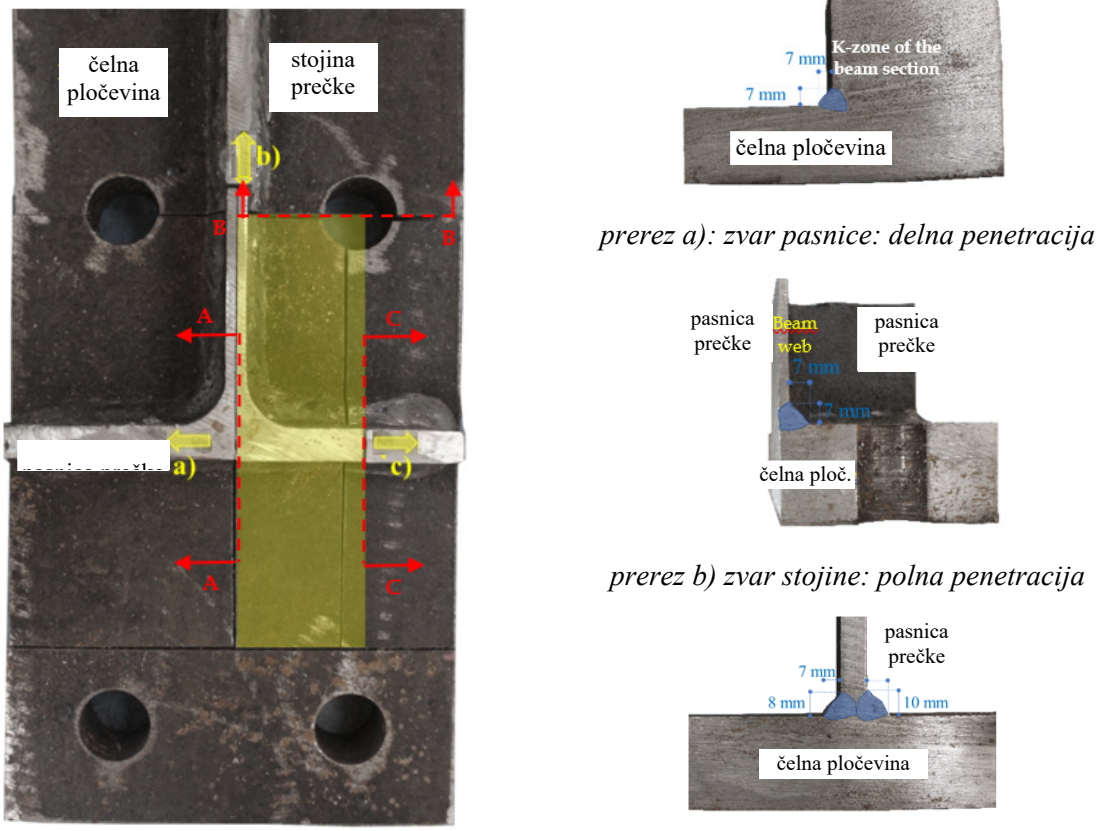
c) porušitev v zvaru spoja RBS 1A

d) porušitev po sredini oslabitve prečke RBS 1C

Slika 6.9. histerezne zanke porušenih RBS spojev (zgoraj) in pripadajoče poškodbe (spodaj)

Ustreznost zvara je bila po koncu preizkusa pregledana na nadomestnem spoju z RBS prečko, ki je bil že na voljo v laboratoriju. Pregled je pokazal, da je bil polno penetrirani čelni zvar pravilno izveden in brez znatnih napak (slika 6.10).

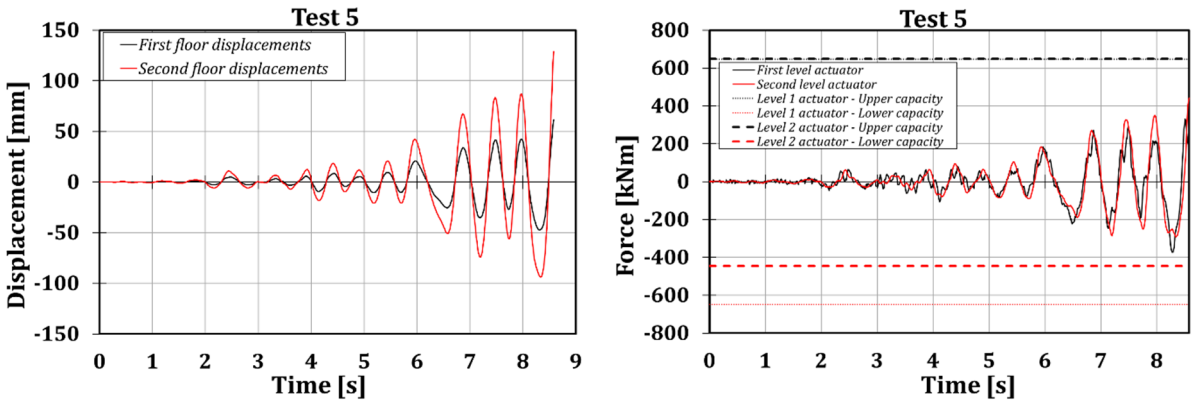
Detajl zvara ustreza smernicam iz EC3 [6] in EC8 in dodatno upošteva smernice podane v AISC Steel Design Guide [7]. Varjenje prečke na čelno pločevino, kot je predlagano v AISC, ne dopušča dostopnih odprtin v stojini prečke v izogib prezgodnje porušitve pasnice prečke zaradi koncentracije napetosti [8]. Zato, kot je razvidno na sliki 6.10, je bila pasnica prečke privarjena s polno penetriranim čelnim K zvarom. Del zvara na območju pasnice tik nad stojino, je bil na zunanji strani delno penetriran, na notranji pa je bil kotni zvar. Ker detajl ustreza predlogom iz standardov, lahko delno krhko porušitev pripišemo po eni strani podcenjenemu količniku dodatne nosilnosti uporabljenemu pri načrtovanju, in po drugi strani, pravilom načrtovanja zvarov, ki najbrž ne upoštevajo pojava utrujanja, ki se lahko pojavi pri večkratnih potresih. Ta izid poudarja potrebo po nadaljnjih raziskavah namenjenih oceni potresnega odziva običajnih detajlov zvarov in njihovi nizki življenjski dobi pri nizko-cikličnem utrujanju.



Slika 6.10. Pregled zvarov RBS spoja

Preizkušeni spoji z RBS prečko so bili obremenjeni z zaporedjem petih rušilnih potresov. To so zelo velike obremenitve, ki pri načrtovanju po trenutno veljavnih standardih niso zahtevane. Čeprav zadnji način porušitve ni bil popolnoma ustrezen, so momentni okvirji izkazali zanesljiv odziv, ki potrjuje visoko zmožnost sipanja energije v oslabljenem delu prečke.

Slika 6.11 prikazuje etažni pomiki in sile zabeležene na batih, podrobnosti pa so podane v tabeli 6.2.



Slika 6.11. Etažni pomiki (levo) in sile v batih (desno) za test 5

6.4 PSEVDO-DINAMIČNO PREIZKUŠANJE VZORČNE STAVBE S FREEDAM SPOJI

V tem delu so predstavljeni in analizirani podatki o testu konstrukcije opremljene s FREEDAM spoji. Vse vnesene potresne obtežbe so enake tistim pri preizkusih na spojih z RBS prečko. Tako izbrane obtežbe omogočajo primerjavo potresnega obnašanja konstrukcije opremljene s spoji z RBS prečko ali FREEDAM spoji. Tabela 6.3 prikazuje rezultate testa.

Tabela 6.3. Pezultati preizkusov (konstrukcija s FREEDAM spoji)

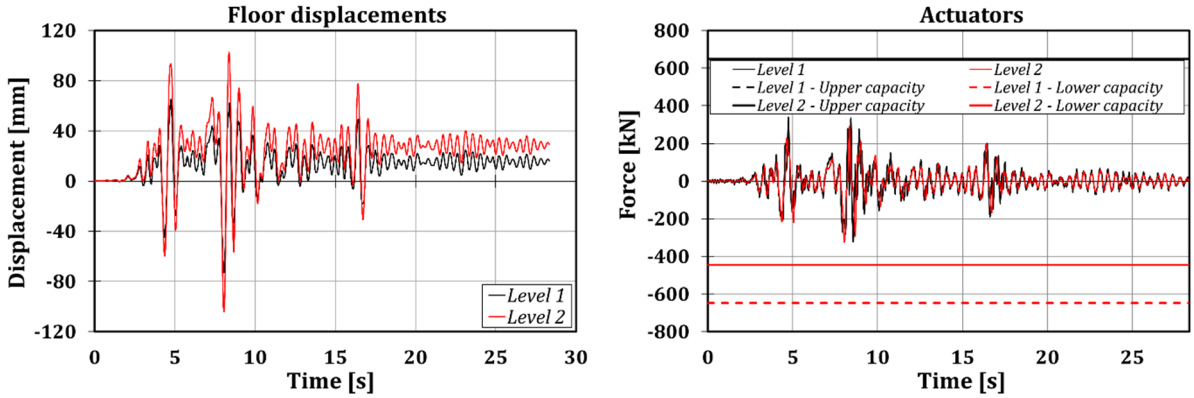
Imperial Valley 1.1g			**test 1**	**test 2**	**test 3**	**test 4**	**test 5**
največja celotna prečna sila (kN)	**vlečenje**		-537	-447	-272	-388	-439
	potiskanje		477	470	347	483	495
največji pomik prve etaže (mm)	**vlečenje**		-73	-53	-41	-56	-72
	potiskanje		65	79	38	52	61
največji pomik vrhnje etaže (mm)	**vlečenje**		-104	-84	-75	-89	-112
	potiskanje		103	112	52	70	85
največji zasuk etaže (%)	**vlečenje**	**etaža 1**	-3.0	-2.2	-1.7	-2.3	-3.0
		etaža 2	-1.3	-1.3	-1.4	-1.4	-1.7
	potiskanje	**etaža 1**	2.7	3.3	1.6	2.2	2.5
		etaža 2	1.6	1.4	0.6	0.7	1.0

6.4.1 *Imperial Valley (PGA = 1.10 g)*

Pri prvem preizkusu (test 4) se je na konstrukcijo vnašal akcelerogram Imperial Valley, kot pri preizkusu na spojih z RBS prečko. Zaradi tehničnih težav merilnimi napravami ni podatkov o lokalnem obnašanju spojev. Zato je možno primerjati le etažne pomike in sile zabeležene v batih (slika 6.12).

Največji pomik v prvi etaži je znašal 73 mm in 104 mm v drugi, največja celotna prečna sila je bila 537 kN (tabela 6.3). Iz rezultatov je možno razbrati, da so se največji etažni pomiki in največje sile v batih pojavile istočasno, saj je konstrukcija pravilnih oblik in je zanjo značilna prevladujoča prva nihajna oblika. Pomemben dodaten pogled je dejstvo, da torne naprave niso zagotovile samo-centriranja konstrukcije, saj je konstrukcija po koncu preizkusa ostala deformirana (okoli 16 mm na prvi in 29 mm na drugi etaži).

Med preizkusom so nekateri torni dušilci zdrsnili. Tabela 6.3 prikazuje, da so bili največji etažni zakuki prve etaže 3 % in 1.6 % druge etaže veliko nad nominalno mejo elastičnosti konstrukcije, ki je bila za potrebe načrtovanja 1 %.

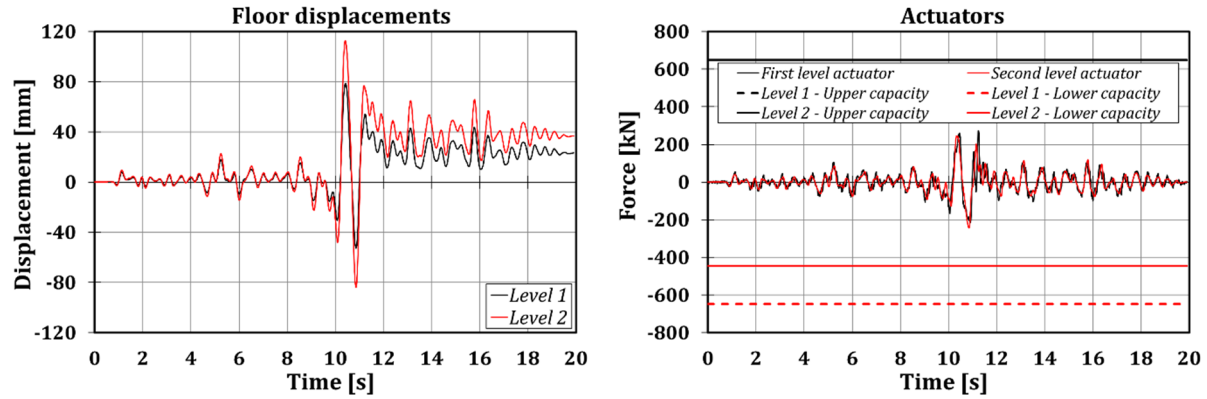


Slika 6.12. Test 1: etažni pomiki (levo) in sile v batih (desno)

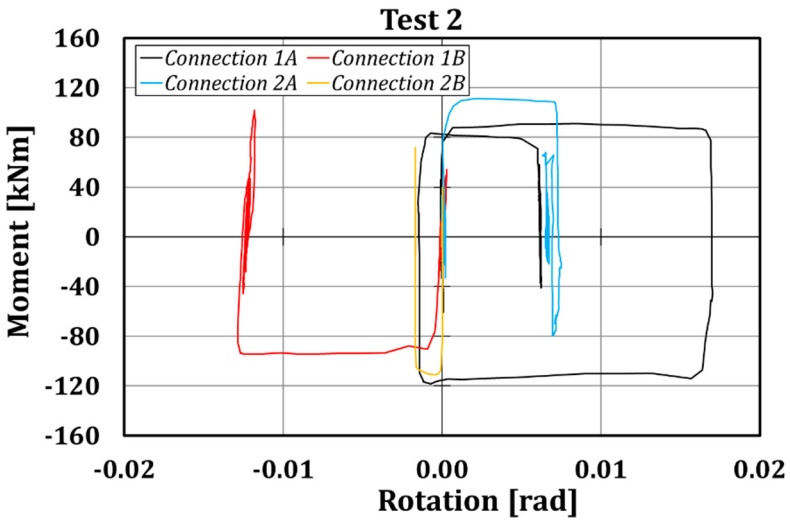
6.4.2 *Spitak (PGA = 0.80g)*

Pri drugem preizkusu (test 2) je bila vzorčna stavba obremenjena s potresnim akcelerogramom Spitak. V tem primeru so na voljo tudi podatki o obnašanju spojev. Za akcelerogram je značilen le en močan potresni sunek, kot je bilo že omenjeno pri preizkusu spojev z RBS prečko. Razlika je vidna tudi v rezultatih preizkusa: konstrukcija je bila le enkrat v plastičnem območju, kot je to vidno iz etažnih pomikov in sil v batih prikazanih na naslednji sliki 6.13.

Čeprav, da je bila največja celotna prečna sila v primerjavi s prvim preizkusom 15% manjša, je možno opaziti rahlo večji pomik strešne etaže (112 mm proti 104 mm) in največji etažni zasuk, ki je v prvi etaži enak 3.3 %. Največji etažni pomiki druge etaže so zelo majhni. Slika 6.14 predstavlja lokalni odziv v obliki histereznih zank moment-zasuk. Kot je bilo pričakovano, so bile dosežene široke in stabilne histerezne zanke. Opazi se nesimetrično obnašanje spojev, saj so absolutne vrednosti največjih momentov okoli 120 kNm in najmanjših upogibnih momentov 80 kNm. Ti podatki potrjujejo meritve preizkusov na enostavnih sestavih vozlišča steber-prečka [9], kot je bilo že omenjeno v prejšnjem poglavju. Glede na to, da je za akcelerogram Spitak značilen en glavni sunek, je bilo tudi eksperimentalno potrjeno, da se je v tornih napravah zgodil en sam zdrs, ki je sovpadal z doseženim največjim pospeškom temeljnih tal (PGA). Največji zasuk v spojih je bil dosežen v spoju 1A z vrednostjo 17 mrad. V ostalih spojih so bili zasuki manjši. Kot pričakovano, so zasuki spojev v drugi etaži dosegli vrednosti okoli 7 mrad in 2 mrad.



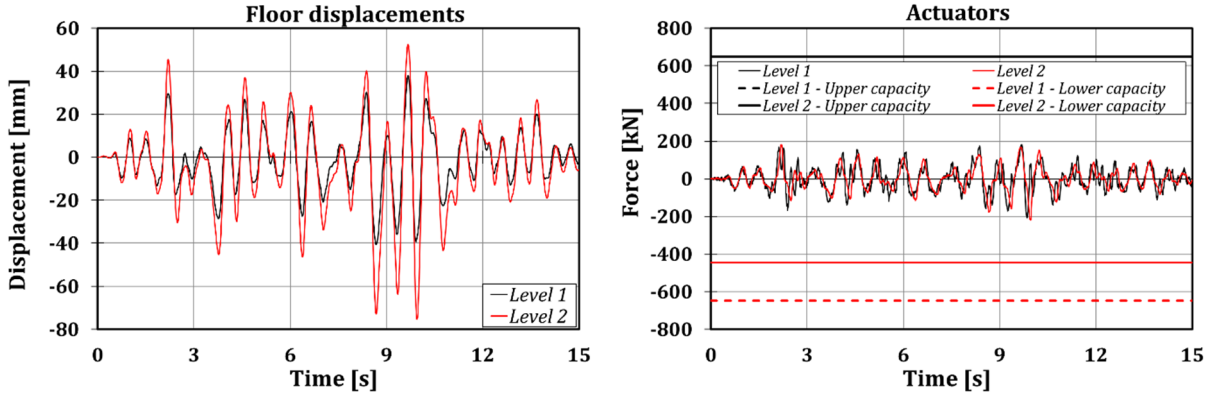
Slika 6.13. Test 2: etažni pomiki (levo) in sile v batih (desno)



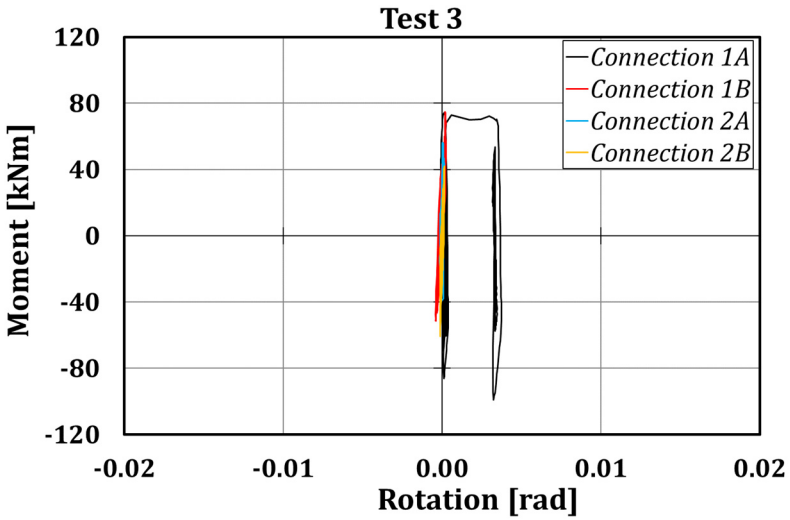
Slika 6.14. Test 2: zanke moment-zasuk FREEDAM spojev v okviru MRF-1

6.4.3 *Simuliran akcelerogram (PGA = 0.50 g)*

S tem simuliranim akcelerogramom, ki je bil izbran zaradi enostavnosti primerjave s prejšnjim preizkusom na podobni konstrukciji s spoji z RBS prečko, je konstrukcija ostala skoraj v celoti v elastičnem območju in je po koncu preizkusa ostala v začetni legi (slika 6.15). Lokalne meritve v tem preizkusu kažejo na nizko stopnjo plastifikacije konstrukcije, saj je bil samo spoj 1A rahlo v plastičnem območju, z največjim zasukom samo 4 mrad (slika 6.16).



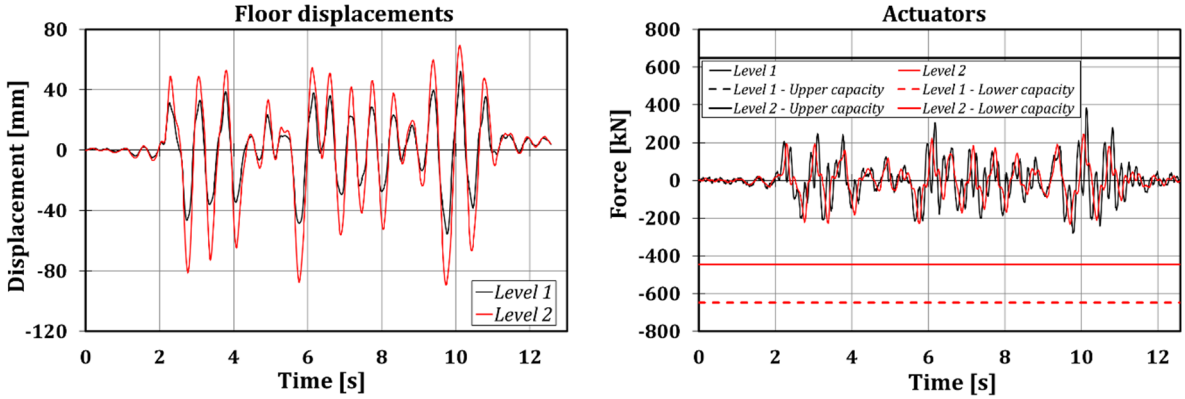
Slika 6.15. Test 3: etažni pomiki (levo) in sile v batih (desno)



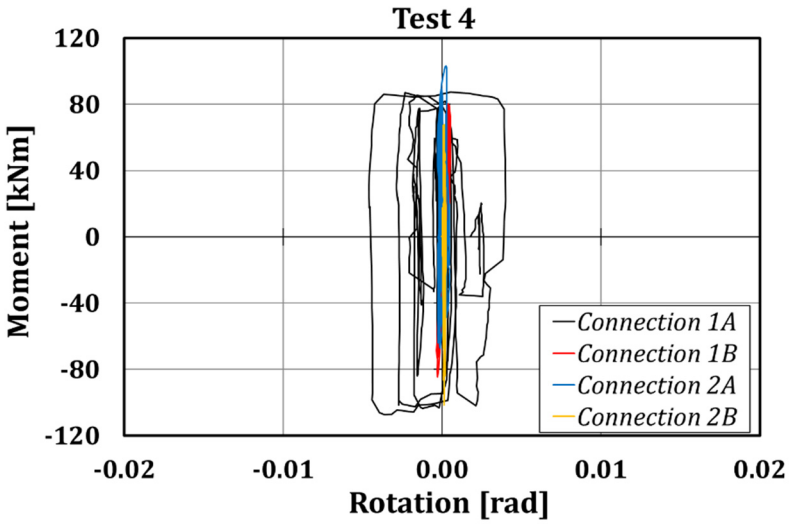
Slika 6.16. Test 3: zanke moment-zasuk FREEDAM spojev v okviru MRF-1

6.4.4 *Santa Barbara (PGA = 0.80 g)*

Pri četrtem preizkusu (test 4) se je na konstrukcijo vnašala potresna obtežba ekvivalentna pospeškom temeljnih tal, zabeleženemu na postaji v Santa Barbari (ZDA) leta 1978. Čeprav je za ta akcelerogram značilnih več sunkov z visoko amplitudo, je privzeti pospešek temeljnih tal (0.80 g) povzročil le zmerno drsenje tornih naprav. Odziv celotne konstrukcije je bil podoben odzivu konstrukcije v prejšnjem preizkusu: največji pomik ni presegel 60 mm v prvi etaži in 90 mm v drugi, največji etažni zasuk prve etaže pa je znašal 2.3 % (slika 6.17). Po koncu preizkusa je konstrukcija ostala v začetni legi. Podobno kot v tretjem preizkusu se je aktiviral le spoj 1A z največjim zasukom 4.6 mrad (slika 6.18).



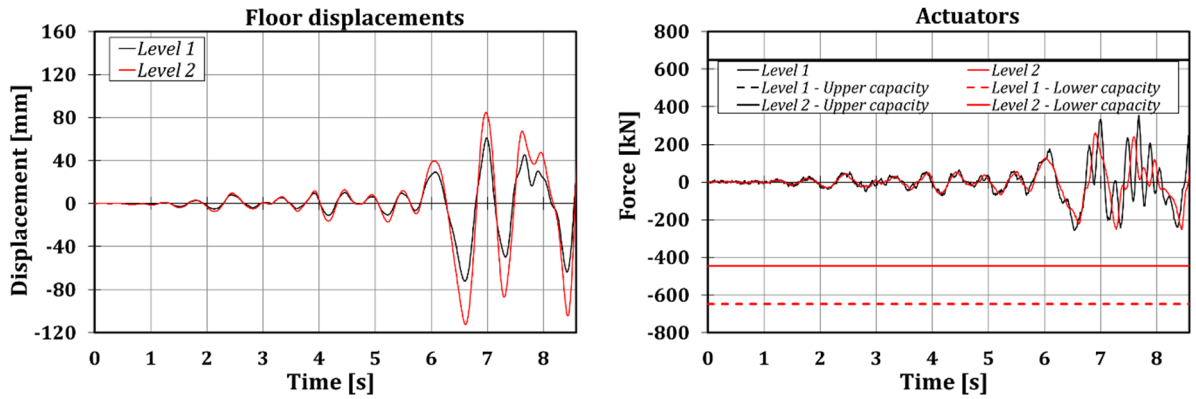
Slika 6.17. Test 4: etažni pomiki (levo) in sile v batih (desno)



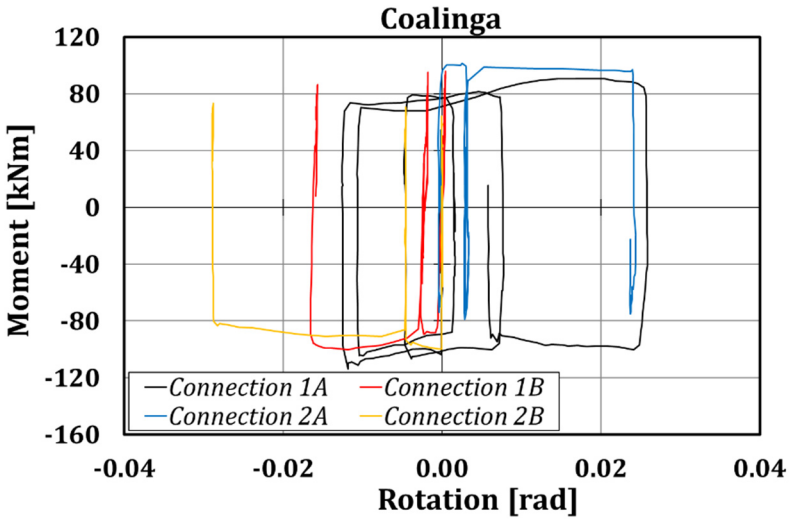
Slika 6.18. Test 4: zanke moment-zasuk FREEDAM spojev v okviru MRF-1

6.4.5 *Coalinga (PGA = 0.80 g)*

Zadnji preizkus je pokazal višjo stopnjo sipanja energije. Zaradi tehničnih težav (izguba nadzora), ki so privedle do znatnih poškodb na elementu, ki povezuje vzorčno stavbo in bat na nivoju prve etaže, ta test ni bil izveden do konca. Težava se je pojavila pri času 8.58 s, v istem trenutku, ko se je zgodil krhki lom spoja z RBS prečko v prejšnji seriji preizkusov. Sliki 6.19 in 6.20 prikazujta potek pomikov in sil v batih, ter histerezne zanke, ki potrjujejo zgornje zaključke. Največji pomik na strešni etaži je znašal 112 mm (ista vrednost kot pri testu 2). Histerezne zanke imajo značilno asimetrijo glede na pozitivne in negativne momentov. V poteku obremenjevanja je moč opaziti upad največjega upogibnega momenta pri višjih ciklih. Vzrok temu je zmanjšanje sile prednapetja v vijakih, ki se pojavi zaradi izrabe in s tem tanjšanja tornih oblog (slika 6.20).

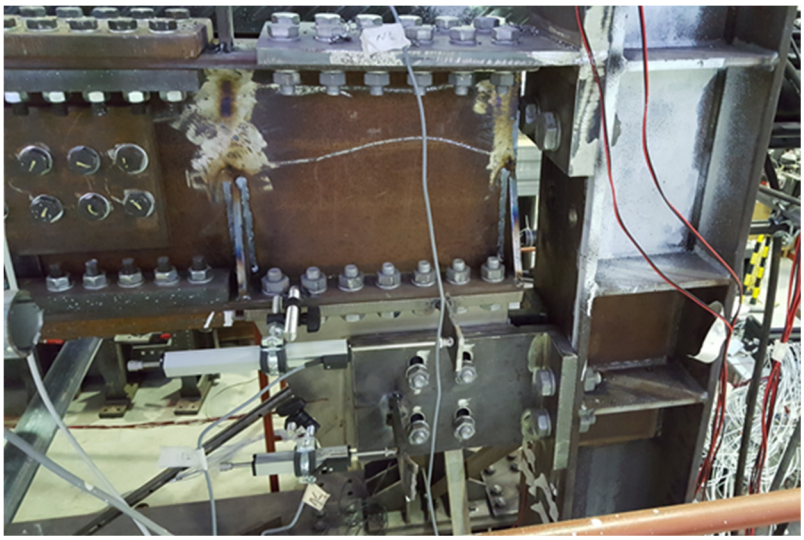


Slika 6.19. Test 5: etažni pomiki (levo) in sile v batih (desno)



Slika 6.20. Test 5: zanke moment-zasuk FREEDAM spojev v okviru MRF-1

Na koncu druge serije preizkusov ni bilo opaziti poškodb na konstrukciji, saj je bila vsa energija potresa sipana v tornih oblogah FREEDAM spojev.



Slika 6.21. FREEDAM spoj 1A zaključku druge serije preizkusov

6.5 NUMERIČNA SIMULACIJA POTRESNEGA ODZIVA

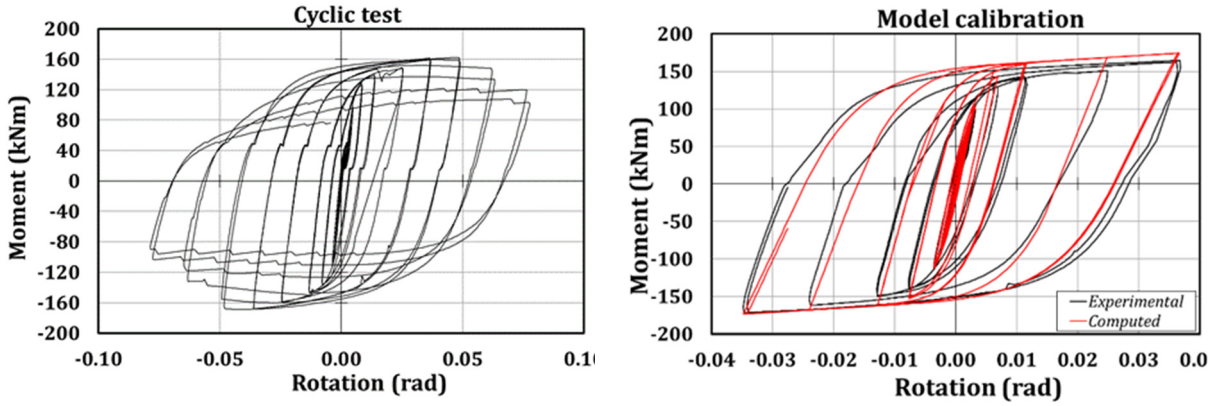
6.5.1 *Konstrukcija s spoji z RBS prečko*

V preliminarni fazi načrtovanja vzorčne stavbe s spoji z RBS prečko je bil s pomočjo programa SeismoStruct [10] razvit nelinearni 3D model s končnimi elementi (slika 6.22). Namen modeliranja je bila napoved potresnega odziva konstrukcije. Materialna nelinearnost je bila predstavljena s točkovno in zvezno plastičnostjo. Elementi konstrukcije so bili modelirani z nelinearnimi končnimi elementi osnovani na silah, ki upoštevajo geometrijsko in materialno nelinearnost s pristopom razmazane plastičnosti.

Slika 6.22. 3D model vzorčne stavbe z RBS spoji

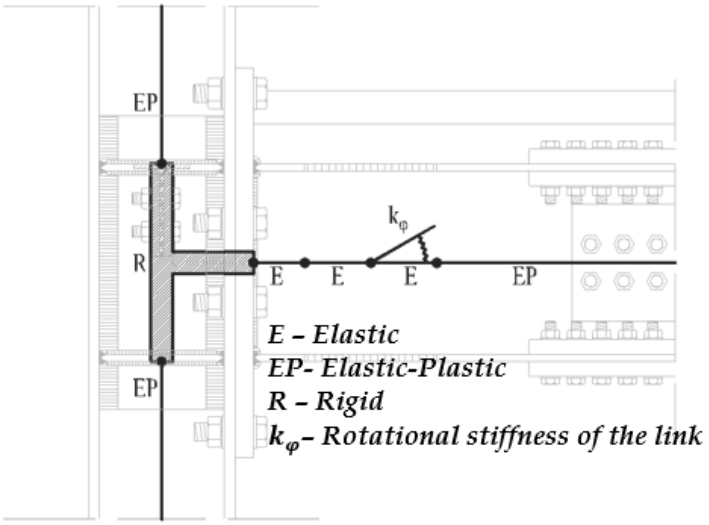
Za uporabljeni končni element je značilnih pet integracijskih prerezov, ki so bili dodatno razdeljeni na vsaj 150 vlaken. Ta dodatna razdelitev je običajno dovolj, da se zagotovi potrebna natančnost računa ukrivljenosti, ki se začne z materialnimi zakoni, ki opisujejo zvezo med napetostmi in deformacijami. V računu so bile etažne plošče modelirane s togo diafragmo, ki s togimi povezavami povezuje vozlišča etaže, medtem ko so bile točkovne mase podane na sredino razpona. Vozlišče steber-prečka, uporabljeno v vzorči stavbi, so isti avtorji že preizkusili v prejšnjih projektih, kjer je imel preizkušanec iste podrobnosti spoja z enako geometrijo oslabitve prečke (RBS) in podobno kvaliteto jekla. Rezultati teh testov [11] so bili uporabljeni za kalibracijo nelinearne vzmeti, s katero se je modeliral odziv spojev z RBS prečko. Odziv moment-zasuk preizkušenega spoja z RBS prečko v [11] je predstavljen na sliki 6.23, kjer sta moment in zasuk izračunana v sredini oslabljenega dela prečke. Odziv moment-zasuk RBS spoja je bil modeliran z uporabo t.i. »smooth link« elementa [12]. Ta vrsta elementa je ena bolj kompleksnih in popolnih elementov za modeliranje cikličnega odziva, ki je trenutno na voljo v plačljivih programih. Glavna pomanjkljivost elementa je ta, da temelji na velikem številu parametrov, kar pomeni da je postopek kalibracije zelo zapleten. Kalibracija parametrov je bila izvedena s pomočjo orodja Multical [13], ki zmanjša razliko med eksperimentalno določeno krivuljo in kalibrirano krivuljo, tako v smislu sipanja energije kot ciklične ovojnice. MultiCal je orodje za kalibracijo histereznih modelov na osnovi evolucijskih algoritmov.

To orodje omogoča iskanje najboljše kombinacije parametrov, ki ustrezajo eksperimentalnemu odzivu na osnovi meril, ki jih določi uporabnik. Ker preizkusi na vzorčni stavbi povzročijo zasuke manjše od 35 mrad, je bila kalibracija narejena z upoštevanjem največjega zasuka 35 rad. To je zelo pomembno, saj kalibracija parametrov modela izven pričakovanih meja zasukov lahko vodi do izbora parametrov, na katere vplivajo pojavi, ki se ne pojavijo v okviru načrtovanih zasukov. Tak primer je izbočenje, ki je bilo opaženo pri preizkusih na vozliščih steber prečka, ki pa se je zgodil šele pri zasukih velikosti približno 50 mrad. Področje spoja je bilo modelirano v skladu s pristopom predstavljenim na naslednji sliki (Slika 6.24). Ojačani del strižnega panela je bil modeliran s togimi odseki, medtem ko je bila nelinearnost spoja z RBS prečko vključena v že prej kalibrirano vzmet. Nelinearna vzmet leži v središču oslabljenega dela prečke.



a) cilični odziv spoja z RBS prečko b) kalibracija modela

Slika 6.23. Eksperimentalni in numerični odziv moment-zasuk spoja z RBS prečko



Slika 6.24. Shema končnih elementov vozlišča steber-RBS prečka

Potresne obtežbe so bile vnesene kot pospeški na temelje okvira. Za reševanje analize s korakom 0.01 s je bil uporabljen Hilbert-Hughes-Taylor-jev algoritem. Upoštevano je bilo Rayleigh-jevo dušenje s koeficientom masnega dušenja 1 %. Enak algoritem je bil uporabljen tudi med psevdo-dinamičnim testiranjem.

V tem razdelku so predstavljene primerjave med eksperimentalnimi rezultati in rezultati numeričnega modela. Primerjava s petimi testi v splošnem kaže, da se numerični model z dovolj visoko natančnostjo ujema s parametri potresnega odziva (tabela 6.4). Razlike med dejansko in napovedano največjo silo ali pomikom ne presegajo 25 %, razen v primeru akcelerograma Spitak. Razlog za slabše ujemanje v tem primeru je verjetno zaradi uporabljenega postopka kalibracije spojev z RBS prečko. Kot je razloženo v [13], ko imajo akcelerogrami le nekaj sunkov, lahko kalibracija modelnih parametrov na osnovi enega cikličnega testa vodi do slabših približkov. Kalibracija na osnovi enega cikličnega preizkusa običajno ne zadostuje za zadovoljivo oceno lokalnega odziva, posebej v primerih, ko spoj prestane le nekaj ciklov z večjo amplitudo.

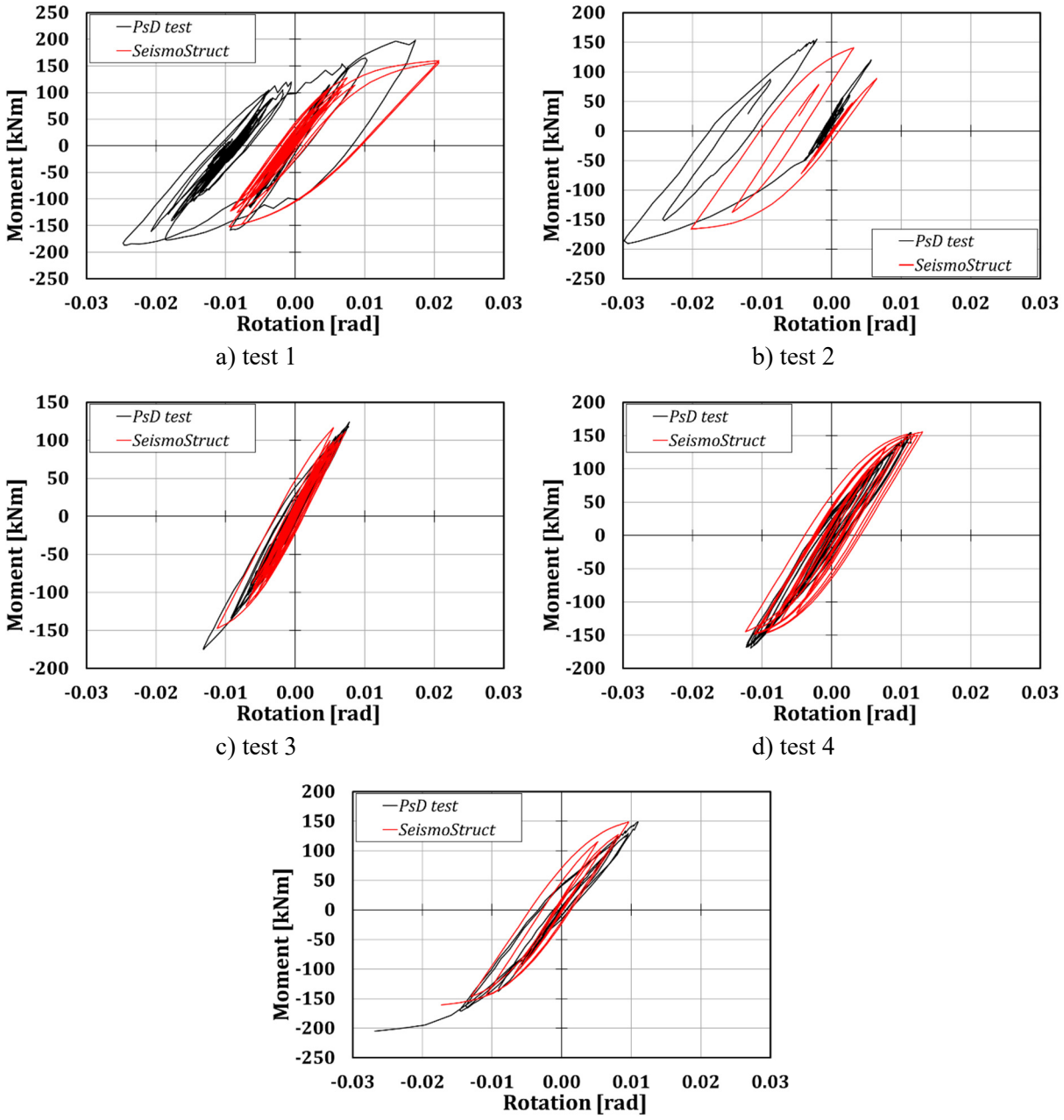
Tabela 6.4. Primerjava eksperimentalnih in analitičnih rezultatov za celotno prečno silo, etažne pomike in zasuke

test	največja celotna prečna sila (kN)		največji pomik prve etaže (mm)		največji pomik vrhnje etaže (mm)		največji zasuk etaže (%)				energija (kNm)
							vlečenje		potiskanje		
	vlečenje	potiskanje	vlečenje	potiskanje	vlečenje	potiskanje	L-1	L-2	L-1	L-2	
1 - test	-751	667	-79	44	-150	88	-3.27	-2.98	1.84	1.86	55.70
1 - num.	-656	601	-66	43	-130	84	-2.74	-3.02	1.77	1.97	50.80
1-napaka (%)	15	11	20	4	15	5	20	-1	4	-5	10
2 - test	-652	670	-17	85	-34	171	-0.70	-0.72	3.54	3.61	33.16
2 - num.	-645	648	-27	74	-52	133	-1.12	-1.24	3.08	2.55	30.21
2- napaka (%)	1	3	-37	15	-36	28	-37	-42	15	42	10
3 - test	-444	555	-29	40	-66	83	-1.22	-1.54	1.67	1.79	28.59
3 - num.	-477	563	-31	42	-60	88	-1.27	-1.52	1.74	1.97	15.78
3- napaka (%)	-7	-1	-4	-4	10	-6	-4	2	-4	-9	81
4 - test	-586	592	-48	41	-99	85	-2.00	-2.16	1.71	1.84	55.63
4 - num.	-588	575	-47	44	-98	92	-1.95	-2.12	1.83	2.07	54.42
4- napaka (%)	0	3	2	-6	2	-8	2	2	-6	-11	2
5 - test	-630	612	-47	62	-94	129	-1.97	-1.96	2.57	2.81	37.16
5 - num.	-665	555	-47	54	-81	117	-1.95	-1.62	2.26	2.63	31.12
5- napaka (%)	-5	10	1	14	15	10	1	21	14	7	19

Za take primere bi morala biti kalibracija izvedena z upoštevanjem rezultatov cikličnega in monotonega preizkusa. Za vse ostale primere pa se zdijo napovedi za največje etažne pomike, največje sile in največje medetažne pomike precej natančne.

Tabela kaže, da numerični model v mnogo primerih zelo dobro napove globalni odziv konstrukcije. Natančna napoved odziva celotne konstrukcije pa ne ustreza nivoju natančnosti na lokalnem nivoju, ko se primerja podatke preizkusov in rezultate numeričnih modelov. Medtem ko imajo histerezne zanke na splošno podobno obliko, pa se napovedani in izmerjeni največji/najmanjši zasuki v spojih z RBS prečko in največji momenti v središču oslabljenega dela prečke relativno slabše ujemajo (slika 6.25).

Primerjava petih preizkusov je za spoj 1A okvira MRF-1 predstavljena na sliki 6.25. Rezultati kažejo, da so največji zasuki v več primerih napovedani z nizko natančnostjo, medtem ko so največji upogibni momenti napovedani bolj natančno. Čeprav je bil uporabljeni model z vzmetjo kalibriran po rezultatih preizkusov z natančnim postopkom kalibracije, je glavni problem fenomenoloških modelov vgrajen v tipologijo modela.



Slika 6.25. Primerjava histereznih zank za RBS-1A

V teoriji so modeli, zasnovani na več parametrih, sposobni zelo natančno napovedati eksperimentalni odziv katerekoli vrste spoja, čeprav ti parametri pa niso neposredno vezani na mehanski odziv modeliranega elementa. To lahko vodi do razhajanja med dejanskim in napovedanim obnašanjem, ki je lahko v mnogo primerih precejšnje. Primerjave predstavljene v tabeli 6.5) kažejo, da napake pri napovedi največjih zasukov nihajo od najmanj 1 % do največ 62 %, medtem ko napake napovedi največjih upogibnih momentov nihajo od najmanj 0 % do največ 22%. Tako velik razpon napak napovedanih zasukov je posledica, kalibracije parametrov za modeliranje cikličnega obnašanja vozlišč. Ti parametri so kalibrirani glede na rezultate preizkusov vozlišč steber-prečka, ki so bili obremenjeni z običajnimi protokoli obremenjevanja, ki se lahko znatno razlikujejo od obremenitev med realnimi potresi. Dodaten vpliv predstavljajo zaporedni potresi, ki so jih bile deležne konstrukcije v tem primeru. Ti rezultati potrjujejo

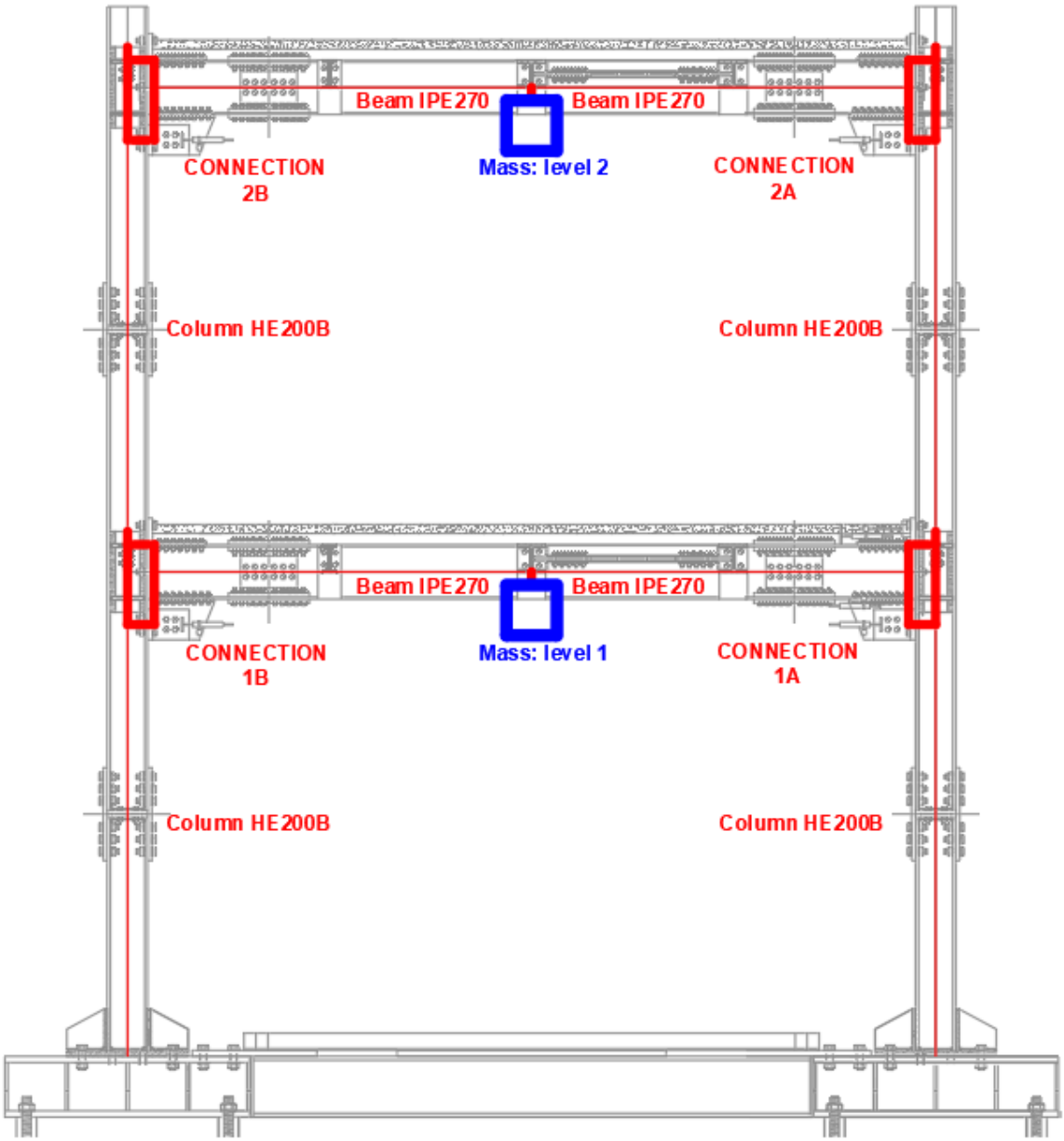
pomembno vlogo zgodovine obremenjevanja, kar navaja tudi avtor v [13]. Pomembno je opozoriti, da se razpon napak znatno zmanjša, ko je govora o prametrih odziva celotne konstrukcije, kot so etažni pomiki. Razlog temu je, da se lokalne nenatančnosti izravnajo takoj, ko se število območij sipanja energije poveča. Pričakovati je, da se v primeru konstrukcije z več nadstropji in razponi natančnost napovedovanja parametrov odziva celotne konstrukcije, zaradi večjega števila območij sipanja energije, še dodatno izboljša. Tabela 6.5 prikazuje, da so napake velike tudi pri sipani energiji.

Tabela 6.5. Primerjave za spoj 1A

	zasuk (mrad)		moment (kNm)		energija (kNm)
Test	**največji**	**najmanjši**	**največji**	**najmanjši**	
1 - test	17	-25	199	-187	10
1 - num.	21	-10	160	-152	7
1-napaka (%)	19	62	-20	18	-27
2 - test	6	-30	156	-190	4
2 - num.	6	-20	141	-166	3
2- napaka (%)	15	32	-10	13	-28
3 - test	8	-13	124	-175	3
3 - num.	7	-11	117	-147	2
3- napaka (%)	-7	15	-6	16	-18
4 - test	11	-12	155	-169	7
4 - num.	13	-12	155	-149	9
4- napaka (%)	14	-1	0	12	40
5 - test	11	-27	149	-205	6
5 - num.	10	-17	148	-161	4
5- napaka (%)	-13	36	0	22	-28

6.5.2 *Konstrukcija s FREEDAM spoji*

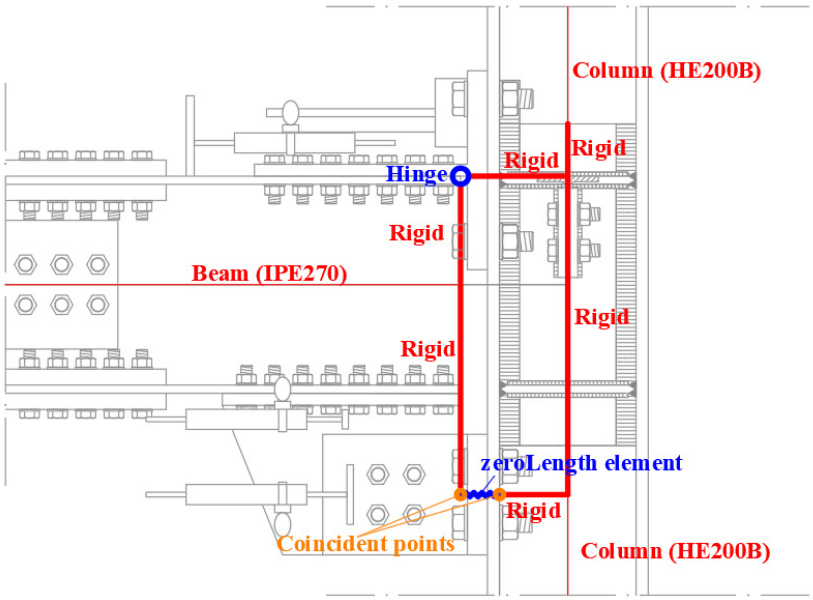
Za konstrukcijo opremljeno s FREEDAM spoji je bil s programom OpenSees [14] (slika 6.26) razvit nelinearni ravninski model stavbe. Numerični model je bil na začetku razvit za napovedovanje potresnega odziva stavbe, kasneje pa so bili rezultati modela uporabljeni pri načrtovanju postavitve preizkusa in preizkusne opreme. Napovedane sile reakcij na konstrukcijo so bile uporabljene za napoved sil med preizkusi in preverjanje, če so kapacitete uporabljenih batov ustrezne.



Slika 6.26. Shematični prikaz numeričnega model okvirja

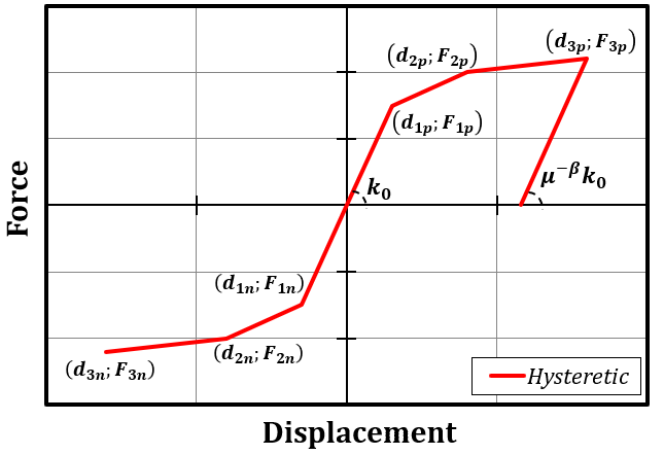
Numerični model je bil zasnovan s pristopom točkovne in zvezne plastičnosti. Prečke in stebri so bili modelirani z nelinearnimi končnimi elementi osnovani na silah (*forceBeamColumn element* v programu OpenSees), ki upoštevajo geometrijsko in materialno nelinearnost s pristopom razmazane plastičnosti. Za vsak element je značilnih pet integracijskih prerezov, ki so bili dodatno razdeljeni na vsaj 120 vlaken, kar zagotavlja dobro natančnost za oceno ukrivljenosti in notranjih sil. Mase so bile zgoščene 65 mm pod središčem razpona, da so se ujemale s prijemališčem batov, ki so v preizkusu vnašali potresne sile.

Za spoje je bil uporabljen dobro dodelan model, ki vključuje členek na nivoju zgornje pasnice prečke, kjer se nahaja T-element, ki določa središče vrtenja. Zato se model ujema z fizično lokacijo središča vrtenja. Poleg tega je v središče tornega dušilca nameščen element dolžine nič (*zeroLength element*) z nelinearno zvezo sila-pomik (slika 6.27).



Slika 6.27. Shematski prikaz dodelanega numeričnega model vozlišča steber-prečka

Vzmet se obnaša v skladu z lastnostmi enoosnega histereznega materiala; vhodni parametri so prikazani spodaj (slika 6.28) in vključujejo koordinate šestih točk za modeliranje nelinearnega obnašanja spoja. V model je mogoče vnesti tudi togost pri razbremenjevanju z upadom odvisnim od duktilnosti skladno s količnikom podanim kot $\mu^{-\beta}$.



Slika 6.28. Parametri enoosnega histereznega materiala

Tabela 6.6. Parametri enoosnega histereznega materiala

točka	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

Za analiziran primer je bil uporabljen simetrični tri-linearni zakon sila-pomik. Privzeta je bila predpostavka, da je sila tečenja enaka sili trenja v torni napravi ($F_{cf,Sd}$ = 234 kN) z zanemarljivim plastičnim utrjevanjem. Koordinate točk so predstavljene v tabeli 6.6, s količnikom β enakim 0.

Ostali deli modela so bili povezani s togimi elementi (slika 6.27).

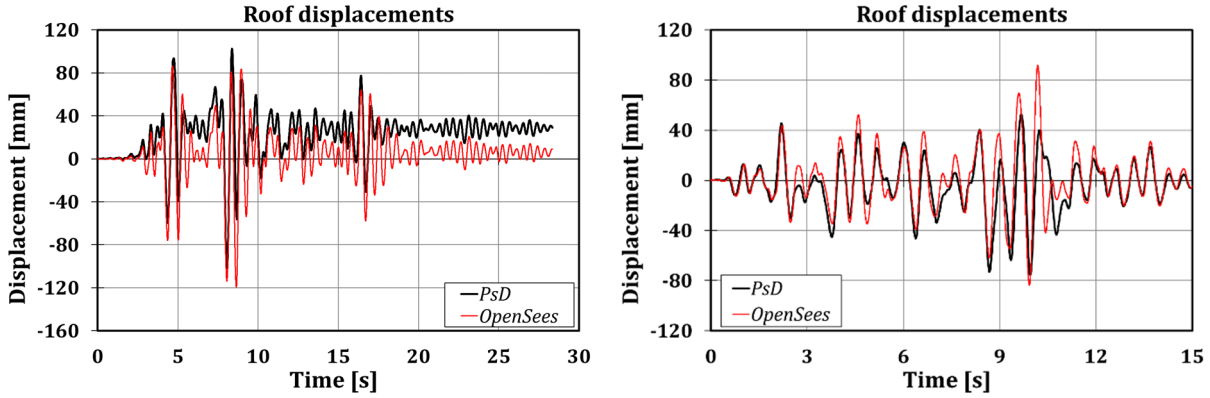
Potresne obtežbe so bile vnesene kot pospeški na temelje konstrukcije. Za privzete akcelerograme je značilen korak 0.01 s. Enačba gibanja je bila rešena z uporabo Newmarkovega algoritma z vrednostjo dušenja 1% in pristopom Rayleigh, tako kot med psevdo-dinamičnim preizkušanjem.

Za predlagani pristop k modeliranju vozlišča se je izkazalo, da je bolj zanesljiv kot enostavnejši pristop, ki celoten upogibni odziv spoja postavi v sučno vzmet. Z enostavnejšim pristopom ni mogoče napovedati aktivacije tornih dušilcev, ki se je zgodila v psevdo-dinamičnih preizkusih. Izboljšani pristop pa lahko upošteva dejansko mehansko obnašanje vozlišč.

Rezultati potresnega odziva celotne konstrukcije so predstavljeni v tabeli 6.7. Razlike med dejanskim in napovedanim etažnimi pomikom ne presegajo 25 %. Poleg tega se ujemajo tudi poteki pomikov, kar je prikazano spodaj (slika 6.29). To govori v prid natančnejšega modeliranja.

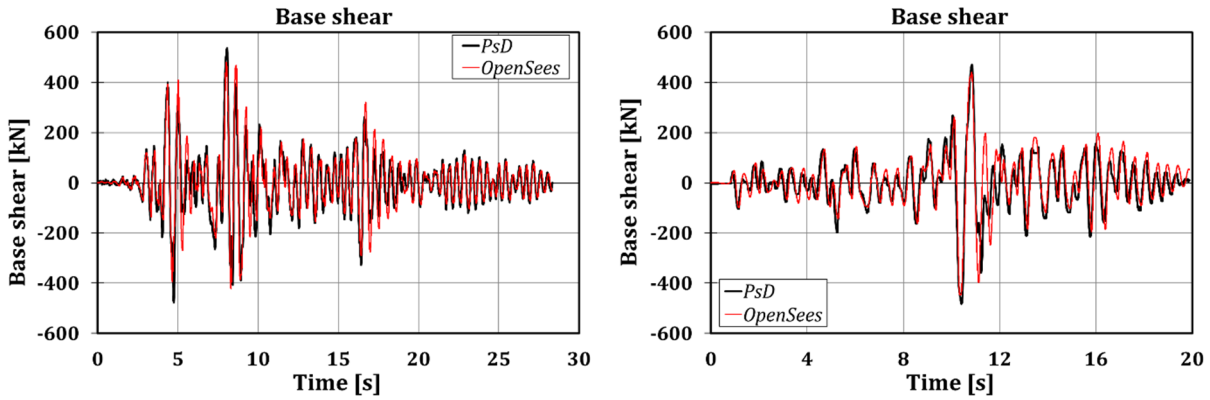
Tabela 6.7. Primerjava numeričnih in eksperimentalnih sil v batih in etažnih pomikov

test	**sile v batih (kN)**		**največji pomik etaže(mm)**	
	etaža 1	**etaža 2**	**etaža 1**	**etaža 2**
1 - test	339	326	73	104
1 - num.	250	232	58	119
1-napaka (%)	-26	-29	-21	14
2 - test	282	257	79	112
2 - num.	237	223	59	133
2- napaka (%)	-16	-13	-25	18
3 - test	220	222	41	75
3 - num.	228	215	36	92
3- napaka (%)	4	-3	-12	22
4 - test	390	255	56	89
4 - num.	240	214	43	103
4- napaka (%)	-38	-16	-23	15
5 - test	340	270	72	112
5 - num.	266	242	58	126
5- napaka (%)	-22	-10	-20	12



Slika 6.29. Pomiki zgornje etaže: test 1 (levo) in test 3 (desno) – PsD = test

Natančna napoved celotne prečne sile je prikazana spodaj (Slika 6.30).



Slika 6.30. Celotna prečna sila: test 1 (levo) in test 2 (desno) – PsD = test

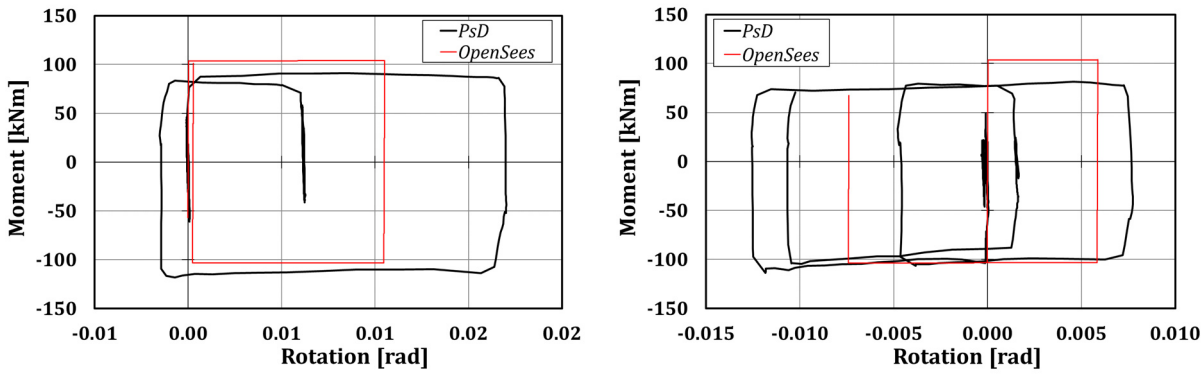
Primerjava med eksperimentalnimi rezultati in rezultati numeričnih simulacij v spoju 1A (upogibni momenti in zasuki) je predstavljena v tabeli 6.8. Razlike pri upogibnih momentih nihajo med -14 % in +28 %. Glavna prednost uporabe tega pristopa k modeliranju vozlišča je ta, da model ujame dejansko aktivacijo tornih dušilcev (slika 6.31).

Razlike med eksperimentalnimi in numeričnimi rezultati niso zanemarljive ne glede na izbran pristop k modeliranju vozlišč. To kaže na težavnost napovedovanja nelinearnega potresnega odziva zaradi cele vrste virov negotovosti. V danem primeru ima zagotovo pomemben vpliv variabilnost koeficienta trenja v tornih dušilcih in nadzor dejanske sile prednapetja v vijakih, ki vplivata na silo trenja v tornih dušilcih in trenutek, ko dušilec zdrsne.

Na koncu je potrebno poudariti, da po celotni seriji potresov vozlišča steber-prečka skoraj niso bila poškodovana. To potrjuje rezultate cikličnih testov podsestavov [9]. Spoje lahko opišemo kot spoje z nizko stopnjo poškodb saj se plastificira le del T-elementov blizu središča vrtenja in L-elementov, ki povezujejo torni dušilec s pasnico stebra [9]. Ista stavba opremljena s spoji s podaljšano čelno pločevino in prečko s oslabljenim prerezom je imela pri isti seriji potresov [5], na koncu porušen spoj zaradi loma pasnice prečke v oslabljenem področju ali loma zvarov med prečko in čelno pločevino.

Tabela 6.8. Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov za spoj 1A

test	rotacija (mrad)	moment (kNm)		energija (kNm)
		negativni	pozitivni	
2 - test	17.03	118.36	90.98	4.14
2 - numerično	10.52	103.50	103.93	2.15
2 -napaka (%)	-38	-13	14	-48
3 - test	3.74	99.24	74.11	0.34
3 - numerično	0.65	85.63	103.53	0.07
3 - napaka (%)	-83	-14	40	-81
4 - test	4.61	107.55	87.42	2.64
4 - numerično	2.53	103.60	98.49	0.26
4 - napaka (%)	-45	-4	13	-90
5 - test	12.58	113.82	81.36	5.69
5 - numerično	7.42	103.80	103.74	1.98
5 - napaka (%)	-41	-9	28	-65



Slika 6.31. Histerezne zanke (spoj 1A): test 2 (levo) in test 5 (desno) – PsD = test

6.6 PRIMERJAVA POTRESNEGA OBNAŠANJA

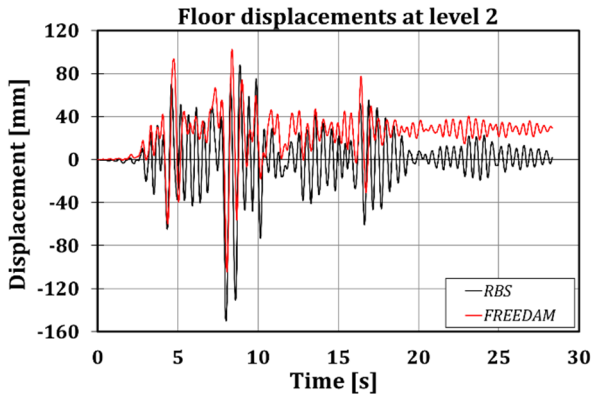
V tem razdelku je predstavljena primerjava med obema serijama preizkusov.

Tabela 6.9 predstavlja etažne pomike in celotno strižno silo izmerjeno za vsako serijo preizkusov. Konstrukcija opremljena s FREEDAM spoji vedno izkazuje nižje vrednosti celotne strižne sile. Razlog temu je omejitev upogibnih momentov, ki jih konstrukcija opremljena s tornimi napravami lahko prenaša na stebre. Tega zmanjšanja pa ni moč opaziti za največje etažne pomike.

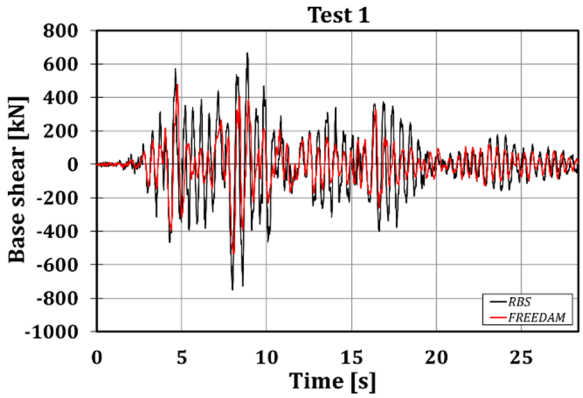
Tabela 6.9. Primerjava etažnih pomikov in celotne strižne sile za RBS in FREEDAM konstrukcijo

		pomik (mm)				**celotna strižna sila (kN)**	
		vlečenje		**potiskanje**		**vlečenje**	**potiskanje**
		etaža 1	**etaža 2**	**etaža 1**	**etaža 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
simuliran zapis	**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

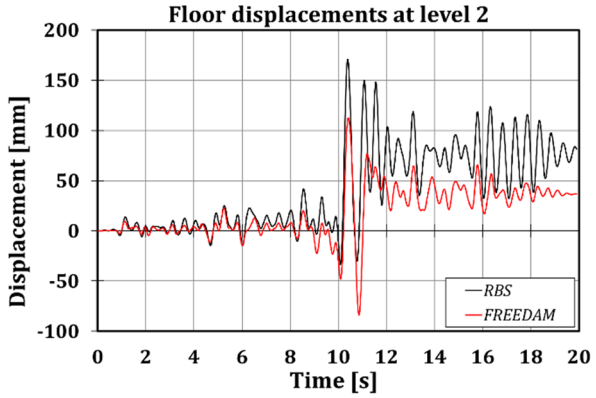
FREEDAM spoji poskrbijo, da je obnašanje konstrukcije med dvema vrhovoma obremenitev elastično. Zaradi tega je izmerjen razpon pomikov manjši v drugi seriji preizkusov. Ta ugotovitev velja za vse preizkuse, vendar je na sliki 6.32 predstavljena le za teste 1, 2 in 5. Grafi tudi poudarjajo dejstvo, da torne naprave ne zagotavljajo samo-centriranja konstrukcije.



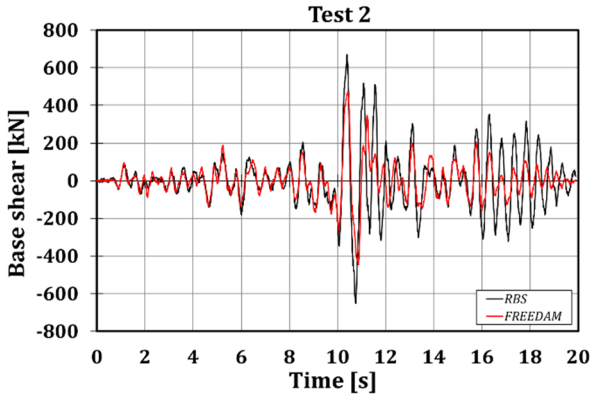
a) test 1: pomiki zgornje etaže



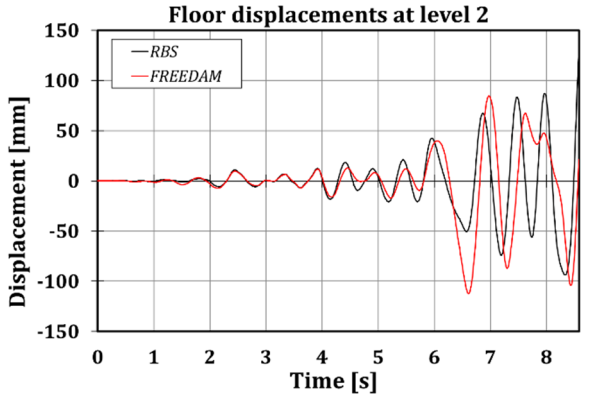
b) test 1: celotna strižna sila



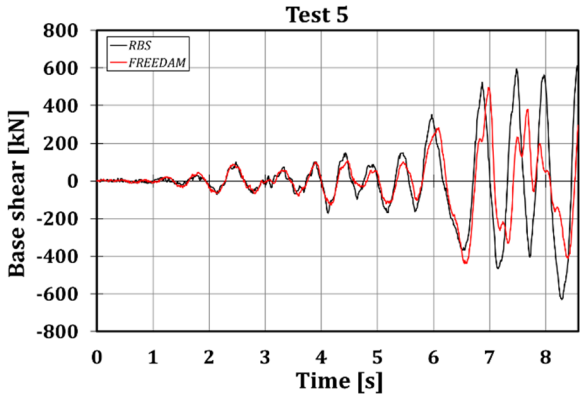
c) test 2: pomiki zgornje etaže



d) test 2: celotna strižna sila



e) test 5: pomiki zgornje etaže

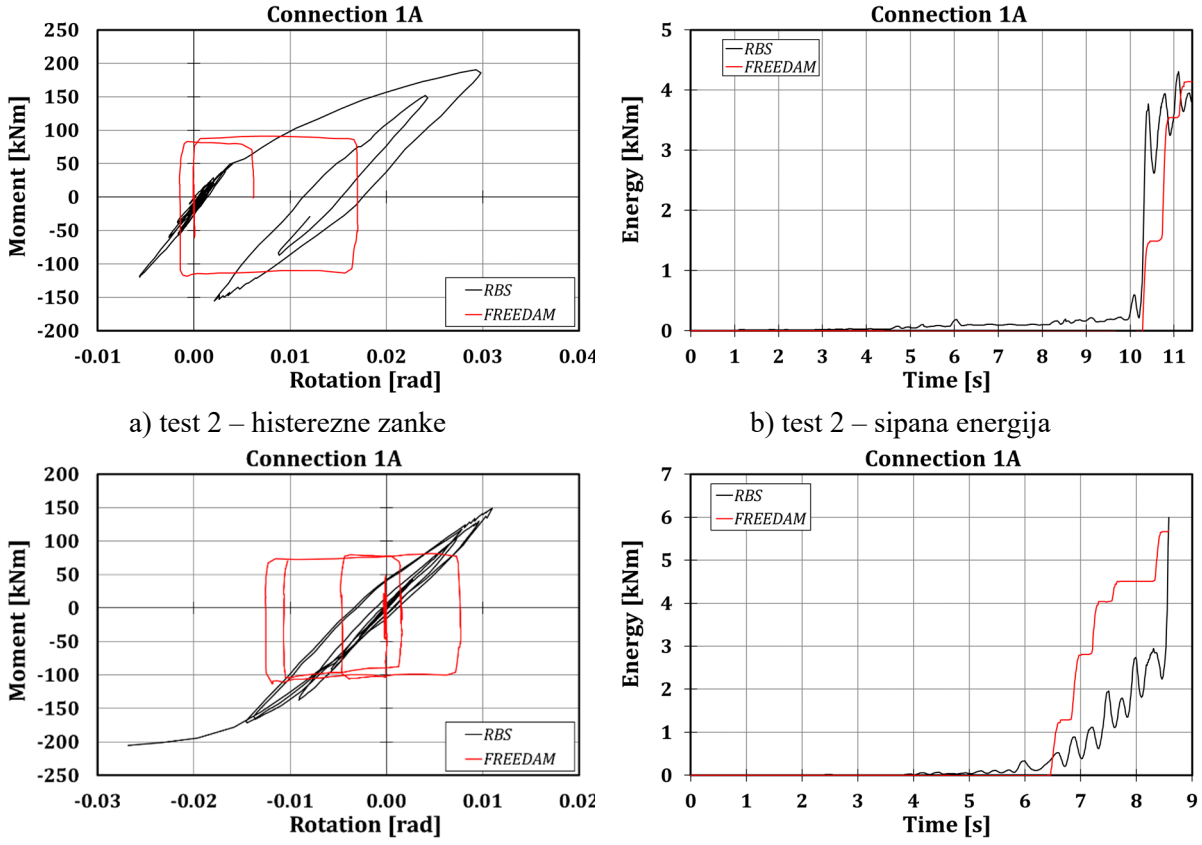


f) test 5: celotna strižna sila

Slika 6.32. Primerjava pomikov zgornje etaže in celotne strižne sile

Lokalno obnašanje konstrukcije je zaradi preglednosti predstavljeno za najbolj obremenjen spoj 1A (za teste brez tehničnih težav). Primerjava je narejena za potresa Spitak in Coalinga s pospeškom temeljnih tal (PGA) 0.8 g. Razprava za ta spoj in akcelerogrami so analogni vsem ostalim spojem. Slika 6.33 kaže, da mora spoj z RBS prečko prenesti višji upogibni moment in večji zasuk: okoli 240 kNm proti 120 kNm, in okloli 27 mrad proti 13 mrad. Kljub temu se da dokazati, da oba spoja sipata enako količino energije. Razlog je v optimalnem obnašanju FREEDAM spoja, ki omogoča obremenjevanje konstrukcije pri nizkih nivojih in hkrati bolj togo konstrukcijo ter obenem omogoča sipanje velike količine energije.

Prejšnje trditve veljajo za spoje v prvi etaži, medtem ko spoji v drugi etaži ostajajo v elastičnem področju in niso predmet poročanja.



a) test 2 – histerezne zanke

b) test 2 – sipana energija

c) test 5 – histerezne zanke

d) test 5 – sipana energija

Slika 6.33. Spoj 1A: histerezne zanke in sipana energija

6.7 LITERATURA

[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.